

16/
GEOLOGI MRGM

L. C. F. C.
17. FCB. 1984
SERVICE DE DOCUMENTATION

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE
MECANIQUE DES SOLS
MECANIQUE DES ROCHES
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°23

MAI 1983

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 23
MAI 1983

sommaire

Liste des participants par pays
Discours d'inauguration, par L. Parez
Allocution d'ouverture, par V. de Mello
Allocution de clôture, par M. Langer

Rapports généraux

Thème 1 : Diagraphies et paramètres de forage, par J. Lahsmanan
Thème 2 : Méthodes géophysiques de subsurface, par D.G. Price
Thème 3 : Essais hydrauliques et hydrogéologiques, par G. Manfredini
Thème 4 : Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement réalisés à la surface des sols et des roches, par R. Garneau.
Thème 5 : Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en forage ou en place à l'aide d'appareils spécifiques tels que le pressiomètre, pénétromètre, scissomètre, etc, par R.A. Frank
Thème 6 : Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en travaux souterrains y compris les mesures de contraintes, par J.C. Sharp

Conférences spéciales

Evaluation of the dynamic characteristics of sands by in-situ testing techniques, by H.B. Seed
Le géologue et le stockage des déchets nucléaires, par J. Goguel

Index généraux

Liste alphabétique des auteurs
Errata des volumes I et II
Bon de Commande

Revue Française de Géotechnique
4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260.36.62

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction : E. Absi - J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Hériveau - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser
Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 350 FF — étranger : 350 FF
Prix du numéro 110 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

LISTE DES PARTICIPANTS AU SYMPOSIUM INTERNATIONAL

CLASSEMENT ALPHABETIQUE PAR PAYS

(575 participants, 40 pays)

LIST OF MEMBERS OF THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM

ALPHABETIC CLASSIFICATION BY COUNTRIES

(575 membres, 40 countries)

COMITE D'ORGANISATION/ORGANIZING COMMITTEE

Président/President : L. PAREZ

Vice-Présidents/Vice-President : C. BORDET, P. DUFFAUT

Secrétaire Général/General Secretary : A. PETER

Trésorier/Treasurer : P. MASURE

Commission des Publications/Publication Committee : G. PILOT, R. STRUILLOU, P. WEBER

Commission des Programmes/Programme Committee : P. FLORENTIN, D. FOURMAINTRAUX, M. RAT

Commission des tours techniques/Technical tours committee : T. DOUCERAIN, M. EVRARD, D. FOURMAINTRAUX

Commission de l'exposition/Exhibition committee : A. MILLIES-LACROIX

Commission du programme social et culturel/Social Committee : M.T. KOURI

Hôtesse/Hostesses : F. LACOSTE, P. LELAY, C. PAREZ, F. PETER

AFRIQUE DU SUD/SOUTH AFRICA

- ** WILSON, Leslie C.
- * WILSON (MME)

ARABIE SEOUDITE/SAUDI ARABIA

- ** EGELI, Isfendiyar

ARGENTINE/ARGENTINA

- ** MAURINO, Victor Eduardo
- * MAURINO (MME)
- ** TREVISAN, Silvano Jorge

AUSTRALIE/AUSTRALIA

- ** BROWN, Peter
- ** MAC CONNELL, Allan Jeffrey
- ** SMITH, Robert Brian
- ** SUTCLIFFE, Gordon

- * ACCOMPAGNANT/ACCOMPAGNYING MEMBER
- ** PARTICIPANT/ACTIVE MEMBER
- *** EXPOSANT/EXHIBITOR

AUTRICHE/AUSTRIA

- ** BUEHL, Heinz
- ** SCHOELLER,

BELGIQUE/BELGIUM

- ** BOLLE, Albert
- * BOLLE (MME),
- ** BUTTIENS, Ernest
- ** CARPENTIER, Roland
- ** CAUFRIEZ, Valmy
- * CRUCIFIX (MME)
- ** CRUCIFIX, Patrick
- ** DE CLERCK, Paul
- ** DETHY, Bernard
- ** DE VOGHEL, Jean
- ** DE VOLDER, Hubert
- * DE VOLDER (MME)
- ** FAGNOUL, André
- ** GHISTE, Serge
- ** MARCHAL, Jean Pierre
- ** MONJOIE, Alberic
- ** NEERDAEL, Bernard
- ** NOMERANGE, Jules
- ** PAQUAY, Jacques
- ** SCHROEDER, Christian
- ** SERVAIS, Jean Marie
- ** SILENCE, Paul
- ** THIMUS, Jean François
- ** VAN VAMBEKE, Albert
- * VAN VAMBEKE (MME)
- ** ZACZEK, Yannick

BRESIL/BRAZIL

** CARDOSO FILHO, Ariston
 * CARDOSO (MME)
 ** DE MELLO, Victor F.B.
 * DE MELLO (MME)
 ** GUSMAO, Jaime de Azevedo
 ** NOGUEIRA DE JORGE, Francisco
 ** REMY, Jean Pierre
 ** ROCHA, Pédricto

CANADA/CANADA

** BALLIVY, Gérard
 ** CRAWFORD, CARL B.
 ** DUBREUIL, Louis *
 * DUBREUIL (MME)
 ** GARNEAU, Raymond
 * GARNEAU (MME)
 ** GRUMICH, Joseph
 * GRUMICH (MME)
 ** HANNA, Adel
 ** JEREMIC, Michaël
 ** KOOPMANS, Robert
 ** LAFLEUR, Jean
 ** LA ROCHELLE, Pierre
 ** LAVALLEE, Jean-Guy
 * LAVALLEE (MME)
 ** LEE, Patrick
 ** LEECH ROBERT, A
 ** PEARSON, Ray
 *** ROCTEST,
 ** SERGI, Antonio
 ** SHIELDS, Donald
 * SHIELDS (MME)
 ** TRAK, Baris
 ** VOGAN, Ronald W.

CHINE/CHINA

** DUAN, Yhenxi
 ** GUO, Kemu
 ** LU, Wan Xie
 ** LU, Zhao Jun
 ** SUN, Jia Zhi
 ** WANG, Weimin
 ** WANG, Zhong Qi

COSTA-RICA/COSTA-RICA

** LAPORTE, Gaston

DANEMARK/DENMARK

** AHRENTZEN, Per Ove
 ** TAGE, Huam

ESPAGNE/SPAIN

** CELMA GIMENEZ, José Joaquim
 ** DEL CORRAL, José Miguel
 ** FERNANDEZ-BOLLO, Miguel
 ** FOYO MARCO, Alberto
 ** IZQUIERDO, Silvestre
 ** JIMENEZ SALAS,
 ** ROMANA, Manuel
 * ROMANA Mme
 ** SIMIC, D.

FINLANDE/FINLAND

** AIKAS, Kari
 ** AIKAS, Timo

** COSMA, Calin
 ** GARDEMEISTER, Reijo
 * GARDEMEISTER (MME)
 ** JAKOBSSON, Kai
 ** PARTIO, Esko
 ** PYLKKANEN, Vuhani
 ** WIHURI, Heikki

ETATS-UNIS/U.S.A

** BRIAUD, Jean-Louis
 ** BRUCKER, Eugène
 ** HAIMSON, Bezalel C.
 *** IRAD GAGE, Division of create products
 ** NOLAN, Thomas
 ** SCHUSTER, Robert L.
 * SCHUSTER (MME)
 ** SEED, Harry Bolton
 ** SLEBIR, Edward
 * SLEBIR (MMe)
 ** WAHLS, Harvey
 * WAHLS (MME)
 ** WITHERSPOON, Paul A.

FRANCE/FRANCE

** ABADIE, Jean
 ** ADAM, Michel
 ** ALBA, Jean-Michel
 ** ALESSANDRELLO, Emmanuel
 ** ALLARD, Pierre
 ** ALONSO, Emmanuel
 ** ANDINA, Mario
 ** ARDITTY, Patricia
 ** ARNOULD, Marcel
 ** ASTE, Jean-Pierre
 ** ATTAL, Alphonse
 ** AZIMI, Chahkroh
 ** BAGUELIN, F.
 ** BARAKAT, ABEL Dr.
 ** BARBIER, Jean-Louis
 ** BARON, Jean-Pierre
 ** BENOIT, Jean-Michel
 ** BEREST, Pierre
 ** BERGIN, Jean-Pierre
 ** BERTEAUX, Patrick
 ** BERTRAND, Lucien
 ** BERTRAND, Yves
 ** BESSON, Liliane
 ** BIAREZ, Jean
 ** BIGOT, Gérard
 ** BISSON, Daniel
 ** BLONDEAU, Alain
 ** BODIGUEL, Michel
 ** BOLLE, Gérard
 ** BONAZZI, Darius
 ** BONNARDEL, Pierre
 ** BONVALLET, Jacques
 ** BORDET, Claude
 * BORDET (MME)
 ** BOSSY, Gonzague
 ** BOTH, Jacques
 ** BOURBIE, Thierry
 ** BOUCHEZ, Jacques
 ** BOUVARD, Anne
 ** BOUYAT, A, Christian
 ** BOZETTO, Pierre
 *** BUREAU DE RECHERCHES GEOLOGIQUES ET MINIERES.
 ** BROSSIER, Paul
 ** BUET, Pierre
 ** BUNEL, Jean
 ** CAILLEUX, Jean-Bernard
 ** CAILLOL, Michel
 ** CAMINADE, Jean-Paul
 ** CARON, Bernard

** CARTIER, G.
 ** CASSAN, Maurice
 *** CENTRE D'ETUDES ET DE RECHERCHE DES CHARBON-
 NAGES DE FRANCE.
 ** CHAPOT, Pierre
 ** CHEVALIER, Patrick
 ** CHEVASSU, Georges
 ** CLEMENT, Gerald
 ** CLINCKX, Christian
 *** CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS
 ** COCHONAT, Pierre
 ** COMBARIEU, Olivier
 *** COMITE FRANCAIS DE GEOLOGIE DE L'INGENIEUR
 *** COMITE FRANCAIS DE MECANIQUE DES ROCHES
 *** COMITE FRANCAIS DE MECANIQUE DES SOLS
 ** CONCHE, Pascal
 *** CONTROLAB,
 ** COURTECUISE,
 *** COMPAGNIE DE PROSPECTION GEOPHYSIQUE FRANCAISE
 *** COMPAGNIE FRANCAISE DE FORAGES MINIERES
 ** CROSNIER, Bernard
 ** CUDENNEC, Jean-Pierre
 ** CURT, Jean-Claude
 ** DAUVISIS, Jean-Pierre
 ** DE GARIDEL-THORON, Robert
 ** DELMULLE, J.P.
 *** DEPREZ, Daniel
 ** DE SAMBUCY, Marc
 ** DE SLOOVERE, Pierre
 ** DESVARREUX, Jean-Pierre
 ** DOUAY, François
 ** DOUCERAIN, Thierry
 ** DUBIE, Jean-Yves
 ** DUFFAUT, Pierre
 ** DUFOR, Marc
 ** DU MOUZA, Jean
 ** DUPAS, Jean-Michel
 ** DURAND, Frédéric
 ** DURAND E.
 ** DURONSOY, Claude
 ** ERLING, Jean-Claude
 ** EVRARD, Henri
 ** FABRE, Jean-Claude
 ** FABRE, Denis
 ** FATTON, A.
 ** FAVRE, Jean-Louis
 ** FAYOUX, D.
 ** FENOUX, Georges Yvon
 * FENOUX (MME)
 ** FERNANDEZ-BOLLO, Mariano
 ** FEUGA, Bernard
 ** FINE,
 ** FLEPP, Gilbert
 ** FLORENTIN, Pierre
 ** FONDAIN, Guy
 ** FOURMAINTRAUX, Dominique
 ** FOURNIER, Gérard
 ** FRANK, R.
 ** FROIDEFOND, Jacques
 ** FROSSARD, E.
 ** GAMBIN, Michel
 ** GIRARD, Hugues
 ** GIRAUD, Jean-Pierre
 ** GODART, Jacques
 * GODART (MME)
 ** GOGUEL, Jean
 ** GOGUEL, Bernard
 ** GOURVES, Roland
 * GOURVES,
 ** GROS, Gerard
 *** GROUPE L. MENARD
 ** GUENOT, Alain
 ** GUENOLIN, Albert
 ** GUERPILLON, Yves
 ** GUIENNET, Bernard
 ** HABIB, Pierre
 ** HALLE, Philippe

** HAVARD Hervé
 ** HECTOR, Jean
 ** HENRY, Jean-Yves
 ** HERAUD, Hubert
 ** HUGOUT, Bruno
 ** HURTADO, Jean
 * HURTADO, ACC
 ** IALENKO, Philippe
 *** INSTITUT FRANCAIS DU PETROLE
 ** ISNARD, André
 ** JOSSINET, Christian
 ** JURAN, Ilan
 ** KERISEL, Jean
 ** KOURI, Marie-thérèse
 ** KUTKAN, Erkan
 *** LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES
 ** LAGABRIELLE, Richard
 ** LAKSHMANAN, Jacques
 ** LAPEYRE, Jean-Louis
 ** LAREAL, Pierre
 ** LAUTRIN, Danielle
 ** LEBRETON, Francisque
 ** LEBRETON, Alain
 ** LEDEUIL, Emile
 ** LE GUERNIC, Joseph
 ** LEJEUNE, Jean-Michel
 ** LE MAILLOUX, Yannick
 ** LEMOINE, Yves
 ** LE TIRANT, Pierre
 ** LEVALLOIS, Jacques
 ** LONDE, Pierre
 ** LOUDIERE, D.
 ** LOUIS, Claude
 ** LUONG, Minh Phong
 *** LUTZ, Jean, S.A.
 ** MABIT,
 ** MAGNAN, J.P.
 ** MASCARELLI, Jean-Pierre
 ** MASURE, Phillipe
 ** MAYER, Armand
 ** MAYER, Claude
 *** MAZIER et Cie
 ** MEAUX, Georges
 ** MIEUSSENS, C.
 ** MILLIES LACROIX, Adrien
 ** MONEK, Georges
 * MONEK (MME)
 ** MORLIER, Pierre
 ** MORNET, Jean
 ** NAKANO, Masaaki
 ** NAZARET, Jean-Paul
 ** NGUYEN THANH LONG,
 ** OMAR YOUNES, Dr
 ** OTT, Bernard
 ** OUDIN, Michel
 ** PANET, Marc
 ** PAQUET, Aimé
 ** PAREZ, Louis
 * PAREZ (MME)
 ** PERRIER, Maurice
 ** PERRIER, Michel
 ** PERRIN Jacques
 ** PETER, André
 ** PFISTER, Paul
 ** PHILIPPONNAT, Gérard
 ** PICOD, Gérard
 ** PIGUET, Jack-Pierre
 ** PILOT, Georges
 ** PIZIGO, Michel
 ** POIROT, René
 * PORTIER,
 ** POST, Georges
 *** PRESSES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET
 CHAUSSEES
 ** PRIMEL, Louis
 ** PUECH, Jean Pierre
 ** PUECH, Alain
 ** RAT, Marcel

** REVALOR, Roger
 ** REYMOND, Marie Christine
 ** ROBERT, Alain
 ** ROCHET, Louis
 ** ROCQUES, Guy
 ** ROMAN, Philippe
 ** RONEZ, Marc
 ** ROUSSEAU, Jean
 ** ROUSSEAU, Dominique
 ** ROUSSELIN, Robert
 ** RZEPKA, Jean-Pierre
 ** SALEMBIER, Michel
 ** SALENCON, Jean
 ** SAMADEN, Guy
 ** SANGLERAT, Guy
 ** SCHLOSSER, François
 ** SCHNEIDER, Bernard
 ** SCHWARTZMANN, Raymond
 ** SEBAG, Jacques
 *** SEDITECH S.A.
 ** S.E. SOLEIMAN ABDEL HAI
 *** SERVICES ET INSTRUMENTS DE GEOPHYSIQUE
 *** SOCIETE TELEMAT
 ** SOEIRO, Fernand
 * SOEIRO (MME)
 *** SOLETANCHE ENTREPRISE
 ** SOULIEZ, Gaston
 *** STE CRAELIUS
 * STOUVENEL,
 ** STRUILLOU, Roger
 ** SZABO, Lajos
 ** TCHENG, Yuan
 * TCHENG (MME)
 *** TECHMATION
 ** THIERY, Jean
 ** THOMAS, Alain
 ** TOULEMONT, Marcel
 *** TUBAFOR,
 *** UNION FRANCAISE DES GEOLOGUES
 ** UPRICHARD, Tom
 ** VINCENT, Alain
 ** WASCHKOWSKI, E.
 ** WEBER, Philippe
 ** WEPIERRE, Jean-Claude
 *** WILD & LEITZ FRANCE
 ** WOJTKOWIAK, Francis

HONG-KONG/HONG-KONG

** BRIAN BOYS, Keith Charles

INDE/INDIA

** AGARWAL, SL.
 ** PRAKASH, Shamsher
 ** RAMAMURTHY, Temura

ISLANDE/ICELAND

** JONASSON, Bjorn
 * JONASSON (MME)
 ** ZOPHONIASSEN, Snorri

ISRAEL/ISRAEL

** MAZURIK, Amihay
 ** TSUR, Yoav
 ** WISEMAN, Gdalyah
 ** ZEITLEN, Joseph G.

ITALIE/ITALY

* BAGLIO, Cataldo
 ** BALDI, Gualtiero
 ** BALDOVIN, Ezio
 ** BELLETTI, Paolo
 * BELLETTI (MME)
 ** BORSETTO, Massimo
 ** BROGINI, Filiberto
 ** BRUZZI, Domenico
 ** CANCELLI, Andréa
 ** CARABELLI, Edmondo
 ** CAVALLI, Vittorio
 * CAVALLI (MME)
 ** CESTARI, Ferruccio
 * CESTARI (MME)
 ** COPPOLECCHIA, Mauro
 * COPPOLECCHIA (MME)
 ** CROCE, A.
 ** CROCE, Paolo
 ** D'AGOSTINO, Salvatore
 ** DEMONTIS, Guido
 ** DOLCETTA CAPUZZO, Morando
 * DOLCETTA (MME)
 ** ESU, Franco
 * ESU (MELLE)
 * ESU (MME)
 ** FRASSONI, Alberto
 * GARBUGLIO, AC
 ** GARINO, Antoine
 ** GUISSANI, Alberto
 *** INSTITUTO SPERIMENTALE MODELLI E STRUCTURE
 ** JAMOLKOWSKI, Michèle B.
 * LANZILLO, Guido
 * LANZILLO, Lauro
 ** LEHBO FAZIO, Albino
 * MANFREDINI (MME)
 ** MANFREDINI, Giovanni
 ** MARAZIO, Alfredo
 ** MARCHETTI, Silvano
 * MARCHETTI (MME)
 ** PERRIELLO-ZAMPELLI, Sebastiano
 ** PISANELLI, Antonio
 * PISANELLI (MME)
 ** RIBACCHI, Renato
 * RIBACCHI (MME)
 * RIBACCHI, Cristina
 ** RICCONI, Roberto
 ** ROSSI, Sergio
 * ROSSI (MME)
 ** ROSSI DORIA, Martino
 ** SAPIO, Giovanni
 ** SILVESTRI, Tito
 *** SUNDA
 ** VENTURA, Pierfranco
 ** VITULLO, Commado
 * VITULLO (MME)
 ** ZANINETTI, Attilio

JAPON/JAPAN

** ASAMI, Hideki
 ** BABA, Kyohei
 ** FUKUOKA, Masami
 ** FUMIO, Sugimoto
 ** ICHIKAWA, Noriaki
 ** MIYASHITA, Akio
 ** MORI, Hiroshi
 ** MURAHASHI, Yoshiharu
 ** OHYA SATORU,
 ** OKABAYASHI, Ikuo
 ** RYOJI, Kobayashi
 ** TOIDA, Hiroshi
 ** YAMAMOTO, Shigeaki
 ** ZAOYA, Katsuyoshi

LUXEMBOURG/LUXEMBURG

** LETHUAIRE, Raoul

MALAISIE/MALAYSIA

** CHIN FUNG KEE
* CHIN FUNG KEE, AC
** NG, BEH KIAN
* NG BEH KIAN (MME)

MAROC/MOROCCO

** EL GHORFI, Abdellatif

MEXIQUE/MEXICO

** GARCIA, Carlos
** GONZALEZ VILLARREAL, Javier
** RASO, Antonio

NIGERIA/NIGERIA

** AJAYI, Larry
* AJAYI (MME)

NORVEGE/NORWAY

** LUNNE, Tom
* ONGRE KJERSTIN,
** SENNESET Kaare
** VIK, Gunnar

PAYS-BAS/NETHERLANDS

** DE GOEJE, Claudius H.
** DE LEEUW, E.H.
** DE MULDER, Eduardo F.J.
** DE RUITHER,
** ELEWAUT, Emile
* ELEWAUT (MME)
*** FUGRO
** KOLK, Harry J.
** LUGER, H.J.
** POOL, Marinus
** PRICE, D.G.
** RENGERS, Niek

POLOGNE/POLAND

** MYSLINSKA, Elzbieta

PORTUGAL/PORTUGAL

** COELHO, Antonio
** GROSSMANN, Nuno Feodor
** MARANHA DAS NEVES, Emanuel
** OLIVEIRA, R.A.
* OLIVEIRA (MME)
** PINTO, José Loureiro
* PINTO (MME)

R.F. ALLEMAGNE, F.R. GERMANY

** AMMAN, Peter
* AMMAN (MME)
** ARMBRUSTER, Heinrich
** FAUST, Joachim

** FEIX, Wolfgang
** HAUPT, Wolfgang
* HAUPT (MME)
** HORN, Armin
** KRAPP, Lutz
* KRAPP (MME)
** LANGER, Michaël
** MERKLER, Georg Paul
* METZLER, Friedhelm
** PAHL, Arno
* PAHL (MME)
** SILDEN Dieter
** SMOLTCZYCK, H.
** WIERCZEYKO, Erich
** WOHLNICH, Martin

ROYAUME-UNI/UNITED-KINGDOM

** BUTTERFIELD, Roy
** DAW, Graham Philip
* DAW (MME)
** KIRKPATRICK, William Marius
** KNOX, William Robert Allistair
** LAST, Nicel Charles
* LUMSDEN (MME)
** LUMSDEN, Alastair
** MC EWEN, T.J.
** MEIGH, Alan
** PARRY, Dick
** POLLARD, C. Alan
** POWELL, John
** PRICE Jones, Alun
** SCOTT, Robert
** SHARP, John
** SHERIDAN, Ahmed
** SHWAIK, Raddi
** SOMERVILLE, Stanley H.
** TEDD, Paul
** WOOD, Ian Rudge
** WROTH, C.P.

SINGAPOUR/SINGAPORE

** BROMS, Bengt

SUEDE/SWEDEN

*** BEMEK
** BJELM, Leif
** CARLSSON, Anders
** CARLSSON, Leif
** FOLLIN, Sven
** HANSBO, Sven
** OLSSON, Tommy
** OTTOSSON, Elvin
** PRAMBORG, Bengt
** STEPHANSSON, Ove
** SVENSSON, Conny
** ULRIKSEN, Peter
** WENNERSTRAND, Jan

SUISSE/SWITZERLAND

*** BEVAC S.A.
** BUCHI, Ernst
** JENNI, Jean-Pierre
* JENNI (MME)
** KOVARI, K.
** LEONI, Romano
** MADSEN, Fritz
* MADSEN (MME)
** REZZONICO, Giancarlo
** STEIGER, Karl M.
** TOGLIANI, Gianni

SYRIE/SYRIA

- ** CHOUKER, Faris
- * CHOUKER (MME)
- * CHOUKER, Adib
- ** MAWLAWI, Farid

TCHECOSLOVAQUIE/CZECHOSLOVAKIA

- ** BUZKOVA, Helena
- ** FUSSGANGER, Egon
- ** HASEK, Vladimir
- ** HULLA, Jozef
- * KOZEL, Pavel
- ** MUZIK, Ludvik
- ** PICHAL, Zdenek
- ** ROZSYPAL, Alexandr.
- ** SAMALIKOVA, Milena
- ** SOLTES, Jan

TUNISIE/TUNISIA

- ** SAKKA, Lafi

URSS/USSR

- ** FYODOROV, Boris S.
- ** KAZIKAEV, J.M.
- ** KUSTOV, U.P.
- ** OSIPOV, Victor
- ** RUKIN, Vladimir
- ** TROFIMENKOV, Yurig G.

YUGOSLAVIE/YOUGOSLAVIA

- ** ANAGNOSTI, Petar
- ** BOZINOVIC, Dr Duzanka
- ** GOJKOVIC, Snezana
- ** LIKAR, Jakob
- ** POPOVIC, Milovan
- ** RIBICIC, Michael
- ** SARAC, Dzevad
- * TONKOVIC, Nikola

ASSOCIATIONS INTERNATIONALES/
INTERNATIONAL ASSOCIATIONS

- *** Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur
- *** Société Internationale de Mécanique des Sols et Travaux de Fondation.

DISCOURS D'INAUGURATION DE/OPENING SPEECH OF

M. Louis PAREZ

Président du Comité d'Organisation du Symposium International

Monsieur le Directeur Général de l'UNESCO, Messieurs les Présidents, Mesdames et Messieurs, Chers Amis, Dear Friends — Caros Amigos — Tshin Ainaru Minasan — Cari Amici — Ikhouni el Ezza — Doraguiye Tovaritchi — Estimados Amigos — Quing Ai de Peng Yu — Liebe Freunde.

Ce petit exercice linguistique est, bien sûr, destiné à souhaiter la bienvenue à chacun, mais il veut aussi montrer que ce symposium est celui de l'Amitié.

Tout d'abord l'amitié entre les nations, symbolisée par la présence de Monsieur le Directeur Général de l'UNESCO que nous remercions vivement pour son allocution chaleureuse.

Dans ce Palais de l'Organisation des Nations Unies pour l'éducation, la science et la culture, des membres de 40 pays sont réunis ce matin. Depuis nos voisins les plus proches jusqu'à nos collègues des nations les plus lointaines, ce sont plus de 500 ingénieurs et accompagnants qui sont venus apporter leur amical soutien à cette manifestation à laquelle participent 247 français. Par ailleurs, 173 contributions scientifiques écrites ont été reçues.

Amitié entre anglophones et francophones favorisée par l'équipe d'excellents interprètes qui s'est déjà mise à l'ouvrage.

Amitié entre les spécialistes de diverses sciences de la terre, en effet, si j'ai l'honneur d'ouvrir ce symposium c'est au nom des trois comités français de Mécanique des Sols, de Mécanique des Roches et de Géologie de l'Ingénieur qui l'ont préparé en toute amitié et dans l'union la plus complète. J'avais, pour ce faire, certainement beaucoup moins de mérite que mes amis Pierre Duffaut et Claude Bordet. Mais en attribuant la Présidence du Comité d'organisation au Mécanicien du Sol, tous ont voulu marquer la reconnaissance de nos collègues envers mon prédécesseur le Président Pierre Habib qui est l'"inventeur" du thème principal de ce symposium. Il est entouré de l'ancien Président du Comité Français de Géologie de l'Ingénieur, Jean Goguel et de l'ancien Président du Comité Français de Mécanique des Roches, Edouard Tincelin.

Quelques grands experts internationaux des trois disciplines ont bien voulu nous faire l'amitié de patronner scientifiquement ce symposium en lui communiquant ainsi une part de rayonnement de leur immense savoir. Ce sont Messieurs :

- CALEMBERT, Professeur émérite, Université de Liège, Belgique,
- CROCE, Vice-Président de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Italie
- GARCIA-YAGUE, Vice-Président de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur pour l'Europe Occidentale, Espagne,
- GERGOWICZ, Directeur de l'Institut Géotechnique, Wrocław, Pologne,
- GOODMAN, Department of Civil Engineering, University of California, Etats-Unis,
- OHYA, Ingénieur Consultant, OYO Corporation, Tokyo, Japon,
- OLIVEIRA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbonne, Portugal,
- SERGEEV, Président, Vice-Président de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur pour l'Europe de l'Est,
- SMOLTCZYK, Professeur, Dr. Ingénieur, Université de Stuttgart, R.F.A.
- URIEL, Vice-Président pour l'Europe de la Société Internationale de Mécanique des Roches, Espagne,
- WHITE, Vice-Président pour l'Amérique du Nord de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, Canada.

Enfin, nous sommes spécialement honorés par la présence active de deux grands Présidents Internationaux. Ce sont le Professeur Langer, Président de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et le Professeur De Mello, Président de la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations. Ils nous diront quelques mots, l'un et l'autre, au début et à la fin de ce symposium.

Amitié de grandes administrations, de Sociétés et de mécènes : Trois ministères ont accordé leur patronage à notre symposium. Ce sont :

- le Ministère de l'Industrie et de la Recherche,
- le Ministère de l'Urbanisme et du Logement,
- le Ministère des Transports.

Malheureusement les difficultés économiques actuelles ont fait qu'aucun des trois n'a pu nous soutenir financièrement, aussi nous sommes spécialement reconnaissants aux Sociétés qui ont accepté de nous faire des dons particulièrement précieux au début du lancement de notre organisation.

La liste de ces généreux mécènes se trouve sur le programme à la rubrique "Comité de Soutien".

Puisque j'aborde les problèmes financiers, je dois vous avouer que, pendant de longs mois, nous avons eu très peur pour les finances de nos comités. En effet, alors que les réponses au premier questionnaire annonçaient une participation importante, pendant très longtemps, le rythme des inscriptions définitives... et payantes est resté très lent (170 inscrits seulement au 15 février dernier).

J'envisageais le pire, c'est-à-dire de devoir transformer les membres du Comité d'Organisation et leurs épouses en quêteurs sur la voie publique.

Fort heureusement, nous n'en sommes pas arrivés là et la courbe des inscriptions a pris, dans le dernier mois, une pente bien sympathique. C'était même la bousculade, ces derniers jours, dans les services de notre Secrétaire Général.

Que soient chaleureusement remerciés tous ceux qui nous ont fait l'amitié de nous aider, de nous soutenir et de participer à ce symposium international sur la Reconnaissance des Sols et des Roches par essais en place.

* * *

Au début des années 50, en France, l'essai en place le plus répandu en mécanique des sols était l'essai "à la canne" ou "au talon".

Un homme d'expérience, très digne, venait sur le site et frappait le sol du talon de sa chaussure ou bien appuyait sur sa canne. Plein d'assurance, il annonçait alors le taux de travail du sol. C'était assez comparable à la baguette du sourcier, mais cela pouvait avoir des conséquences beaucoup plus graves !

En 1952, Jean Kérisel, alors Directeur au Ministère de la Reconstruction, lança un concours pour la recherche et la mise au point d'appareils *pénétromètres statiques* plus perfectionnés que l'appareil mécanique hollandais existant alors.

Ce fut une belle émulation et l'on vit naître en France des *pénétromètres* de divers types : mécaniques, pneumatiques, hydrauliques puis électriques.

La géologie de la France est plus variée que celle de la Hollande, mais nous avons de grands bassins alluvionnaires où, très rapidement, ces appareils ont permis aux jeunes vocations d'accroître leur foi dans les essais en place.

Les perfectionnements principaux apportés à ces appareils ont été successivement : la mesure du frottement latéral unitaire sur un manchon de frottement installé juste au-dessus de la pointe, puis la mesure de la pression interstitielle induite par la pénétration dans des sols saturés. De sorte que le *pénétromètre statique* avec mesure de pression interstitielle appelé "piézocône" a été le premier appareil d'essai rapide en place capable de permettre l'estimation du comportement à long terme du sol.

En 1956, c'était le premier brevet de Louis Ménard qui présentait son *pressiomètre* au 4^e Congrès International de Londres en 1957. Rapidement, grâce à l'immense talent de ce jeune ingénieur, disparu trop vite, le *pressiomètre*, son mode d'emploi et d'interprétation faisaient le tour du monde et rendaient partout les grands services que l'on sait.

Dans le même temps, le *pénétromètre dynamique* se développait et on voyait se construire des appareils plus perfectionnés dans le sens de l'automatisme du battage et de la réduction du frottement latéral (pointe débordante, emploi de boue bentonitique) tel le Sermès de Jean Baudrillard.

Enfin, nous avons vu récemment se développer avec succès l'*autoforage* mis au point par les laboratoires des Ponts et Chaussées. Cette méthode a permis de mettre en place dans les sols meubles divers modules de mesure avec un remaniement minimum des parois du forage. Parmi ces divers modules de mesure, une mention toute particulière doit être faite au *pressiomètre autoforeur* qui est en train de partir à la conquête de l'off-shore.

Pour retracer de même l'historique des essais en place en mécanique des Roches, j'emprunterai les idées suivantes à mon ami Pierre Duffaut.

Pour les Français, la Mécanique des Roches pourrait remonter aux barrages d'Algérie où Georges Drouhin avait employé les *essais à la plaque* sur des fondations qui ne lui paraissaient pas assez rocheuses ! de même, les Suisses les ont employés sur leur mollasse au barrage de Rossens.

Vers 1950, c'est le site de Tignes qui a retenu l'attention (comme étant alors le plus haut barrage-voûte du monde). Les essais à la plaque ont été appliqués à des quartzites, cette fois incontestablement des roches, par le C.E.B.T.P. et plus précisément par Pierre Habib.

Plusieurs années se sont passées, entre Tignes et Malpasset, avant qu'on applique à nouveau l'essai à la plaque aux barrages — notamment sous l'impulsion de Didier Olivier-Martin pour confirmer les différences entre la fondation de Malpasset et celle d'autres barrages.

Dans cet intervalle, ce sont surtout les conduites forcées souterraines qui ont justifié ces essais pour mesurer "le" module du terrain, et apprécier le partage du travail entre l'acier et le terrain.

Dans plusieurs cas ont été développés les *essais en caverne* où une chambre d'essai cylindrique, blindée ou non, est gonflée à l'eau. Cette chambre a servi de modèle aux dilatomètres en sondage développés simultanément en France, en Yougoslavie et, peu après, au Portugal. Electricité de France a mis au point le Médératée en diamètre 260 mm, le premier dilatomètre facile à utiliser grâce à sa membrane en caoutchouc synthétique. Ensuite, sous licence, en diamètre plus petit pour en faire un engin plus maniable encore.

Tous ces essais étudiaient la *déformation*, et un grand travail a été fait pour interpréter les courbes et en corrélérer les résultats avec les modules sismiques.

Ces essais n'approchaient que rarement de la rupture. L'étude des fondations de barrage a conduit à développer des essais de *cisaillement in situ* sur des blocs façonnés en relief, notamment pour les barrages à contreforts.

Dans les mines, la déformation et la rupture sont secondaires ; par contre, c'est aux *contraintes* qu'on s'intéresse. La libération des contraintes, par saignée, suivie d'une mesure au vérin plat, est introduite par Armand Mayer et Pierre Habib dès 1952 et a connu un grand développement dans les mines de fer avec Edouard Tincelin.

Il y a lieu de mentionner aussi les *essais d'altération in situ* pratiqués notamment par Electricité de France à Sisteron sur des calcaires marneux en conditions contrôlées de température et d'humidité.

J'allais oublier de citer les essais de *perméabilité* qui, comme chacun sait, ont été codifiés par Lugeon dans les années 30. Comme ils impliquent aussi déformation et rupture, ils méritent bien le titre d'essai le plus ancien de la Mécanique des Roches (et sous la forme de fracturation hydraulique les essais d'eau mesurent aujourd'hui aussi les contraintes).

J'ai fait peu de place aux essais géophysiques, il faudrait citer ici Bollo et Lakhsmanan qui ont d'ailleurs pris aussi, bien souvent, une part active aux autres types d'essai.

*
* *

Il a été bien difficile aux premiers constructeurs d'automobiles de s'écarter de la conception des carrosseries des voitures à cheval.

De même, dans les premiers temps des essais en place en Mécanique des Sols, on cherchait à retrouver les paramètres de cisaillement φ et C obtenus par les essais de laboratoire sur échantillons intacts. Ainsi faisait l'Herminier en 1952 avec les deux équations donnant les résistances de pointe et de frottement latéral du pénétromètre statique.

Ainsi faisait aussi Louis Ménard avec la sous-tangente à la courbe pressiométrique.

Puis on est parvenu à prendre suffisamment d'assurance pour dimensionner les fondations directement avec q_c ou p_1 . Peut-être même prend-on parfois, trop d'assurance, en jetant trop vite aux orties ce que les plus anciens d'entre nous ont adoré, je veux dire : les essais de laboratoire.

Une reconnaissance doit permettre de concilier, pour un projet, la stabilité, l'économie et les délais (délais de démarrage et de durée d'exécution).

Si, maintenant, les essais en place sont interprétés avec une sûreté de plus en plus grande, c'est sans doute leur économie et leur vitesse de réponse qui leur ont permis d'augmenter considérablement leur champ d'action en prenant une grande part de la place qui était celle des essais de laboratoire dans le passé.

Je voudrais néanmoins rappeler un exemple célèbre donné par Karl Terzaghi au Congrès de Zurich en 1953 (il y a 30 ans déjà !) à propos du Standard Penetration Test (SPT) : "Une faible valeur du nombre de coups N (pour un enfoncement de 1 pied) peut être obtenue soit dans un sable meuble qui est relativement peu compressible, soit dans une argile tendre qui est extrêmement compressible. Il s'ensuit que les essais de pénétration standard peuvent nous tromper totalement s'ils ne sont pas précédés par des forages complétés par des essais d'identification sur des échantillons représentatifs et par un examen géologique complet du site".

La reconnaissance des sols et des roches peut se faire par différentes méthodes dont chacune présente des avantages, mais aussi des inconvénients qui en limitent la portée.

Etant donné la complexité de la structure des formations naturelles et de leurs propriétés physiques, aucune méthode d'exploration du sol n'est, seule, entièrement valable dans tous les cas et une reconnaissance sérieuse et complète doit comporter un ensemble d'essais procédant d'au moins deux méthodes complémentaires. Ces essais doivent être analysés en gardant bien en vue les données fournies par la géologie sur l'histoire de la formation des couches du sol étudié.

C'est le conseil qui voudrait rappeler, aux jeunes ingénieurs, un moins jeune qui a toujours eu une immense foi dans les essais en place.

Pour terminer, j'émets le souhait que ce symposium soit très fécond, d'abord pour l'accroissement des connaissances de chacun dans les méthodes d'essais en place et leur interprétation, fécond surtout dans les contacts mutuels qu'il va permettre d'établir pour des échanges ultérieurs et pour la naissance et l'entretien de l'amitié entre les "hommes de la terre".

ALLOCUTION D'OUVERTURE DE/OPENING SPEECH OF

M. Victor DE MELLO

Président de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Travaux de Fondations

Monsieur le Directeur Général de l'UNESCO, Monsieur le Président de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, Monsieur le Président du Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations, Mesdames et Messieurs, Chers collègues.

A l'occasion de notre Congrès International des Sciences de la Terre appliquées au Génie Civil, nous avons l'honneur de saluer Monsieur le Directeur Général de l'UNESCO.

Nous sommes particulièrement touchés de sa présence car nous tous qui sommes ici réunis, nous nous retrouvons sur le terrain de la culture, réalité fondamentale qui nous distingue et nous unit : la culture étant la manière spécifique "d'exister" et "d'être" pour l'homme. "Genus humanum arte et ratione vivit" (Saint-Thomas d'Aquin).

Sur le terrain de la Culture, au sens propre, travail des sols de façons diversifiées, nous ici présents, nous représentons un groupe de privilégiés de qui l'humanité et notre conscience exigent beaucoup. "On demandera beaucoup à qui l'on a beaucoup donné, et on exigera davantage de celui à qui l'on a beaucoup confié".

Sur le champ de l'internationalisme culturel nous jouissons encore davantage de la douce saveur de la fabuleuse hétérogénéité naturelle, qui nous enthousiasme dans les sciences de la terre. Dans le plaisir de jouer avec les diversités de la nature d'une part, nous apprenons une profonde humilité tandis que, d'autre part les travaux qui appartiennent à notre technologie, dédiée à la Société et à l'être humain dans ses tâches civiles, nous existons par la Culture et pour la Culture, et nous nous permettons un peu d'orgueil.

L'homme en lui-même, est pour la vérité, et devient encore plus lui-même par la connaissance chaque fois plus parfaite de la vérité. Le bonheur, c'est simplement "d'être", comme l'avait défini succinctement Albert Schweitzer : "Je suis la vie qui veut vivre au milieu de la vie, ce qui aussi veut vivre". Notre "joie de vivre" est intrinsèque à "l'être" et à la coexistence avec les autres "êtres". Mais, du mot "bonheur", passons en anglais au mot "happiness" étymologiquement associé au mot "happen", qui sous-entend un certains sens "d'entreprise". Ainsi, nous arrivons de ce fait à l'heureuse reconnaissance du présent événement et de sa réalisation : le SYMPOSIUM INTERNATIONAL DE RECONNAISSANCE DES SOLS ET DES ROCHES PAR ESSAIS EN PLACE.

Selon Ernest Renan "Le bonheur est le dévouement à un rêve ou à un devoir". Pour nous, Ingénieurs du Génie Civil et Ingénieurs Géotechniciens. C'est le rêve et le dévouement à l'éblouissement devant la nature, et le devoir de "faire" et de réussir pour la Société et pour "la vie qui aussi veut vivre".

Réunis en ce Congrès nous remplissons notre devoir de recherche de quelque lumière conformément au destin supposé de l'homme qui est de sortir de l'ignorance maintenue par l'ignorance elle-même.

Dans la pratique du Génie Civil, afin d'atteindre l'efficacité et la sécurité, nous soumettons notre "émergence de l'homme", par étapes, à des contraintes provoquées par la conscience d'une absence de résolution et de courage. Nous acceptons les prescriptions, les dogmes et les formules dans les activités quotidiennes, parce qu'aucune vie ne peut être transformée à chaque pas, dans un continuel défi. Nous devons atteindre notre but et pour ce faire, nous sommes obligés d'avoir confiance, tout en nous méfiant. En tant que professionnels engagés pour accomplir certaines fonctions, nous devons nous tenir à un minimum de règles d'efficacité, qui sont basées sur une certaine obéissance. En outre, lorsque j'enseigne il me faut transmettre un certain degré minimum de sûreté et de confiance, tout en continuant à me méfier intimement. Or, ce sont des obligations qui affectent les intérêts spécifiques de la Société.

Néanmoins, quand je participe, de mon propre gré, à un symposium public, je suis contraint d'utiliser la raison, cherchant la compréhension et la lumière pour lesquels sont nécessaires uniquement la liberté et la joie de la découverte, même si c'est la découverte d'avoir labouré dans l'erreur.

Il n'existe pas de point culminant du savoir, et une époque n'a aucun droit, en se basant sur ses prescriptions, de contraindre la période suivante, l'empêchant de corriger ou d'amplifier ses connaissances. Ce serait un crime contre la nature humaine dont le destin naturel se trouve précisément dans le Progrès !

C'est avec une immense gratitude que nous évoquons à ce Congrès la personnalité de Karl Terzaghi, à l'occasion du centenaire de sa naissance. Rappelons que tous ses derniers travaux écrits alors qu'il était déjà au lit, cherchaient de nouvelles frontières de la vérité avec la même curiosité farouchement inquisitive que celle du jeune professionnel de 1923. A lui, mort depuis vingt ans, qui nous a légué cette technologie si affinée à l'esprit de l'homme, le meilleur tribut que nous pouvons rendre c'est de montrer, combien on a corrigé et progressé dans les variétés auto-imposées, transitoires, que lui-même avait générées.

Il y a peu de secteurs de la Géotechnique, où l'on pourrait trouver, dans la dernière décade, un progrès aussi intense que dans les Investigations des Sols et des Roches par les Essais *in situ*. Depuis les profondeurs des fondations sous-marines pour les coûteuses plates-formes océaniques, jusqu'aux conditions d'appui des barrages osés par lesquels nous défions la Nature, obstruant son cours naturel établi géomorphologiquement à travers des millénaires, et même, jusqu'à l'ouverture de profondes et immenses cavernes souterraines pour des fins diverses, il n'existe pas de travaux pour lesquels le géotechnicien actuel se contenterait d'accepter les normes fixées par les rudimentaires essais *in situ* d'il y a vingt ans.

Louons donc l'opportunité tellement réjouissante d'exercer le droit et l'obligation de faire encore un pas de plus vers la lumière en géologie et géotechnique, dans une ambiance si noble, historique et présente, de la liberté, de l'égalité et de la fraternité, où nous vénérons la culture et notre raison d'être, pour nous-mêmes et pour ceux qui veulent aussi être tels que nous sommes et qu'ils voudraient être.

A nos chers collègues de la Commission d'Organisation du Symposium, nous souhaitons un grand succès et nous adressons nos remerciements par avance.

ALLOCUTION DE CLOTURE DE/CLOSING SPEECH OF

M. Michael LANGER

Président de la l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur

At the end of an International Symposium like this it has come to be a task but also a privilege of the President of the sponsoring Association to make a few closing remarks. I must confess that this task is not at all difficult to fulfill for this Symposium here.

I would like to give first of all our thanks to our French colleagues and to French institutions who have organized and operated this Symposium in such an outstanding way. I think that it has been a good idea to unite the know-how of specialized in-situ testing in some countries and the demand for these techniques in other countries. During the last four days all conceivable aspects of testing the earth's subsurface have been embraced.

Field Measurements carried out prior to and during the construction of rock structures are widely recognized as one of the most important sources of information for safe and economic design.

The purpose that may be pursued when organizing a large Symposium as this one and which the President of the Symposium Mr. Perez has claimed when opening the Symposium were fully reached. Indeed :

1. the specialists of engineering geology geophysics and geotechnics from all over the world has an opportunity to present the results of their activity, which is well illustrated by the large number of papers submitted;
2. the general reports and panel reports presented an over all view of the present stage of in situ testing
3. participants had many opportunities during the session and outside the to exchange ideas; and
4. the Symposium has allowed the organization of very valuable exhibitions and visits. So, we are very much indebted to our French colleagues and friends.

I think the success of this Symposium is also due to the fact that engineering geology and geotechnics is of central importance for the public humanity, as safe and economic construction of dams, reservoirs, tunnels, caverns and so on mainly depends on accurate investigations. They really can help to prevent failures or at least contribute to minimize the damages of natural catastrophic events.

Computer analyses can be of great value for this purpose, but the reliability of the answers they produce can only be as good as the data fed into them. The input data are largely of engineering geological type or at least are data that need some engineering geological interpretation.

Engineering geologists recognise the need for realistically based techniques and procedures with which to quantify their data, and will continue to optimize the methods to acquire these parameters. More extensive systematic and objective observation and instrumentation on civil engineering projects, employed before, during and after construction, would do much to enhance our understanding and effectiveness in these fields of geotechnics.

As conclusion I wish to present to the Organizing Committee and specially its Secretary Dr. André Peter our most sincere and enthusiastic thanks for the efforts spent to reach a complete success of the Symposium and for the extremely cordial atmosphere they were able to create among all the participants. I personally was pleased to have shared the company of so many well-known experts. To those who'll go on excursion I wish some more good days, to all the others a good way back home.

DISCOURS DE CLOTURE DE/CLOSING SPEECH OF

M. Louis PAREZ

Président du Comité d'Organisation du Symposium International

Nous arrivons au terme de notre Symposium, mais je ne voudrais pas que nous nous séparions sans mettre à l'honneur ceux qui ont été à la peine.

D'abord celles et ceux qui nous ont permis de *nous comprendre* :

Remercions nos interprètes qui se sont fort bien tirés d'affaire malgré les pièges de notre vocabulaire spécialisé, malgré certains débits trop rapides ou assourdis, et parfois malgré de légers dépassements d'horaire.

Pour qu'ils nous entendent les applaudir, dans leurs casques, allumons quelques micros !

Remercions aussi tous ceux qui nous ont permis de *communiquer*, c'est-à-dire de recevoir les comptes rendus : un groupe d'ingénieurs anonymes a commencé par relire toutes les propositions de publications, vérifier et corriger la traduction du titre et du résumé, classer dans le bon thème, etc. Ils étaient entraînés par nos amis Pilot, Struillou et Weber de la commission des publications.

Il y a ceux et celles qui ont permis à certains d'entre nous de se *promener*. Melle Kouri pour le programme des personnes accompagnantes et Messieurs Doucerain, Evrard et Fourmaintraux pour la commission des tours post-symposium.

La commission des programmes qui nous a permis de vivre agréablement ces trois jours où l'on retrouve MM. Fourmaintraux, Florentin et Rat.

Remercions-les tous ensemble.

Il y a celui qui a organisé l'exposition technique internationale et qui a particulièrement dû résoudre quelques problèmes de "poids" ; M. Millies-Lacroix.

Il y a celui qui, jusqu'ici s'était contenté de recevoir l'argent de vos inscriptions, mais qui va travailler encore longtemps après nous pour payer toutes nos dépenses et essayer de boucler nos comptes.

Pour que notre trésorier, M. Masure, ne soit pas tenté de partir avec la caisse, retenons-le avec des applaudissements nourris.

N'oublions surtout pas dans nos remerciements celles et ceux qui ont d'abord *rempli notre musette* avec un mélange de nourritures célestes (les deux tomes des comptes rendus) et terrestres (les bons de café, de cocktail, de repas). On n'imagine pas le temps qu'il faut pour remplir 600 musettes et ensuite les distribuer à des gens pressés qui se précipitent tous en même temps sur le comptoir.

Et s'il n'y avait que les musettes !, il y avait aussi, pêle-mêle, des problèmes d'argent, de chambre d'hôtel, de message par ci, de téléphone par là, tout cela avec le sourire.

Alors un grand bravo, voulez-vous, pour nos secrétaires, nos étudiants et nos hôtessees qui ont joué le rôle des abeilles dans la ruche et tout le personnel technique, en particulier les projectionnistes (nous n'avons pas eu tellement d'images à l'envers n'est-ce pas ? une ou deux je crois mais en caractères japonais, c'était donc excusable).

Je pense que ceux qui ont le plus "labouré" ce symposium sont les six rapporteurs généraux qui ont eu à digérer au total 175 contributions écrites pour nous en présenter les éléments les plus nouveaux et les plus remarquables. On doit leur adjoindre, dans notre reconnaissance, les Présidents, Vice-présidents et membres du bureau de chaque session.

N'oublions pas de remercier tous ceux qui, souvent anonymes, dans la pénombre de cette grande salle, ont posé des questions pertinentes ou apporté des compléments.

Enfin montrons notre reconnaissance à nos deux éminents professeurs qui nous ont transmis les résultats de leurs études par des conférences, j'ai nommé le Professeur Bolton Seed et le Professeur Jean Goguel.

Merci à tous les participants actifs de notre symposium.

Je voudrais remercier particulièrement maintenant, tous ceux qui ont été nos guides spirituels et qui ont accepté de faire partie du groupe de patronage scientifique, je les avais nommés lors de mon allocution d'ouverture ; avec eux remercions les anciens présidents de nos comités nationaux : Pierre Habib, Jean Goguel, Edouard Tincelin.

Enfin marquons notre gratitude à nos deux Présidents internationaux, qui n'ont pas hésité à prendre, sur leur programme très chargé, non seulement le temps nécessaire pour participer à nos travaux, mais aussi un temps supplémentaire très précieux pour rédiger de très remarquables allocutions dans une langue qui n'était ni pour l'un ni pour l'autre la langue maternelle :

Hetzlichen Dank zum président Langer, merci au président De Mello.

Et puis... et puis... il en reste un.

Vous l'avez vu souvent, un peu partout, derrière le comptoir, dans la salle, traitant les petits et les grands problèmes, annonçant avec clarté et précision, à ce micro, les détails pratiques.

Mais vous n'avez vu qu'une bien faible part de son activité. C'est un peu comme la partie émergée de l'iceberg !

Il y a des mois qu'il travaille, débrouille les problèmes, négocie, trouve des solutions, choisit un sac, discute âprement les prix, retient des chambres d'hôtel, que sais-je !

Remercions donc notre Secrétaire Général, André Peter.

Si je dois remercier le ciel, au sens figuré, pour avoir permis que ces trois jours de symposium se déroulent sans grosse difficultés, il n'en va pas de même pour le ciel, au sens propre, qui a déversé des trombes d'eau plusieurs fois par jour. Je suis certain que vous n'oublierez pas de si tôt la réception bien mouillée que vous a faite le ciel de Paris et je vous prie d'excuser le Comité pour cette erreur d'organisation. J'espère que malgré cela vous garderez l'envie de revenir dans notre beau pays.

Puisqu'il nous faut maintenant nous séparer après ces trop courts moments de réelle amitié, je voudrais vous dire, avec beaucoup de sincérité, combien nous avons l'espoir de vous revoir.

Rapports généraux
Conférences spéciales

General report topic 1 / Rapport général thème 1

DIAGRAPHIES ET PARAMETRES DE FORAGE

DIAGRAPHIES AND BOREHOLE PARAMETERS

LAKSHMANAN J.*

I. — Introduction

17 communications ont été classées dans le thème I, diagraphies et paramètres de forage. La limite entre ce thème et le thème II consacré à la géophysique étant parfois imprécise, il convient de signaler que certains papiers classés dans le thème II auraient tout aussi bien pu figurer dans la rubrique "diagraphies", particulièrement celles concernant les mesures de forage à forage.

Il est curieux de noter en passant que sur ces 17 communications, 14 sont françaises, alors que la proportion est nettement plus faible pour l'ensemble des thèmes. Je ferai une autre remarque d'ordre général : la firme Schlumberger, d'origine française, mais maintenant internationale, et plus grand spécialiste mondial des diagraphies, est comme d'habitude, absente du monde du génie civil, de l'eau, et de façon générale, des diagraphies de moins de 1 000 mètres de profondeur.

En se livrant à un peu d'analyse statistique, fondée sur les figures jointes aux communications, il est intéressant de faire une comparaison avec l'industrie pétrolière. En effet, la plupart des diagraphies développées en génie civil sont issues des diagraphies pétrolières que nous avons bien souvent cherché à miniaturiser et à simplifier, avec parfois quelques années de retard. J'ai pris donc comme référence l'ouvrage de R. Desbrandes [1], écrit en 1968, et qui fait encore autorité.

En dehors de diagraphies de production et des diagraphies consacrées au contrôle des tubages, on peut avec R. Desbrandes, distinguer 5 familles de diagraphies. Si on met face à face l'analyse statistique faite sur les communications du congrès et une analyse semblable faite sur l'ouvrage de R. Desbrandes, on aboutit aux résultats suivants :

- * Diagraphies de *résistivité* et de polarisation spontanée
- * Diagraphies *nucléaires*
- * Diagraphies *soniques* et sismiques
- * Diagraphies *instantanées* (vitesse d'avancement, etc.)
- * *Divers* (au symposium : diamètreur, température, inclinométrie, dureté)

Il est étonnant de constater la désaffection des méthodes électriques auprès des spécialistes du génie civil, au profit des méthodes diverses et surtout des *diagraphies instantanées*. Ce transfert peut s'expliquer par trois causes :

- remplacement de mesures liées à la perméabilité (résistivité, PS) par celles liées au comportement mécanique (vitesse d'avancement, dureté)
- difficulté de maintenir en boue des forages dans des terrains très fracturés ou éboulés

II. — Analyses des communications

II.1 — Communication concernant la résistivité

La seule communication traitant majoritairement de la *résistivité* (et même la seule mentionnant cette méthode) est celle de MM. B. Dethy, du bureau d'études Tractionel à Bruxelles, et B. Neerdael, du Studiecentrum voor Kerne-energie, à Mol (Belgique), intitulée "*Corrélations entre Diagraphies et Caractéristiques Géotechniques d'une Argile Raide Tertiaire*".

Il s'agit d'un projet de *stockage de déchets radioactifs* en Belgique à Mol dans l'argile de Boom. Deux campagnes de sondages accompagnées de diagraphies *classiques* (*résistivité, polarisation spontanée, gamma naturel, gamma-gamma, température et diamètreur*) ont montré :

- de très bonnes corrélations entre le log de résistivité et la présence de petites passées plus silteuses situées dans la "zone de transition" entre -168 et -190, au-dessus de l'argile de Bomm étudiée entre -190 et -268.

Desbrandes	SYMPOSIUM		
	(Figures)	Nombre de papiers	
		mentionnant	dominant
39,1 %	1,4 %	1	1
31,0 %	26,3 %	10	5
14,9 %	11,0 %	4	2
5,4 %	30,6 %	7	5
9,5 %	30,7 %	7	4

* Ingénieur Géologue ENSG, Directeur Général Compagnie de Prospection géophysique Française. 77, avenue Victor Hugo — 92500 — RUEIL-MALMAISON.

— l'intérêt de la disposition d'électrodes dite "normale" à petit espacement (20 ou 43 cm) pour l'étude de bancs silteux très minces.

II.2 — Diagraphies nucléaires

Il s'agit, soit de mesures passives (mesure du rayonnement gamma naturel ou "gamma ray"), soit de mesures actives, où un récepteur mesure la radioactivité artificielle transmise par le terrain soumis au rayonnement d'une source.

Cinq communications peuvent être classées dans cette catégorie, deux autres font état assez largement de ces méthodes, et d'autres encore, les citent.

a) Le papier intitulé "*Les Diagraphies et les Essais de Mécanique des Sols en Place*" par MM. J. Bru, J.L. Ledoux, J. Ménard et E. Waschkowski, des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées de Bordeaux, Rouen et Blois, examine d'abord les diagraphies instantanées et leur interprétation qualitative pour évaluer l'état d'un ouvrage d'art ou d'un rocher de fondation. Les auteurs citent l'utilisation des diagraphies gamma naturel pour ausculter des ouvrages anciens en béton de chaux, la chaux atténuant la radioactivité naturelle des sables et graviers.

Après un rappel des diagraphies gamma-gamma (mesure de la densité) et neutron-neutron (mesure de la teneur en eau), des appareils récents autoforés sont rappelés :

— le *pénétrömètre-densimètre* où la pointe d'un pénétromètre statique est surmontée d'une sonde $\gamma\gamma$.

— la *sonde gamma-gamma autoforée*.

Il serait souhaitable que les auteurs nous indiquent si ces appareils sont des prototypes ou s'ils sont en service régulier.

b) Dr. H.L. Jérémic de l'Université Laurentienne de Sudbury, Canada, nous présente "*Coal Strength Evaluation from Boreholes*". Il classe le charbon en quatre catégories de résistance, en fonction de :

— logs géophysiques : densité (gamma-gamma) et diamètre, 2 paramètres étroitement liés.

— observations "phénoménologiques" du forage, tels que sa stabilité, émissions sonores, blocage, ou fermeture par serrage.

Il obtient de bonnes corrélations avec les observations faites dans la mine (résistance et déformation des piliers) en signalant l'inefficacité des sondages carottés pour la prévision du comportement géomécanique du charbon.

c) La communication de MM. J.P. Baron et J. Cariou, du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Nantes, est intitulée "*Diagraphies des Eléments Si, Al, Fe et Ca, en Génie Civil*".

Pour le silicium, l'aluminium et le fer, la méthode, développée aux Etats-Unis il y a plus de 10 ans, mais restée à ma connaissance, assez expérimentale, est fondée sur la mesure du rayonnement γ émis lorsqu'on irradie le terrain par des neutrons. C'est la méthode dite d'*activation*.

Après des tests sur fûts en laboratoire, des mesures *in situ* ont été réalisées à l'aide d'un prototype encore fort encombrant. Les mesures sont fournies sous forme d'un log, avec un pas discret de 20 cm, en coups par seconde (cps). Une bonne concordance avec la géologie apparaît.

Il serait souhaitable que les auteurs nous fournissent quelques précisions sur la transformation des cps en teneurs, et sur la précision.

Un log de teneur en fer, avec le même principe, est signalé. Des essais de mesure de la teneur en Ca, avec un principe légèrement différent, ont également été réalisés.

d) La communication de MM. T.W. Hagan et I.M. Gibson (Golder Associates, Australie), intitulé "*Using Geophysical Logs in Highwall Blast Design*" montre l'intérêt de diagraphies pour l'optimisation des plans de tir pour les mines de charbon à ciel ouvert.

La bonne connaissance de la position et de l'épaisseur des bancs, de la compacité et de la vitesse de propagation du son de chaque banc et de l'écartement des joints et des fractures, permet de définir la rippabilité éventuelle du terrain.

En cas de mise en œuvre d'explosifs, on peut prévoir l'écartement des trous de tir, leur profondeur et leur diamètre, ainsi que la position de la charge. Cette connaissance est acquise par la mise en œuvre de 4 diagraphies : diamètre, gamma, gamma-gamma et sonique.

Il serait intéressant de savoir s'il s'agit d'une application régulière, ou au contraire expérimentale, de ces 4 logs à l'étude de ce problème de plans de tirs, et quel en est le bilan économique.

e) M.J. Cariou, déjà cité plus haut, traite des "*Diagraphies de Densité et de Teneur en Eau, Application au Suivi de la Congélation d'un Sol*". Il s'agit des diagraphies classiques gamma-gamma, neutron-neutron et gamma naturel appliquées au contrôle de la congélation des sols pour la construction du métro de Bruxelles. Après des étalonnages pour corriger l'effet du tubage et celui du coulis entourant ce dernier, il s'est avéré que le log N-N montrait :

— l'augmentation de la teneur en eau du terrain à l'état naturel (4 %) vers le terrain congelé après injection d'eau (20 %).

— la possibilité de suivre en un point fixe, l'évolution du front de l'onde lors d'une injection d'eau.

Les mesures ont permis d'adapter le processus d'injection et de congélation.

II.3 — Diagraphies soniques et sismiques

On peut distinguer parmi ces diagraphies, 3 familles de méthodes, de la plus fine à la plus globale :

— les mesures soniques ou acoustiques, d'échelle décimétrique, avec émission en continu de trains d'ondes de haute fréquence.

— les mesures microsismiques, d'échelle métrique, avec émetteur de chocs plaqués à la paroi, et mesures point par point.

— le carottage sismique, identique à la précédente, mais avec émetteur fixe en tête ou à la surface, et récepteurs mobiles (méthode microsismique globale décrite notamment par C. Bordet et al. [4]).

— les méthodes sismiques par transparence ("cross hole") placées dans ce symposium dans le thème géophysique.

Deux communications sont consacrées à ces méthodes, deux autres les citent.

a) Communication de MM. F. Lebreton (Institut Français du Pétrole) et P. Morlier (Université de Bordeaux I), intitulée "*Une Diagraphie de Perméabilité par Méthode Acoustique*". Partant d'une sonde acoustique classique, à un récepteur, les auteurs calculent un indice I_c à partir de la forme de l'onde de compression. I_c est le rapport entre l'amplitude séparant le 2^e et le 3^e pics, de celui du 1^{er} pic. Cet indice est proportionnel au logarithme de la perméabilité. Dans les milieux fissurés où la perméabilité n'est pas liée à la porosité, l'indice I_c apporte un renseignement qui ne peut être atteint que par des essais de débit.

b) MM. J.P. Puech et A. Guenoun (Scetauroute) et H. Havard et P. Bioche (Laboratoire Régional de l'Équipement, Angers) décrivent "l'Apport de la Diagraphie Microsismique à l'Évaluation des Déblais Rocheux".

En vue de la prévision des modes de terrassement de déblais rocheux, la mesure en forage des vitesses microsismiques est un complément à la *sismique réfraction* de surface, notamment lorsque les vitesses ne croissent pas avec la profondeur. Les mesures sont faites point par point à l'aide d'un émetteur de chocs et 2 récepteurs distants de 39,5 et 69 cm, avec aussi, diagraphies instantanées et mesure du γ naturel. L'appareil développé par le LRE d'Aix-en-Provence s'est inspiré de mon premier prototype construit par C.P.G.F. en 1970 (J. Allard et J. Lakshmanan) [3].

Après définition d'une stratégie de reconnaissance, des tests en vraie grandeur sont décrits, où les diagraphies microsismiques ont fourni une bonne corrélation avec les engins de terrassement, contrairement à la *sismique réfraction*.

J'exprimerai ici le regret que la *sismique réfraction* ne semble pas avoir été réinterprétée après les étalonnages microsismiques.

II.4 – Diagraphies instantanées

Les *diagraphies instantanées* sont les mesures de paramètres physiques faites en temps réel pendant l'exécution du forage, les paramètres étant transmis par le train de tige (percussion réfléchie) ou mesurés à partir des organes de la sondeuse (vitesse d'avancement, pression sur l'outil, pression du fluide, couple...). On les oppose aux *diagraphies différées*, réalisées par descente de sondes diverses dans le trou de sondage après terminaison de celui-ci.

J'ai classé 5 communications dans cette catégorie, mais deux autres évoquent également ces techniques. Le développement récent de ces méthodes en France est considérable. Au dernier Congrès International des Grands Barrages, le Groupe de Travail Français que j'avais l'honneur d'animer, leur avait consacré une très grande part dans son rapport [2] sur les nouvelles techniques de reconnaissance.

a) La communication de MM. J.P. Hamelin et J. Levallois (Solétanche Entreprise) et P. Pfister (Solexpert International) est intitulée "Enregistrement des Paramètres de Forage : Nouveaux Développements".

Depuis 1981, l'appareil Enpasol a été rendu numérique. Jusqu'à 8 paramètres peuvent être stockés sur *cassettes magnétiques*, en vue d'un traitement sur le chantier ou au bureau. Des formules permettent de définir et de calculer instantanément, des paramètres composés, tels que l'énergie de rotation $D = K C.W/V$ (C = couple, W = vitesse de rotation, V = vitesse instantanée d'avancement). Les résultats de deux chantiers sont décrits. On peut imaginer le vaste avenir qui s'ouvre devant de telles méthodes d'enregistrement numériques et comment de tels enregistrements auraient pu faciliter la tâche de Cailleux et Toulement, ou de Flepp et Goguel.

b) MM. R. Deveaux, X. Martin et M. Rech (Direction Départementale de l'Agriculture des Deux-Sèvres) et mes collègues de C.P.G.F., E. Alessandrello et Y. Lemoine, dans leur communication intitulée "Diagraphies Instantanées en Recherche d'Eau" démontrent l'intérêt de tels enregistrements pour la reconnaissance des *aquifères en milieu fissuré*, à l'aide de foreuses à marteau fond de trou.

Dans de tels terrains, les diagraphies différées classiques électriques ou gamma naturel ne permettent que d'éliminer les couches argileuses. Par contre, seules les différencient les

roches compactes des *zones fissurées aquifères* dans les *calcaires*, les grès ou les granites.

Les auteurs montrent l'intérêt pour le marteau fond de trou, de coupler les mesures de vitesse avec l'enregistrement de la *percussion réfléchie* (Vibralog). Depuis 7 ans, l'enregistrement de ces deux paramètres est devenu systématique dans les forages de recherche d'eau dans les Deux-Sèvres.

c) MM. J.B. Cailleux et M. Toulement, du Laboratoire Régional de l'Est Parisien, décrivent "La Reconnaissance des Cavités Souterraines par Méthodes Diagraphiques" en proposant d'étalonner les diagraphies de vitesse d'avancement par *simulation de vide* dans les conditions réelles du chantier.

Ils confirment l'influence du type de machine et de tous les paramètres de forage (*pressions du fluide, pression sur l'outil*). Certaines machines, trop sophistiquées, sont inadaptées. Les *vrais vides* se différencient souvent des cavités remblayées par des vitesses dépassant 1 000 m/h.

Les auteurs insistent sur l'importance du contexte lithologique et sur l'intérêt de coupler les enregistrements de vitesse avec ceux de la radioactivité naturelle. Enfin, ils reprennent en l'améliorant, une méthode que j'ai développée à C.P.G.F. avec M. J.-C. Erling, pour la *prévision des quantités à injecter*, à partir des vitesses d'avancement. Un exemple concret, le comblement de carrières de calcaire lutétien, illustre la méthode.

d) Dans l'article intitulé "Utilisation des diagraphies en forage pour la localisation des fuites à travers un barrage en terre", B. Schneider (Coyne et Bellier) décrit l'utilisation des *diagraphies instantanées* Lutz pour l'auscultation d'un barrage au Chili (Paloma). Les paramètres choisis ont été la poussée sur l'outil (comme contrôle), la *pression du fluide*, la *vitesse d'avancement* et la *vibration réfléchie*.

Étalonnés sur des sondages carottés, les enregistrements ont permis de fournir des coupes interprétées et de calculer l'ordre de grandeur de la *perméabilité* des divers horizons. L'auteur montre le gain de temps et d'argent réalisé, par rapport à des sondages carottés.

e) MM. G. Flepp et B. Goguel du bureau Coyne et Bellier, décrivent un autre exemple d'application des diagraphies instantanées à la reconnaissance d'une fondation de barrage, dans l'article intitulé "Barrage de Cheliff : Utilisation de Corrélations entre Paramètres pour une Reconnaissance de Site plus efficace". Des *corrélations statistiques* ont été réalisées entre la *vitesse d'avancement* et les *paramètres géotechniques* suivants :

- Dans les sables : résistance dynamique, résistance de pointe statique et S.P.T.
- Dans les argiles, SPT et pression limite

Les enregistrements ont permis de limiter à 25 % le pourcentage de sondages carottés.

II.5 – Mesures diverses : dureté et inclinométrie

Deux articles concernent des mesures liées à la *dureté des parois de forage* : le Saignofor et l'obtention d'empreintes. Deux autres papiers décrivent l'utilisation de l'*inclinométrie* pour l'étude de glissements.

Signalons enfin que deux communications déjà analysées évoquent accessoirement le *diamètreur* et la *thermométrie*.

a) MM. H. Heraud et M. Livet (Laboratoire Régional de l'Équipement, Clermont-Ferrand) dans leur communication intitulée "Prises d'empreintes dans les Forages : Application à la Reconnaissance des Massifs Rocheux",

décrivent une méthode nouvelle permettant de visualiser les parois d'un forage. Un appareil dilatable descendu dans un sondage, plaque à la paroi un film déformable qui conserve l'empreinte des discontinuités de la paroi. L'appareil est muni d'un compas magnétométrique permettant de connaître sa position.

Un exemple compare l'analyse structurale par canevas de Wulf fait sur les affleurements de surface et celui obtenu en analysant les empreintes en forage.

b) La deuxième communication ayant trait à la dureté est due à M.J. Fine, du Centre de Mécanique des Roches de Fontainebleau. Intitulée "*Mesure de la Résistance des Terrains dans un Sondage : le Saignofo*", elle décrit un appareil nouveau permettant d'évaluer la résistance à la compression *in situ*, à partir de l'énergie nécessaire pour réaliser une petite saignée à la paroi d'un forage. Un vérin hydraulique applique à la paroi du forage deux pics, par l'intermédiaire de chariots porte-outils. Un engin de traction hydraulique permet ensuite de tirer la sonde hors du sondage ; les 2 pics découpent alors 2 saignées suivant des génératrices. Un capteur de force permet de mesurer l'effort de traction, approximativement proportionnel à la résistance à la compression.

Divers exemples dans les mines de fer et les carrières souterraines sont cités, l'un avec une bonne corrélation du Saignofo avec la résistance à la compression sur l'échantillon.

c) L'inclinométrie appliquée à l'étude des glissements est décrite par Messieurs B. Pincent, G. Cartier et G. Pilot (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), dans l'article intitulé "*Mesures en Place des Mouvements de Versants Naturels*".

L'inclinomètre TC 40 comprend une torpille (même principe que ceux déjà commercialisés et décrits par J-P. Aste) avec 2 capteurs d'inclinaison (servo-accéléromètres), qui coulisse à l'intérieur d'un tube carré en aluminium de 40 mm de côté. Le tube est scellé au fond du forage. Des mesures dans la partie scellée permettent de contrôler la précision des mesures. Celle-ci est améliorée d'abord par la double mesure en opposition où l'on compare les résultats obtenus sur 2 faces opposées du tubage, puis par une analyse statistique permettant l'évaluation d'un intervalle de confiance. Deux exemples réels sont décrits.

d) La deuxième communication consacrée à l'inclinométrie est due à M. J-P. Aste (B.R.G.M., Lyon) : "*Le Développement Actuel des Techniques Inclinométriques en France dans le Domaine du Génie Civil et des Travaux Publics*".

L'auteur décrit un des nombreux inclinomètres commercialisés, à servo-accéléromètre, descendu dans une torpille dans un tube rainuré en aluminium. Les conditions d'une bonne mesure sont décrites. On aboutit alors à une demi-largeur de l'intervalle de confiance de 0,6 mm pour 25 000 mesures au Col d'Evires.

L'automatisation du traitement des données est décrit, puis celle de leur saisie automatique sur le terrain (par microprocesseur et mémoire). Le prototype utilisé par le B.R.G.M., construit en 1981, est maintenant opérationnel.

III. — Discussion

J'ai cherché à regrouper autrement les communications. On peut en effet distinguer :

- les prototypes mesurant des paramètres nouveaux :
 - le Saignofo de J. Fine

- les empreintes de H. Heraud et M. Livet
- la diagraphie d'activation de J-P. Baron et J. Cariou

- l'amélioration de méthodes connues et leur informatisation :

- l'atténuation des signaux sismiques (F. Lebreton et P. Morlier)
- l'étalonnage des diagraphies instantanées par simulation de vides (J.B. Cailleux et M. Toulemont)
- l'inclinométrie de B. Pincent *et al.*
- l'Enpasol de J.P. Hamelin *et al.*
- l'inclinomètre MK3 décrit par J-P. Asté

- les applications nouvelles ou améliorées de méthodes connues :

- diagraphies différées pour l'exploitation du charbon à ciel ouvert de T.W. Hagan et I.M. Gibson
- diagraphies nucléaires pour le contrôle de la congélation des sols (J. Cariou)
- diagraphies différées pour l'évaluation de la résistance du charbon (M.L. Jeremic)
- la microsismique en forage remplaçant la sismique réflexion pour les études de terrassement (J.P. Puech *et al.*)
- diagraphies instantanées pour la recherche d'eau et notamment, avec le marteau fond de trou (R. Deveaux *et al.*).

- les corrélations entre diagraphies et résultats géologiques ou géotechniques :

- entre résistivité et caractéristiques géotechniques de l'argile (B. Dethy et B. Neerdael)
- entre $\gamma\gamma$ et pénétromètre statiques (J. Bru *et al.*)
- entre diagraphies instantanées et sondages carottés (B. Schneider)
- entre diagraphies instantanées, SPT, pénétromètres statiques et pressiomètres (G. Flepp et B. Goguel)

Il me semble souhaitable de distinguer quelques communications qui me paraissent particulièrement intéressantes et pour lesquelles il serait intéressant d'écouter des commentaires complémentaires des auteurs :

- parmi les prototypes nouveaux : la très originale diagraphie d'activation de MM. Baron et Cariou, malgré son caractère de prototype, peu opérationnelle.
- pour l'amélioration des méthodes connues : la recherche de vides par diagraphies instantanées et leur simulation sur chantier de MM. Cailleux et Toulemont ; leurs idées claires et simples me paraissent particulièrement intéressantes.
- pour les applications nouvelles de méthodes classiques : l'optimisation des plans de tirs par MM. Hagan et Gibson.
- pour les corrélations entre diagraphies instantanées analogiques et géotechniques, les résultats obtenus au barrage du Cheliff par MM. Flepp et Goguel
- pour l'informatisation : les méthodes digitales exposées ici pour les diagraphies instantanées par J-P. Hamelin *et al.* ou développées récemment par J. Lutz.

Je pense que les prochaines années nous apporteront un important développement des techniques digitales. Qu'il me soit permis à ce propos de présenter ici une contribution personnelle à ce symposium qui va dans ce sens ; un exemple récent des enregistrements microsismiques digitaux obtenus par la méthode globale, où un traitement approprié du signal permet de mettre en évidence des ondes de tubes créés par réflexion sur les zones fracturées ou poreuses, rencontrées par le forage. J. Hunter et C.F. Huang [5] ont montré que l'amplitude de ces ondes de tube était liée à la porosité du niveau réflecteur. (fig. 1).

Je voudrais également faire état de travaux récents, non publiés à ce Symposium, réalisés par Electricité de France, et auxquels la C.P.G.F. a participé, sur un important chantier de centrale nucléaire. Il s'agissait de localiser des zones altérées ou karstiques dans un massif calcaire. Des corrélations intéressantes ont été obtenues entre :

- diagraphies instantanées
- logs de gamma naturel
- microgravimétrie de surface

Il a également établi une "grille de décodage" statistique des diagraphies instantanées permettant de passer d'un type de machine à l'autre, à condition de disposer de 15-20 enregistrements pour chaque machine. En effet, les réponses, en vitesse d'avancement notamment, diffèrent très nettement suivant les machines. Ces résultats récents seront certainement développés plus en détail prochainement.

Pour conclure, et pour démarrer la discussion qui va suivre, je vous livrerai une réflexion d'ordre économique ou politique. J'ai remarqué et apprécié l'importante contribution des laboratoires français des Ponts et Chaussées (7 communications sur 17 !). Comment cette recherche considérable servira-t-elle l'ensemble de l'industrie ? Je formule

le souhait qu'elle soit menée d'une façon moins isolée et que de ce fait, sa rentabilisation soit moins lente.

References

- [1] DESBRANDES R. (1968) : Théorie et interprétation des diagraphies. Editions Technip, Paris.
- [2] Groupe de Travail du Comité National Français (1982) : Nouvelles Techniques de Reconnaissance. 14^e Congrès des Grands Barrages, Rio de Janeiro.
- [3] ALLARD J. et LAKSHMANAN. J. (1971) : Le carottage sismique : moyen d'étude de la fissuration des roches. Symposium Soc. International de Mécanique des Roches, Nancy.
- [4] BORDET C., DELETTE P., SIGISMOND J., PECKER A., BERTRAND Y. et LAKSHMANAN J. (1982) : Détermination *in situ* des propriétés dynamiques du rocher pour les projets de centrales nucléaires. 4^e Congrès de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, New Delhi.
- [5] HUNTER J. et HUANG C.F. (1982) : The "tube-wave" method of estimating *in-situ* rock fracture permeability in fluid-filled boreholes. Séminaire de l'OCDE sur les reconnaissances géophysiques appliquées au stockage des déchets radioactifs dans les massifs rocheux, Ottawa.

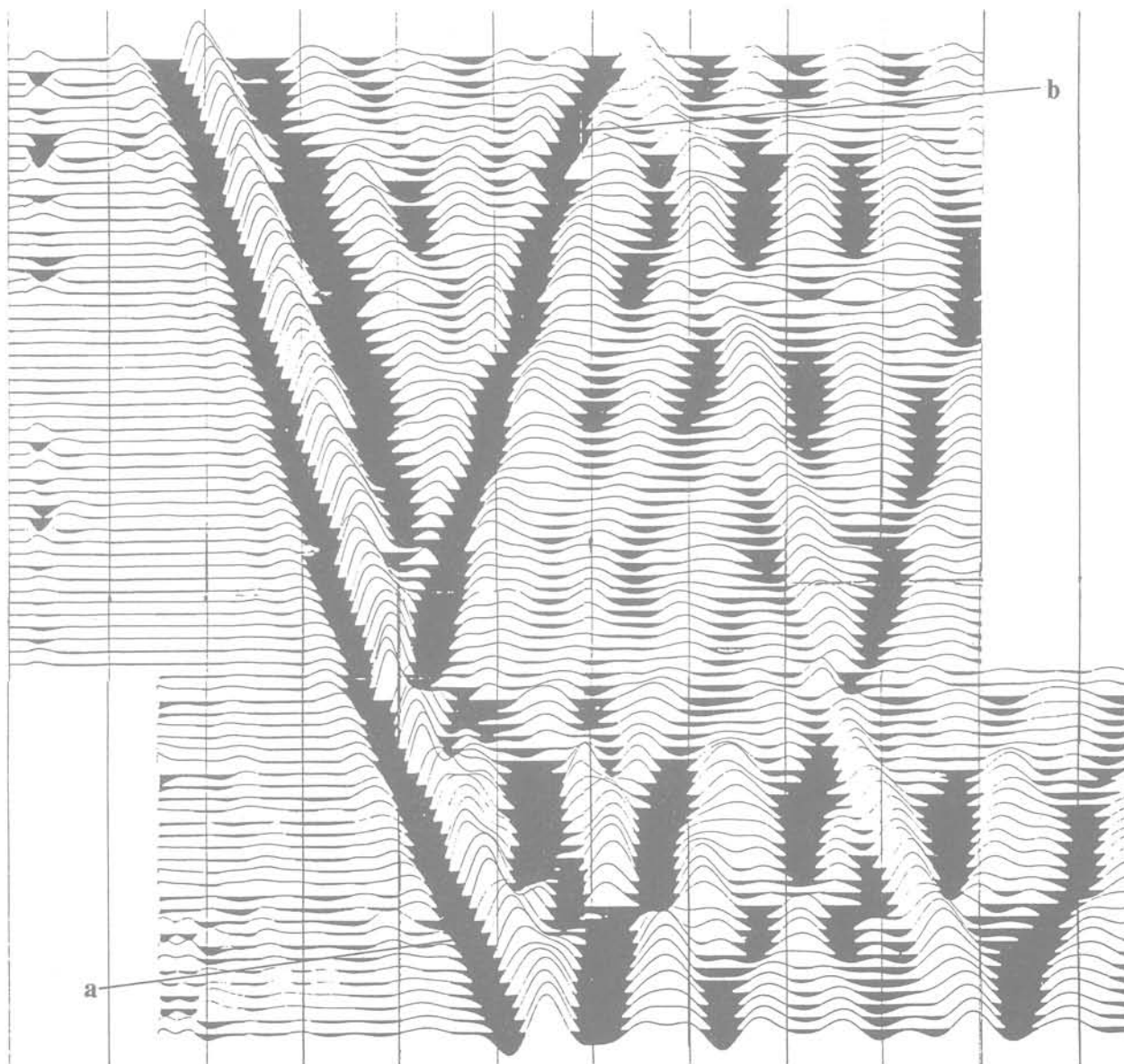


Fig. 1 : Carottage microsismique : a) ondes directes ; b) : ondes de tube réfléchies

General report topic 2 / Rapport général thème 2

SUBSURFACE GEOPHYSICAL METHODS USED TO DEFINE GEOMETRICAL OR STRUCTURAL CHARACTERISTICS

METHODES GEOPHYSIQUES DE SUBSURFACE, EMPLOYEES DE FACON PARAMETRIQUE OU STRUCTURALE

PRICE D.G.,*

Introduction

Site investigation techniques may be divided into two categories, destructive and non-destructive. Destructive techniques are those which, by their execution, in some way change the nature of the ground that they are investigating. Thus for example, plate bearing tests at the bottom of a shaft test ground influenced by the excavation of the shaft rather than undisturbed ground. Non-destructive techniques examine the ground without permanently altering its characteristics and are generally of an observational or geophysical nature.

Geophysical techniques fall into two main streams. In the first values of naturally occurring phenomena, such as gravity, magnetism or telluric currents, are measured with great accuracy, for values anomalous within general trends will reflect local geological conditions. In the second stream fall methods in which some form of signal is passed into the ground and changes or responses to the signal, resulting from geological conditions, are observed. Seismic and geo-electric techniques are the best known of this second group.

The causes of geophysical variations lie in the physical properties of the ground, such as elasticity, density, iron content and electrical conductivity. Some geological materials may be distinguished by these properties and thus the presence and boundaries of bodies of these materials may be determined by geophysical methods. The first and "traditional" use of geophysics in engineering geology was to determine boundary conditions. These techniques are now well known and are continually improving as the result of improved instrumentation and techniques of data analysis concomitant with general advances in electronics and computer sciences.

If geophysical anomalies caused by material properties allowed definition of geological bodies the idea soon came that material or mass properties might be assessed by studying the geophysical characteristics of known and defined geological bodies. One of the first applications of this idea was the concept of "rippability" determined by seismic velocity measurements on known rock materials. It was determined that particular lithologies had velocity signatures for fresh massive materials; as this material became weathered or fractured then velocities decreased and the ease of excavation increased. It was but a small step to tie velocity readings to lithologies to determine material excavatability using particular digging machinery. This somewhat simplistic but very practical approach has, despite

its limitations and hazards, been in use for some two decades and is still a valuable aid to the assessment of rock mass "quality" with regard to excavation.

Since the days of the introduction of rippability geophysics has been often used as an aid to the assessment of mass quality with regard to a particular engineering process, the advantage being that the total mass can be examined as a whole. Mass "quality" can result from the combination of a variety of physical and structural properties. Should sufficient knowledge be available of some of these properties as the result of sampling and testing, then it may be possible to deduce other properties by processing the combined geophysical and testing data. The goal of such work is the determination of mass properties such as the deformability of foundation ground. The papers received for this symposium serve as a measuring staff indicating progress in the techniques of using geophysical methods in the assessment of material and mass quality and properties.

Review of the papers submitted

The 34 papers received may be divided into groups, defined by the geophysical method employed, in order to assess the relative popularity of the methods. The histogram given in Fig. 1 gives the percentages of methods employed in the works described in the papers. It is clear that the seismic geophysics method, in one form or another, is by far the most popular, followed by electrical resistivity and thence by a newcomer to the field of engineering geophysics, georadar. What was particularly significant for the author was that over 20 per cent of the papers dealt with the use of several methods in combination. However, it was also interesting to note that perhaps only eight of the papers submitted might be regarded as precisely relevant to the title of the topic.

Sixteen of the papers dealt only with seismic geophysics. Of these the determination of moduli of deformation was discussed by Aikäs, Lovén and Särkkä and of the dynamic properties of foundation rocks by Bruce, Wightman and Brown. Rock mass quality was assessed by Cosma by cross-hole measurements and thence mapping velocity densities of P and S waves. A method was proposed by Bolle for determining changes in weathering with depth by the analysis of seismic velocities while Fabre, Gamond, Giraud and Thouvenout have examined seismic velocity anisotropy in rocks with regard to rock fabric, structure and *in situ* stresses.

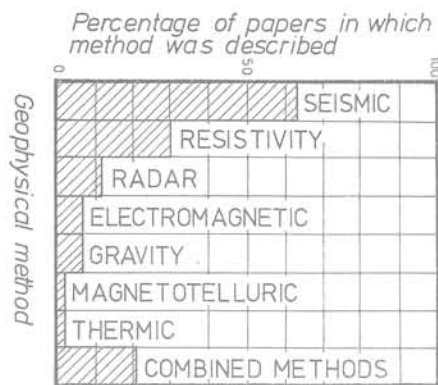


Fig. 1: Relative popularity of geophysical methods.

It is evident that the extending use of the seismic method owes much to improved instrumentation which in turn has allowed new techniques of application to be developed. A number of papers have mentioned new instrumentation but those in which it was of major importance were by Kobayashi, Yahiro, Kawamura, Ohta and Sugimoto in which a sonic 'crack detector' was described, by Carabelli and Superbo who described automatic generators for cross-hole measurements of P and S waves, and by Tonouchi, Sakayama and Imai who have given a refined technique for measuring S wave velocity in soft ground and thence related S wave velocities to other geotechnical parameters, in particular the N value derived from the standard penetration test.

The idea of correlating seismic parameters with geotechnical parameters has been extended by Zhang Baoshan and Lin Chopin who produced correlations between S wave velocities and geotechnical parameters (including N values) for tailings deposits.

Carabelli, Sampaolo and Superbo have described their application of sonic methods to the study of rocks, soils and concrete with particular mention of the use of spark transducer as a wave source. Rasolofosaon, Lagabrielle, Rat and du Mouza used spectral analysis of records generated by a hammer seismograph to give a guide to the properties of the layers investigated.

Tan, Yang and Loy have described a refraction survey in Singapore which aided the determination of sub-soil type and foundation conditions, while Haupt discussed the value of refraction surveys undertaken in connection with hydro-electric projects in Burundi.

Applications of seismic techniques underground were given by Bonvallet, Both, Peragallo, Pilet and Wojkowiak in connection with studies of mine pillar stability while the use of seismic methods to assist assessments of quarry face stability were discussed by Reymond.

An unusual and most interesting application of seismic techniques was described by Bely, Nazarov, Chebkasova and Chumachenko who have indicated how the measurement of seismic parameters may be used to help control construction of earth embankments and dams.

Only three of the papers dealt with electrical resistivity techniques as the prime investigation technique. Of these Lagabrielle and Lafont described a method of dragging an electrode array across the sea or river bed to undertake continuous apparent resistivity profiling while Barbier and Clement discussed their experience of the use of resistivity surveys to determine geological conditions for over 100 km of tunnels in southern France. A particularly interesting

use of the resistivity method was described by Raso who has applied it to find and define field limits of steam cupolas in geothermal areas in Mexico.

The relatively new and certainly exiting radar techniques were the third most popular of those discussed in the papers. Of the two which dealt exclusively with radar Bjelm, Follin and Svensson discussed the various applications of georadar in Sweden while Ulriksen showed how computer processing of the recorded data may lead to the numerical evaluation of material properties.

Uses of electromagnetic techniques were discussed in the papers by Wang Weimin and by Deletie and Lemoine. In the former paper electromagnetic measurements made between boreholes were described as a means of locating such features as karst caves and abandoned mine workings. In the latter paper the use and advantages of airborne electromagnetic techniques were discussed and contrasted with other methods as a method of engineering geological survey. Lagabrielle, Chevassu and Largillier examined the problems associated with the use of artificial magnetotelluric techniques in site survey with particular reference to the depth of investigation by these means.

The technique of measuring the strength of the earth's gravitational field to detect anomalies indicating the presence of underground cavities was described by Roques and Erling and illustrated by case histories related to railway construction. An unusual application of the gravity method was given by Bichara and Lakshmanan who, by modifying terrain correction procedures, succeeded in assessing embankment bulk densities.

The remaining papers submitted in this topic dealt with the use of several geophysical methods in combination to resolve particular engineering geological problems. Thus Azimi, Desvarreux, Guerpillon and Keime attacked the very difficult problem of investigating very coarse grained soils which cannot be sampled, by a combination of seismic and resistivity geophysics, aided by *in situ* density measurements and strength tests on reconstructed samples. Blinde, Hötzl and Merkler described their approach to the problem of determining underground water flow directions and possible injected grout takes in anisotropically jointed and disintegrated granite. Their study involved a combination of self potential measurements and surface, borehole and cross-hole seismic work to determine anisotropy in fissure systems.

Sakayama, Hara and Imai combined radar and resistivity for soil exploration. Having noted the correspondence between radar reflector boundaries and resistivity boundaries, they found that by profiling using both techniques the combined data gave indications of the geotechnical nature of the sub-soil. Ballard, Cuénod and Jenni gave their experience in the use of surface resistivity, radar, sonar cross-hole and seismic refraction techniques in detecting karst cavities and other anomalous features under dam sites. They concluded that investigations of similar sites are best initiated by surface resistivity, refraction seismic and radar surveys to discover major anomalies, thence followed up by cross-hole radar between galleries to better define anomalies and completed by further seismic and radar work from galleries during the course of construction.

Gonzalez Villarreal and Fernandez Bollo employed, in their investigations for a 12 km long tunnel, both resistivity scanning and refraction seismic techniques to aid determination of the distribution of strata and groundwater. Armbruster and Merkler have examined the application of geophysical techniques to detect leakages through the sealing elements in earth dams. The utility of direct water

and soil temperature measurements and surface temperature measurements by infra-red techniques was evaluated together with self-potential and resistivity geo-electric methods. Savich, Iliin, Ezersky and Kalinin undertook geophysical observations on rock foundations during the progress of dam construction and reservoir impounding. Changes were observed in seismic and geo-electric parameters.

Comment

The diversity of content of the excellent papers presented to this symposium displays the increasing variety of uses to which geophysics may be put within the field of engineering geology. The papers also appear to reveal a changing attitude to the employment of geophysical techniques. In the earliest days of the development of site investigation techniques in general the tendency was to view geophysics as a low-cost substitute for boring, sampling and testing with the proviso that the results might be of limited accuracy and value. What now becomes clear is that geophysics offers the opportunity to measure mass properties and parameters which can be measured *by no other method* and must thus be considered as an investigation tool of an importance equal to that of the traditional methods.

Certain groups of papers struck the General Reporter as being harbingers of significant new trends which must develop in the future. The papers of Bely *et al.*, Savich *et al.* and Bichara and Lakshmanan deal with application of geophysical techniques which, with further development may be used as construction control methods which do not involve boring, sampling and testing. It is not impossible that, in some future time, geophysical parameters may be used to indicate that a construction has been undertaken satisfactorily, for example that an embankment made of a particular soil is compacted to specification.

It has been common in the past to compare and contrast geophysical methods so that in the eyes of some engineers they have been the victims of some geophysical competition in which all methods promised all things but some did it better than others. The papers which present the advantages of the use of several methods in combination should, it is hoped, bring engineers to recognise that geophysical techniques are but investigation tools which if used together can resolve problems which are insoluble by the application of one technique alone.

In the review of the papers submitted the author remarked that only a small number of the papers submitted were on subjects that fell within the scope of the topic. This was "Subsurface geophysics used parametrically to obtain characteristics other than geometrical or structural ones". In the author's view the strength of the geophysical method lies in the opportunity it affords to measure mass characteristics in contrast to the physical methods which test materials or, at best, just a small sample of the mass. One of the many mass characteristics are the boundaries within the mass between units of like geotechnical properties and structural defects or anomalies. Thus it is not possible to discuss mass characteristics obtained geophysically without including geometrical or structural factors. This may explain why many of the authors had difficulty in writing papers which dealt exactly with the title of the topic.

Two papers dealt with the assessment of mass anisotropy, one, by Blinde *et al.*, in relation to permeability and direction of water flow and the other, by Fabre *et al.*, examined the causes of velocity anisotropy. It seems to the author that the recognition of velocity anisotropy is particularly

important and that the interpretation of this phenomenon may have some useful applications.

Recent work in Delft by Hack (1982) has been concerned with the measurement of velocities in fan array traverses with a view to assessing the dominant directions of jointing or fracturing. One example of the results obtained is shown in fig. 2. In this case the fan shooting was done on a bench in an open-pit coal mine. The bench was underlain by a 1.7 m thick layer of siltstone, in turn underlain by shales and both horizontally bedded. Both strata were cut by two joint systems both vertical and striking in the directions 112° and 205° respectively. The traverses were undertaken using 12 channel equipment with geophones at 1.5 m spacing. The velocities shown in fig. 2 are those of the rock mass under a thin surface disturbed layer and showed marked peaks in traverse directions close to those of the strikes of the joints.

Various workers, of which Crampin (1977) and Garbin and Knopoff (1975) serve as examples, have developed approaches by which velocity anisotropy may be estimated if other geotechnical properties are known. The velocity variation estimated from their formulae is also shown in fig. 2 and there is some correspondence between this and the observed velocities. Similar results were obtained for other sites.

This study, together with others in the literature and those presented at this symposium clearly relates seismic anisotropy to anisotropy of mass properties. The measurement of such anisotropy is of importance as part of the site

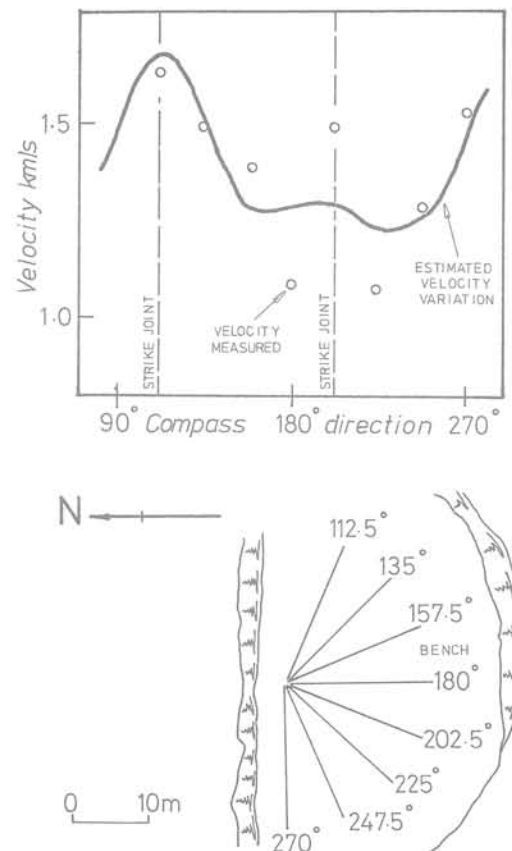


Fig. 2.: Variations in velocity determined by fan traverses on a bench of an open-pit coal mine near Leeds, England, contrasted with velocity variations estimated from observed geotechnical parameters following the theories of Crampin and others.

investigations for projects in which slopes are to be excavated or tunnels opened. In standard refraction surveys on rock masses, in which weathering is sometimes estimated by use of velocity measurements, it would seem sensible to incorporate fan shooting to assess whether velocity fall in a particular traverse direction is the result of weathering or of anisotropy due to discontinuities.

While immediate applications can be seen for the measurement of velocity anisotropy, anisotropy is also related to such factors as joint open-ness, degree of saturation and joint intensity. Measurements of wave attenuation indicate that this also is affected by mass anisotropy. The time seems thus ripe to put major research effort into developing a system of combined geotechnical and geophysical investigation which would quantify the parameters which determine rock mass anisotropy for this would surely offer great rewards, particularly in the field of rock excavation.

Some of the papers discussed the determination of the more conventional geotechnical properties of soils and rocks (such as density, elasticity etc.) by geophysical means. In Delft attempts have been made by Maris (1982) to see if there is any possibility of determining the relative density of sands with the aid of seismic measurements. Relative density is a measurement of the degree of compaction achieved by particular sands as the result of the way in which they were deposited and their subsequent geological history and thus gives an important guide as to how the sand will behave under a foundation load, in a slope or when subjected to an earthquake. Unfortunately it is very difficult to measure the relative density of sand samples with any great degree of confidence. Most relative density measurements are made using the standard penetration test procedure which is also of somewhat doubtful accuracy because of the corrections which must be made. Another problem is that the tests in the borehole are made on a rather small 'sample' which may not be representative of a layer. If it were possible to assess relative density by, say, a cross-hole shooting procedure between boreholes combined perhaps with some form of testing on samples from these boreholes then this could be extremely useful.

A very large number of tests were conducted on sands of various grain size distributions which were poured into the test tank and compacted to various relative densities. Velocities of compression waves were measured through the samples and increases in velocities were observed with increasing relative density and confining pressure on the sample, while velocities tended to decrease as the D_{50}/D_{10} ratio for the sand increased. The experiments were undertaken on dry sands and considerable difficulty was found in developing a uniformly reliable procedure to assess sample relative density. However, relationships were seen to exist and one of these is put forward in fig. 3. This shows the relationship between velocity, D_{50}/D_{10} and relative density for dry sands under low confining pressures. It should be considered as but a very tentative approach to examine the possibilities that relationships might exist and is clearly not to be used in practice. However, it does illustrate the hope that by making cross-hole seismic measurements and measuring a geotechnical parameter on samples obtained from the boreholes it might be possible to assess relative densities of sand layers in a way that is more reliable than the methods presently available.

The actual relative density value is seldom used in foundation engineering calculations (except when considering liquefaction of sands under earthquake tremors) and correlations with bearing capacity are based on corrected 'N' values. It seems to the author that there would be merit in considering the possible substitution of seismically

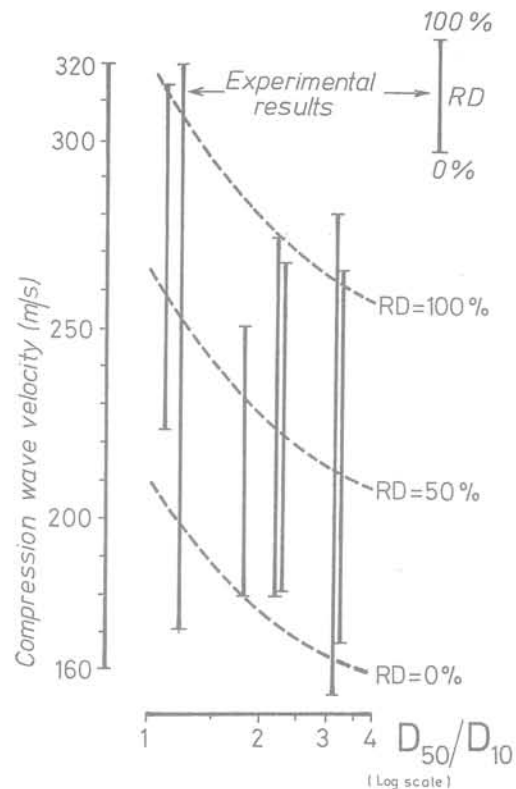


Fig. 3: Tentative relationship between P wave velocity D_{50}/D_{10} and Relative Density for dry fine to medium grained sands.

derived parameters for 'N' values in these correlations. The data presented by Tonouchi *et al.* in their paper suggests that this is not beyond the bounds of possibility.

The General Reporter believes that the status of geophysics in engineering geology has now reached the point that it must develop into one of the most important, if not the most important, techniques of investigation. The reasons for this are twofold. First is that it is the only method available of quantitatively assessing mass properties on the scale of the engineering work. Second we may note the tremendous and rapid advances which have been made in the last few years in micro-electronics and computer technology. These have had and will continue to have an increasing impact on the quality of acquisition of geophysical data and the depth and accuracy to which it may be interpreted. It is unlikely that the physical methods of investigation (the sampling, field and laboratory testing techniques) will equally advance.

We may speculate that within a relatively short time it may become normal to begin investigations with geological and geophysical work to be followed by boring, sampling and testing on selected locations, with the first two activities as the prime investigation activity. However, before this condition is reached engineering geologists and site investigators in general must become aware of the advantages of geophysical investigations and the geophysicists must be aware of the opportunities in the field of engineering for the application of their science. It is also necessary to consider the training of a new type of geotechnologist, the engineering geophysicist. This discipline would combine knowledge of the application and interpretation of appropriate geophysical techniques with basic knowledge of engineering geology and other earth sciences. People trained

in this way would be a valuable addition to those who presently work in the field of earth sciences applied to engineering.

References

- CRAMPIN S. (1977): A review of the effects of anisotropic layering on the propagation of seismic waves. *Geophys. J.R. Astr. Soc.* 49.
- GARBIN H.D. and KNOPOFF L. (1975): Elastic moduli of a medium with liquid-filled cracks and the shear modulus of a material permeated by a random distribution of free circular cracks. *Quart. of Applied Math.*, October.
- HACK H.R.G.K. (1982): Seismic methods in Engineering Geology. Doctoraal thesis, Delft University of Tech.
- MARIS P.C. (1982): On the assessment of relative density by the measurement of longitudinal wave velocity. Doctoraal thesis, Delft University of Tech.

General report topic 3 / Rapport général thème 3

HYDRAULICAL AND HYDROGEOLOGICAL TESTING TO DETERMINE THE PERMEABILITY OF THE PORES OR TRANSMISSIVITY OF THE FRACTURES

ESSAIS HYDRAULIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES EN VUE DE LA DETERMINATION DE LA PERMEABILITE DE PORES OU DES FRACTURES DE LA TRANSMISSIVITE

MANFREDINI G.

1. Introduction

The field of investigation covered by Session 3 is very broad; it regards *in situ* permeability measurements in soil and rock using widely differing techniques according to the different nature of the soils, the depth to investigate, and according to the particular problems of the case in question (fig. 1).

A significant aspect of permeability measurements is that only very rarely are laboratory tests representative of actual field conditions. It is well-known that the values obtained *in situ* differ by several orders of magnitude from the laboratory results, because of the presence in natural soils of "structural features". In the case of rock massifs fissures and joints are present (accounting for most of the water flow), and in the case of soils, very fine lithologic or grain-size variations and thin layering are a characteristic trait. It is therefore indispensable to carry out *in situ* tests to characterize the permeability. The very structural characteristics make it generally necessary to consider permeability as a "tensor". In most cases the planning and carrying out of *in situ* tests has to take this aspect into account.

The variety of testing equipment and methodologies vary

Papers dealing mainly with :

Soil mechanics problems
Rock mechanics problems

Depth involved by the test :

0 ÷ 10
10 ÷ 200
200 ÷ 2000

Type of equipment used to determine permeability :

Packer test of different types
Pumping wells, open hole tests
Tracers
Self boring or pushing-in instruments
Large scale test
Flowmeter
Geophysical methods

Fig. 1. Distribution of papers according to nature of soil, depth involved, equipment used.

thoroughly as a function of the depth of investigation which may be on the order of a metre when only the permeability of the superficial soil layer is to be determined (e.g. for agricultural purposes), or of thousands of metres when the permeability of formations to be used as waste disposals is to be known, or of formations from which fluid is to be drawn, or finally, when the stability of broad subsident areas is to be examined.

Usual investigations for civil engineering problems rarely exceed a depth of 150-200 metres; problems related to permeability measurements at greater depths generally lie outside the day-to-day engineering experience and must therefore be dealt with with great caution.

Permeability site investigations are performed in different types of soils and rocks; the planning and interpretation of these investigations, furthermore quite often involve, as demonstrated in the papers presented, not only knowledge in the fields of Soil Mechanics and Rock Mechanics, but also in other domains.

An interesting aspect which is emphasized by the papers presented at this session is that, permeability measurements are certainly amongst the different investigations, those whose planning and interpretation require a rather accurate geological knowledge of the area under examination. In some cases, where the permeability of whole geological formations are required in order to correctly interpret the data, an exhaustive geological knowledge of the region is imperative.

In recent years there has been much progress in the area of *in situ* permeability measurements, especially in the development of new testing equipment, and this very topic has been discussed in special sessions at recent International Conferences. The interest aroused by the topic, and the advancement in knowledge that has been achieved is fully witnessed by the 28 papers presented at this Session, produced by 11 European and 5 non-European countries.

It is interesting to note that in spite of developments in the *in situ* permeability measurement techniques, there still are many uncertainties as to the meaningfulness of measurements obtained through the different methods in relation to the specific problems under examination. Indeed, it must be recalled that even today it is not uncommon to find a coefficient of variation of the permeability on the order of 200 %.

The papers presented at Session 3 of this Symposium may be broadly divided into 5 groups of topics dealing mainly with:

In situ determinations for characterizing a "regional" permeability;
Modern "in borehole" testing techniques, or meaningful upgradin of routine techniques in the field of civil engineering;

Measurements of permeability at great depths, or in relation to non-traditional problems;
Theoretical and general analyses with a view to more correctly interpreting permeability tests;
Case histories, and special *in situ* tests.

It is evident that each paper does not strictly focus on only one of the topics of the outline, but the latter can be used for ease of exposition. Most of the papers however deal with the second topic thus emphasizing the progress that has at present been achieved in this sector. In the review, special attention is paid to the comparison between results of different *in situ* testing methods, and between these and the results obtained from full-scale *in situ* tests or from back-analyses. This comparison will certainly lead to a better understanding of the field tests.

2. *In situ* determinations for characterizing a "regional" permeability

Quite often, for large-scale engineering problems, it is necessary to know the permeability of formations extending out over kilometres; a typical problem is the construction of artificial reservoirs; furthermore, permeability coupled with deformability govern the subsidence of large areas (Miyabe, 1969; Poland, 1969; Croce, 1973; Colombo, 1973) which is related to the lowering of the water table caused by the pumping of fluids from deep wells.

Large scale permeability is moreover important for taking into account changes in the hydrogeological conditions brought about by the urbanization of large areas (Louis, 1981).

In relation to "regional permeability, particular importance has always been attached — as regards carbonatic rocks — to karst phenomena. The presence of this, may cause permeability to rise by various orders of magnitude.

The "large-scale" characterization of permeability has developed essentially by trying to attache (at least to a regional extent) general validity to permeability tests carried out in some typical geological formations.

A recent and interesting review of many *in situ* permeability tests in differing types of rock formations is given by Brace (1980).

The different permeability values referred to vary within a range of 20 orders of magnitude, and at the same investigation depth and for the same rock formation, within the range of 4 orders of magnitude.

Besides the classical *in situ* tests, that in any case would have to be carried out in large numbers and over extensive areas in order to be meaningful on the regional scale, *in situ* permeability may be calculated by analysing various large-scale phenomena whose development depends on permeability. It is possible to consider such phenomena as full-scale "*in situ* tests", carried out on large volumes of rock or soil, but on the other hand, this approach has the drawback that the phenomena under investigation (delays between fluid injection and seismic response, flow-rate increases following seismic events, examination of hydro-thermal phenomena, etc.) are generally extremely complex, and their functional relation with permeability not easy to solve. Even if the values obtained are unlikely to be used for most civil engineering works, they may prove to be useful for characterizing the permeability of deeper soils.

An interesting application of the analyses of large-scale phenomena for solving typical civil engineering problems has been provided by Uriel Romero and Aoiz (1981), who developed a method for determining the permeability of

the terrain affected by large-scale excavation near the coast, on the basis of the damping effects with which the oscillation of the tide is transmitted through the porous media.

A recent example of regional characterization of the British non-carbonatic mudrocks in hydrogeological terms has been given by Tellam and Lloyd (1981) on the basis of a wide variety of *in situ* and laboratory tests, by utilizing many uncollected data, or data scattered throughout the geological, hydrogeological, soil mechanics, mining and agricultural literatures.

Also the paper presented at this Session by KRAPP, which is very interesting from a methodological standpoint, refers to the characterization of geological formations for problems related to the civil engineering activity. This paper examines and evaluates a series of data referring to the permeability of Paleozoic and Mesozoic rock in the western Renish mountain areas of Germany. The evaluation was based essentially on a critical re-examination of numerous *in situ* borehole permeability tests, on observations of water inflow into tunnels and of water tables in monitored holes and wells in the area. Further information on permeability has been obtained by means of tracers (especially in karstic areas), and finally, by utilizing hydrogeological balance data following run-off during dry season in small catchment areas.

For a regional characterization of the superficial layer of rock formations (where most of the flow occurs) the dominant factor for the permeability is the "effective open crack volume".

On the basis of this parameter (which may vary from 0.1 % in the case of phyllitic rocks, up to 10-15 % for karstic limestones and up to 50 % for travertine) a useful classification scheme is presented which could be used in permeability maps.

The paper stresses that in evaluating the "regional" characteristic of geological formations, it is usually insufficient to utilize a single type of test, but rather, all the possible elements available for a synthetic judgement should be taken into consideration.

GANGOPADHYAY presents a practical case where the permeability of a large area was to be defined for the construction of a hydroelectric plant in a highly karstified area. The investigation followed the lines mentioned in the foregoing, that is: a) survey of the piezometric levels and of the relating pressure gradients; b) extensive surveys using chemical and radioactive tracers in order to determine short- and long- distance interrelations due to karst phenomena; c) hydrological balance for the different areas. These investigations positively showed karstic interconnections in the different areas of the plant.

A different approach to permeability characterization of geological formations is provided by Alessandrello and Lemoine's paper who point out, on the basis of an extensive series of experimental results, the possibility of correlating resistivity (measured by means of geophysical methods) with permeability in the case of some sandy-gravelly alluvial deposits in France. The need to know the pore water resistivity to have better correlations and thus use geophysical data for making forecasts is pointed out, and the influence of clayey soils on the global resistivity of the formations is also discussed. The collection of similar data for the alluvial formations of other countries could prove to be greatly useful, thus allowing to amplify and verify the validity of such correlations for application purposes, and possibly to reach more general semi-empirical relations between the different parameters.

Table 1

Technique	Principles of Technique	Data Obtained	Application	Comment
Permeability tests	Water is pumped out from or injected into a borehole in the ground	Permeability	Ground masses of different types.	A precise knowledge of the natural groundwater level is required.
Packer tests (Lugeon test)	A section of a borehole is closed with packers at top and bottom and water is pumped in under pressure; water losses are recorded. Alternatively a single packer is used to test the part of the borehole below it.	Permeability of the investigated rock mass expressed in standard units of permeability or in lugeon units.	Used in rock mass of relatively low permeability.	The value of the results will be related to the frequency and aperture of the joint systems in relation to the size of the borehole.
Falling head tests	A test section in a borehole is isolated by casing. The borehole is filled with water and the rate of fall of waterlevel is observed.	Permeability of the test section.	Mostly in soils of low permeability.	
Constant head tests	A test section in a borehole is isolated by casing. The borehole is filled with water; water is added to the borehole to keep the water level constant.	Permeability of the test section.	Mostly in rocks of moderate or high permeability.	
Pumping test	Water is pumped out of a borehole, observations are made of waterlevel in the hole and in nearby holes.	Permeability of the investigated rock or soil mass.	Used in rock and soil mass.	If sufficient observation holes are made, some information on the anisotropy of the groundmass may be deduced.

In-situ Testing – Permeability Testing

(after "Report of the IAEG Commission on site Investigations, 1981).

3. Modern "in borehole" testing techniques or meaningful upgrading of routine techniques in civil engineering

The *in situ* permeability of soils and rock formations is generally determined, for civil engineering purposes, by the application of a hydraulic pressure head difference between the water in the borehole and that in the surrounding ground, and to measure the resulting flow. A number of analyses and tests were developed since the last century for different geometrical and hydrogeological conditions, which take into account the transient or permanent flow in order to obtain the mean permeability of a "porous medium".

The testing techniques and the interpretation theories were later "extended" or "adjusted" to non-granular media, such as fractured rock masses and very low permeability soils.

In the following table (after the Report of the IAEG Commission on 'Site Investigations', 1981) the *in situ* permeability tests routinely used are outlined*.

Besides these widely used types, innovations have come to add with the aim of obtaining indications also for low-

permeability soils by running water tests in piezometers, for obtaining continuous permeability logs with depth (flowmeters, tracers, dipole probes) or for measuring local transmissivity of fissures in rock masses (harmonic probe).

A detailed description of routine *in situ* permeability tests and a presentation of the different methods for interpreting results as well as technological details involved, is found in "Ground water Manual" edited by U.S.B.R. (1977). Useful suggestions are also presented in many recent Site Investigation Manuals or Standards.

An extensive *in situ* investigation making use of most of the available routine methods, with some innovations, has been carried out for the Ok Tedi Project (Papua New Guinea) by Sutcliffe and Mostyn. A description is given of the advantages and liabilities for each type of test carried out (constant head test, falling head test, packer test), the costs involved are computed. The considerable advantages in terms of time and cost offered by the wireline pneumatic packer system against the mechanical or hydraulic packers are described.

Also the paper presented by Foyo Marcos deals with borehole permeability tests. Referring to experience gained with dam foundation investigations in Spain, he suggests that by producing hydraulic fracturing, information about the mechanical characteristics of the rock mass may be inferred. It is however known that the pressure at which hydraulic fracturing phenomena initiate is essentially dependent upon the horizontal stresses σ_H max and σ_H min, from the tensile strength of the rock mass, and from pre-existing pore pressures (Haimson, 1978 and at this Symposium); only a more detailed analysis (with the measure of

* Field test relating to permeability scheduled to be published as "Suggested Methods" by ISRM are the following (see Franklin, 1979).

- Permeability / transmissivity (5 methods)
- Flow velocity logs
- Flow velocity – tracer dilution
- Flow paths using tracers (4 methods)

the shut in pressure and of the secondary breakdown pressure) would, ideally, allow an evaluation of the tensile strength of the rock mass.

It is often pointed out that the interpretation of packer permeability tests may be strongly biased when some particular aspects are not taken into account, namely, actual pore pressure in the surrounding soil, water losses through the packer, and head losses in the drop pipe; indeed, some head loss may occur (especially in the case of high flow rates) also at the perforated pipe section and inlet section (Moore and Balbis, 1979). Much effort has been put into improving the reliability of such tests; Maini *et al.* (1972) suggest to use a directional triple cell packer; to use transducers to measure the effective pressure in the test cell; to use two testing chambers for source-sink tests, etc. Along the same research lines, an experimental programme has been carried out by Pearson and Money (1977) with the main objective of distinguishing between anomalies due to test method faults (such as packer leakage, head loss in the equipment, etc.) and non-equilibrium effects due to the hydraulic properties of the rock mass, which may depend on the duration of the test and on the sequence of the operations. An extensive revision of the theoretical and practical background of this standard test has also been carried out by the German Geological Survey and at the Technical University of Aachen (Heitfeld and Krapp, 1981).

The paper by Blinde *et al.* presents useful suggestions to improve the reliability of the test, amongst which is the recording of the water head inside the cell and of the flow throughout the test. To better interpret the results, optical bore-hole soundings and dye tracings were performed. A comparison was made with the experimental grouting in a test area with bentonite-cement suspensions. Subsequent excavations showed that the grout had propagated around the hole between 1.50 and 2.00 m.

As in many other cases reported in the literature (Capozza, 1977) geophysical methods (and in particular "p" wave velocity) proved to be appropriate for inspecting the effectiveness of the grouting.

The paper by Haimson focuses on the need to carry out in a coordinated manner, and virtually with one set of tools, measurements of the state of fracturing, of the state of stress and of permeability inside each bore-hole. Indeed, it is well-known that, even if the parameter "fracturing" is not univocally related to permeability, in principle the latter does depend on the nature, and on the opening of the "hydraulically active" discontinuities, that are in communication with each other to form a single "network". The state of stress greatly influences permeability (by reducing space openings) as discussed in other papers presented at this session. It should therefore be measured where possible jointly with the measurement of permeability.

The proposed equipment consists essentially of a straddle packer appropriately instrumented with pressure transducers, by means of which hydraulic fracturing is achieved, and an "impression packer" which is used in the fracturing zone, so as to check the real orientation of the fractures which develop, and the original fissuring of the rock mass. Before fracturing (or even afterwards) the same equipment can be used to measure the permeability according to the "Pulse test" method (that is, by applying a pressure pulse on the order of 0.5-1 MPa and by recording the decay characteristics of the pulse), or by the more classical measurement methods such as the "constant head technique".

The full orientation of the entire core (in order to get a

global view of the discontinuities arrangement) is obtained by means of a television camera or by occasional impression packer tests in the critical stretches.

Daw and Scott's paper examines permeability tests appropriate for obtaining information about the possibility of large water inflow during the excavation of deep underground works: the possibility of foreseeing such accidents may lead to localised preliminary reclamation measures.

In these conditions the simpler tests do not provide adequate results especially because of the limited area of influence of the test. The "drill stem test", that has been used in the oil industry for some time now, consists essentially of educting water from an aquifer over a specified flow period by utilizing the volume of the empty drill stem, and in recording the recovery of pressure following the shutting off of the flow. In this manner, volumes of rock masses from tens to hundreds of metres around the hole may be affected. By plotting appropriate diagrams, the transmissivity of the rock mass is determined. In strong aquifers at shallow depths, however, the drill stem fills up so rapidly that the effective flow rate during the test becomes uncertain. The solution worked out to overcome this difficulty includes the use of submersible pumps capable of operating down to depths of 200 m.

Continuous monitoring of the pressure with appropriate transducers, the control of the effective complete expansion of the packers by monitoring the compressor used for inflation, further improves the utilization of such data.

A very interesting development for recognizing hydraulically active fractures is described in Crosnier *et alii*'s paper. The paper discusses the utilization of the "harmonic probe" (already used in the laboratory tests, and for *in situ* tests at great depths) in geotechnical investigations. The basic principle of the equipment consists in exciting the fissures of the rock mass filled with fluid, by a sinusoidal signal consisting of a pulsing flow, and in recording the corresponding pressures as output signals.

The complex relationship between the output signal (in pressure) and the output signal (flow), which is a function of the frequency of the signal, characterizes the tested fissuring system. The fissuring parameters are identified by comparing them with a set of characteristic signals obtained through numerical modelling, which may keep account of the forces of inertia, of those due to viscosity and of the compressibility of the rock and fluid. Such equipment allows permeabilities of the order of even 10^{-12} m/s to be measured.

The laboratory calibration of the prototype, carried out on a physical plexiglass model proved a substantial agreement between the physical and the mathematical models. It is pointed out that the use in practice of this equipment will entail the need to study different interpretational models according to the geological and geotechnical characteristics of each site to be investigated.

The permeability of rock masses is in general influenced by the state of stress, and for this reason the state of flow and the state of stress in the rock mass cannot be evaluated separately; the two problems must be considered strongly coupled.

The relationship between permeability and state of stress has been investigated by different Authors (Morgenstern and Guthrie, 1972; Jouanna, 1972; Bernaix, 1969; Rosen-gren and Jaeger, 1967). It appears that permeability can vary by more than one order of magnitude for the modifications of the state of stress normally induced by engineering structures. This is particularly important in evaluating dam behaviour (Manfredini *et al.*, 1975). As to the type of

functional relationship between permeability and stress tensor, a simplified hypothesis is to assume that the permeability of the rock mass is always isotropic and that its value depends only on the mean stress. On this assumption different relationships were proposed by Morgenstern and Guthrie (1972) and by Louis and Perrot (1972).

Laboratory tests were carried out by Rosengren and Jaeger (1967) on the geomechanical models of fractured rocks obtained by thermal disintegration of a marble; the results showed that the permeability in a given direction does not depend on the stress acting along that same direction, but only on the stresses acting on a plane normal to it.

A more adequate model of the stress-dependent permeability in which such behaviour is taken into account can be worked out by assuming that the principal directions of the stress and permeability tensor coincide and that each principal permeability is independently influenced by the two principal stresses in the other principal directions (Manfredini *et al.*, 1975).

The validity of such constitutive laws can be checked only by *in situ* tests on significant volumes or, where possible, on the basis of the behaviour of life-size structures.

A useful contribution to this study is provided by the paper presented by Carlsson and Olsson, where an *in situ* test is described which consisted in measuring the permeability of a significant volume of a rock mass ($\approx 6 \text{ m}^3$) at variable states of stress induced in the rock mass by a series of hydraulic jacks acting on steel bars. The permeability tests consisted essentially of water injection tests by means of double packers.

It must be mentioned that this type of test has the advantage, as compared with tests on isolated blocks, of avoiding loosening in the sample and therefore a fictitious increase in the permeability.

The tests showed that at increasing vertical loads there were decreasing horizontal permeabilities, but, as a general trend, an increase in conductivity through steeply dipping fractures.

The latter result does not appear to be immediately understandable as the increase in vertical stress should also give rise to an increase in horizontal stress and therefore to a closing of the vertical fissures. As can be expected, the rise in the hydraulic test pressure, by reducing the effective pressures, causes an increase in permeability.

The measurement of the dilution over time of tracers introduced into the holes, sometimes provides useful indications as to the permeability of the soils and especially about the type of flow of water inside the aquifer. It can furthermore provide indications on the effectiveness of grouting measures or, in some cases, give indications on the trend of seepage in earth dams. Three papers of the Session were devoted to this topic. Radioactive tracers for geophysical investigations are discussed in detail in Gautier and Rousselin's paper. Bromine 82 and indium 113 m were used as markers. The half-life of the former is 36 hours (it thus allows to carry out tests lasting 5-6 days), and of the latter it is about 100 minutes, which means that tests lasting one day may be carried out and that the same test or other tests may be repeated on the same place. Both have the advantage of being lowly toxic.

Some useful technological measures (for example a directional probe) make it easy to determine the direction of the horizontal component of the water motion.

The use of the radioactive tracers is discussed also in the paper presented by Huller, *et al.*; measurements of the water flow according to the dilution of the tracer over time

and measurements of the soil permeability on the basis of the vertical displacements of the tracer inside the hole were carried out.

The paper also discusses the use of radioactive tracers for controlling a sealing wall built with self-hardening suspensions, and for studying the geometry of a landslide.

In Malkki and Wihuri's paper a similar problem is discussed. To determine the permeability of fluvioglacial deposits, colourimetric or electrolytic tracers were used instead of the radioactive ones, so as to avoid drawbacks due to toxicity. Dilution is measured either by means of a light source and photocells, or, where electrolytes are used, by measuring the conductivity of the medium between two electrodes. In order to obtain greater reliability, an experimental calibration was used to turn dilution velocity into actual velocity.

The flowmeter allows a recording of permeability values with depth for soils having permeabilities in the range of $10^{-4} - 10^{-7} \text{ m/s}$. This technique has the advantage of being very rapid and inexpensive.

The paper presented by Bruzzi *et al.*, discusses the results obtained by using such equipment in an alluvial plain. The testing techniques are described. The results obtained under conditions of natural flow, or "dynamic" flow following an artificial rise in level are compared with Lefranc's tests carried out in the same holes.

Notwithstanding the uncertainties and approximation which characterize, in general, such determinations, it was verified that the agreement between the two sets of measurements deviated by only 10 %.

Other comparisons were made with laboratory tests on undisturbed samples, or on the basis of empirical correlations based on grain-size analyses.

Emphasis is given on the importance of a very careful installation of the perforated casing and of the filter between casing and soil to get reliable information about the permeability.

The determination of permeability of fine soils (silts and clays) was carried out almost exclusively in the laboratory up to 15 years ago, by means of time-settlement curves in oedometer tests. The forecasting of the settlements over time for engineering structures, has always therefore proven to be rather uncertain due to the fact that laboratory tests cannot adequately represent the structural conditions of the *in situ* material (presence of thin more permeable intercalations in soft clays, the presence of joints and fissures in the overconsolidated clays, etc.). In order to improve the knowledge about the actual *in situ* permeability of silty-clayey soils, different research lines are being pursued, most of which are complementary.

An exhaustive review on this topic was presented by Jamiolkowski *et al.* (1979). A possible line is that of taking and testing samples of such a size as to include also the "structure" of the clayey deposits being examined; samples of Fiumicino soft clays having a diameter of 0.49 m and height $\approx 0.20 \text{ m}$, were tested in oedometer conditions (Burghignoli and Calabresi, 1977); a second possibility is that of trying to get a more detailed as possible representation, at least in quantitative terms, of the structural characteristics (sandy intercalations, etc.) of the deposit by using the piezometric probe or the piezocone continuous test, which is highly sensitive to the detection of layering (even if slight) having different permeability inside a clay deposit. A third way is that of directly evaluating the consolidation coefficient starting from the curve of pore pressure dissipation generated *in situ* by stress variations. This may be attained for example with the same

piezocone, stopping the penetration and allowing pore pressure dissipation; some drawbacks, however, consist in high remoulding and disturbance in the structure of the deposit around the point, and in the geometric conditions, not duly represented by the theory of cavity expansion.

A very promising tool from this standpoint is the Self Boring Pressuremeter (Clarke *et al.*, 1979) that minimizes disturbance to the soil and is capable of inducing undrained stresses in the soil at a prefixed strain value, and to measure subsequent pore pressure and the dissipation of these with time.

The cylindrical geometry allows a simple interpretation of the results.

A different approach for improving the reliability of the forecasts regarding the behaviour over time of the settlements of structures, starts from the consideration that it is usually possible to estimate to a close approximation the compressibility characteristics of the material (as is shown by the fact that the estimation of final settlements of engineering structures proves in general to be quite reliable), and therefore it may be sufficient to improve the reliability of the permeability measurement to obtain a better estimation of the consolidation coefficient. Three papers presented at this Session have followed this approach.

Regarding the direct *in situ* measurement of permeability in very fine soils by means of piezometers, a rather exten-

sive bibliography is already available (Gibson, 1970; Bjerrum *et al.*, 1972; Wilkinson, 1968; Wilkes, 1974; Massarsch, 1978; Mieussens and Ducasse, 1977).

In general, the piezometers to be used for measuring permeability can be installed in boreholes or directly placed inside the ground. In both cases it is necessary that drilling operations or the pushing in of the piezometer should not destroy the soil "structure"; moreover, in the former case, the effective geometry of the sand filter into which the piezometer is placed (difficult to be known in detail) may considerably affect results; in the latter case the pushing of the piezometer may lead to the remoulding of the soil (up to 3 to 5 times the diameter of the piezometer) and also to hydraulic fracturing if it is pushed in very rapidly; furthermore, the piezometer filter may get clogged with clayey material.

The paper by Tavenas *et al.* described a very promising tool that should eliminate most of the above-mentioned drawbacks.

The equipment proposed is a self-boring permeameter which is introduced at depth inside the soil in a similar way as the self-boring pressuremeter (Baguelin *et al.*, 1974). In this way the effects of the pushing or the unknown geometry of the filter are eliminated.

Another innovation is the replacing of porous filter with a perforated metal lamina, whose holes are closed by a rubber membrane pressed against them during the penetration of

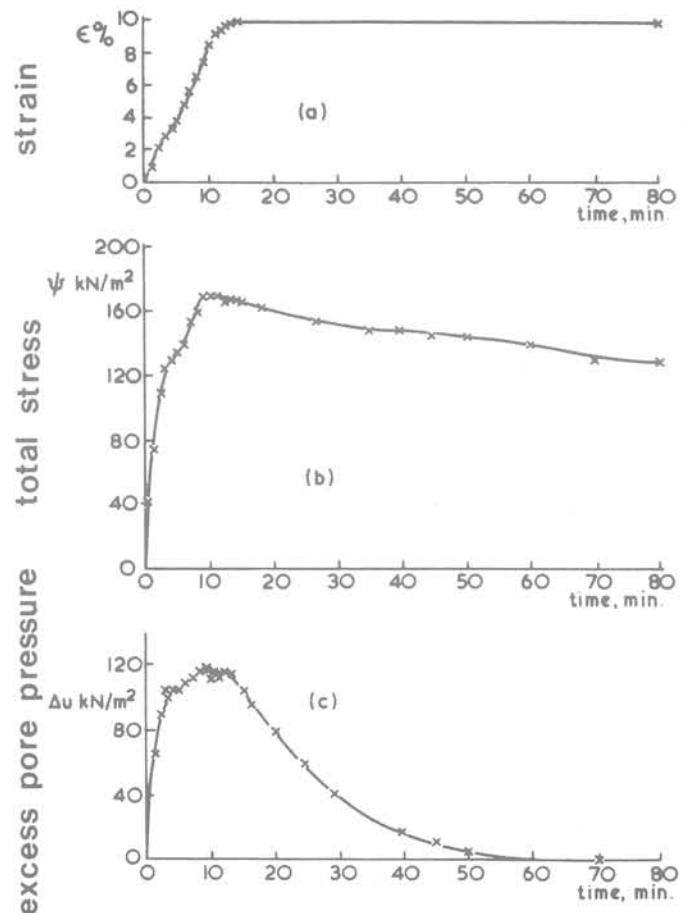
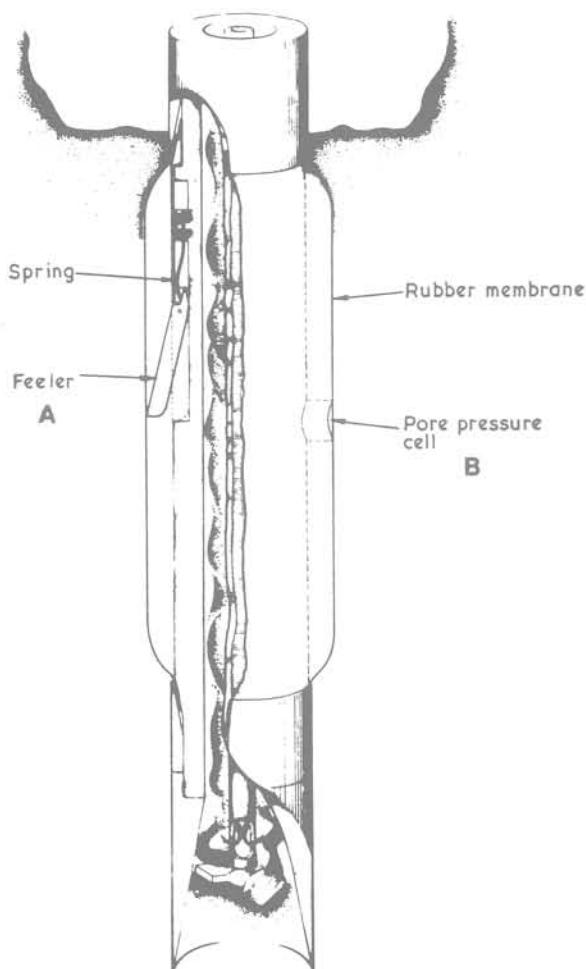


Fig. 2. The Cambridge self boring pressuremeter ; holding test (after Clarke *et al.*, 1979).

the tool. Inevitably, some remoulding due to the sliding of the tool against the soil still does occur, but reduced in extent. As regards the different modes of carrying out, the paper discusses their advantages and disadvantages; the variable head test (which is very easy to carry out) does however entail effective stress variations during the test and thus some errors in measuring the permeability which is difficult to evaluate; it furthermore refers to a rather limited soil volume.

As regards the constant head test, it is possible to keep account of the swelling of the material and thus define the steady flow and as a consequence the permeability of the soil; the volume involved by the test is substantially larger, but the testing equipment used so far is extremely complex and inadequate for routine testing.

The Authors suggest a very simplified equipment for carrying out constant head tests which are reasonably reliable and accurate. Comparisons are made between values obtained *in situ* with this equipment and the laboratory values for different soils. Interesting comparisons have also been made with the determinations obtained by introducing the permeameter without the self-boring device. The remoulding effect of the structure of the deposit is in the latter case quite evident.

For determining the permeability of a weathered and fissured clay layer, Lafleur and Giroux have developed a "reaming permeameter" which was to allow the cleaning of the walls of the hole (thus avoiding that the fissures might be filled with material); the possibility of carrying out measurements practically throughout the length of the hole; the possibility of measuring permeability values differing greatly among each other (even at a 10^5 ratio) according to the presence or not of open fissures in the clay. The equipment used, which is introduced into an already bored guide hole, consists of a cutting reamer, two inflatable packers and an internal injection cell; it is introduced into the ground by means of hydraulic jacks. The permeability determinations were carried out at variable loads for the sake of simplicity in spite of the uncertainties linked to the interpretation of such measures. The hydraulic and the inflation pressures of the packer are proportioned so as to avoid hydraulic fracturing phenomena, yielding of the soil near the packer, and water leakage through them.

It must be naturally borne in mind that in such a weathered clays, the opening of fissures and thus permeability may have large seasonal variation. In case they are located above the water table, during the permeability test there may also be some swelling of the clay and closing of the fractures which considerably complicate the interpretation of test results.

The more correct way for determining the effective improvement in knowledge that can be attained by measuring permeability *in situ* instead of utilizing the classical laboratory tests, is the back analysis of the behaviour of structures (or better, a comparison between design forecasts and real behaviour of structures) as regards the settlement-time behaviour.

An interesting paper by Mieussens is devoted to this topic: during permeability tests the increase in effective stresses (for negative head changes) or the decrease of effective stresses (for positive head changes) are small. The results of permeability obtained may then be considered as referring to the soil in the preconsolidated state.

For the calculation it is assumed that the value of c_v should not vary within the two soil domains (which are respectively the normally consolidated and the over-consolidated soils), and that the ratio of the two corres-

ponding values (c_{vs}/c_v) is equal to the reciprocal ratio of the compressibility indices. The findings of the *in situ* permeability tests obtained by means of the "Permèamètre Autoforeur", applied in two practical cases, yielded c_v values which were much closer to those obtained by the back analysis than the laboratory results, but still not completely satisfactory (about 4.5-2 times greater than the actual values). Furthermore, the permeability values obtained *in situ* can be essentially referred to the horizontal permeability, whilst in the examined consolidation process it is mainly the vertical permeability which is involved, and this means a probably larger discrepancy between field tests and actual behaviour.

As an example, and to give an idea of the global usefulness of these determinations, the following fig. 3 (after Jamiolkowski *et al.*, 1979) summarizes the results obtained by an extensive field and laboratory investigation carried out at Porto Tolle (Italy) for the construction of a thermo-electric plant. The findings are compared with a back analyses of trial embankments with or without vertical drains (which means involving mainly vertical or horizontal *in situ* permeability respectively).

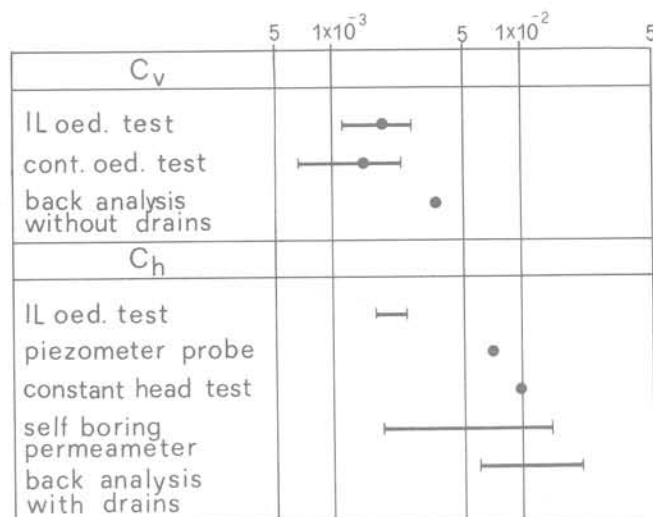


Fig. 3. Comparison between laboratory and *in-situ* c_v and c_h values at Porto Tolle (Italy); (data after Jamiolkowski *et al.*, 1979).

A look at the data shows that, first of all the different *in situ* tests for determining the horizontal permeability, or the horizontal consolidation coefficient c_h (piezometer probe dissipation test, constant head permeability test and self boring permeameter tests) provided comparable values; such values were higher than those obtained in the laboratory, but lower than those inferred from a back analyses of the development of settlement over time; moreover, as one might expect, the largest differences between the actual behaviour and the laboratory tests were found for the horizontal consolidation coefficient, that in some cases is most important (for example for an accurate design of the vertical drains).

The existing discrepancies are probably due to the different scale of the probe and of the macrostructure of the soil.

The Delft Soil Mechanics Laboratory has recently developed an electrical porosity probe capable of measuring the porosity of saturated sands below water tables. This determination may be advantageously used for properly reconstructing, in the laboratory, sand samples with the same field density, thus obtaining reliable permeability

values for homogeneous sand deposits (for the same objective the nuclear density probe, developed by the same laboratory, combined with a CPT test may be used).

Given the formal analogy between the laws governing hydraulic and electric fields, a probe similar to that used for measuring resistivity was built for measuring soil permeability (dipole hydraulic probe). (Riestsema and Viergever, 1979). The article presented by De Leeuw and Silence, discusses this equipment. The probe, which has a diameter of 36 mm, consists of four porous filters; through the first of these water is pressed into the soil; by a second filter at the other end water is sucked out by means of a reciprocating pump with a constant but adjustable rate of discharge. The potential difference between two other intermediate filters is measured with a differential pressure gauge. It can be shown that, unlike what one might think, this equipment measures essentially horizontal permeability. Vertical permeability may also be evaluated, once one knows the horizontal value, by placing two parallel probes, spaced 0.5 m, which can measure the potential difference produced by adopting different schemes of water inflow and discharge.

It is very likely that, as occurs with piezometers pushed into the ground, there may be a certain disturbance in the soil around the dipole probe, due to packing of sand, or also due to localized failure in individual sand grains.

Numerical verifications carried out with the SEEP programme have shown that, due to the type of measurements and of the type of materials generally investigated with this test, this disturbance does not give rise to large influences on the measured permeability value.

4. Measuring permeability at high depths

It is only in recent years that the permeability of soils and of rocks, situated at great depths, has become more and more important. The fields of application which need this knowledge are geothermal problems, production problems related to oil-fields, *in-situ* coal gasification, nuclear waste disposals, and also problems related to earthquake mechanics.

The reduction in frequency and opening of fissures with depth, and the corresponding decrease in permeability is reported by a large number of Authors. This decrease, for the first 100 m, is generally very sharp and is found in almost all permeability tests and grouting measures involving rock foundations in dams (Snow, 1968; Davis and Turk, 1964; Bonaldi *et al.*, 1983).

A recent review on the distribution of permeability at great depths for different rocks was made by Brace (1980). In general, there still does appear to be a decrease in permeability with depth, but the diversity of the rocks examined, and quite likely also the different testing methods used do not help in finding a general defined trend (fig. 4).

Some interesting overall indications on the presence of hydraulically active fissures even at great depths are provided by the results of a study on the structural and groundwater conditions in about 20 mines located in the Canadian Shield (Raven and Gale, 1977, also reported, by Witherspoon and Gale, 1977) fig. 5. In examining the data it must be borne in mind (as pointed out by the Authors), that the mining activities at different levels may mutually affect the water conditions and that ventilation can reduce seepage, which can be noticed in the walls.

The recent problem of the disposal of nuclear waste at great depths (generally below 500 m) in low-permeability soils has furthered knowledge in this fields.

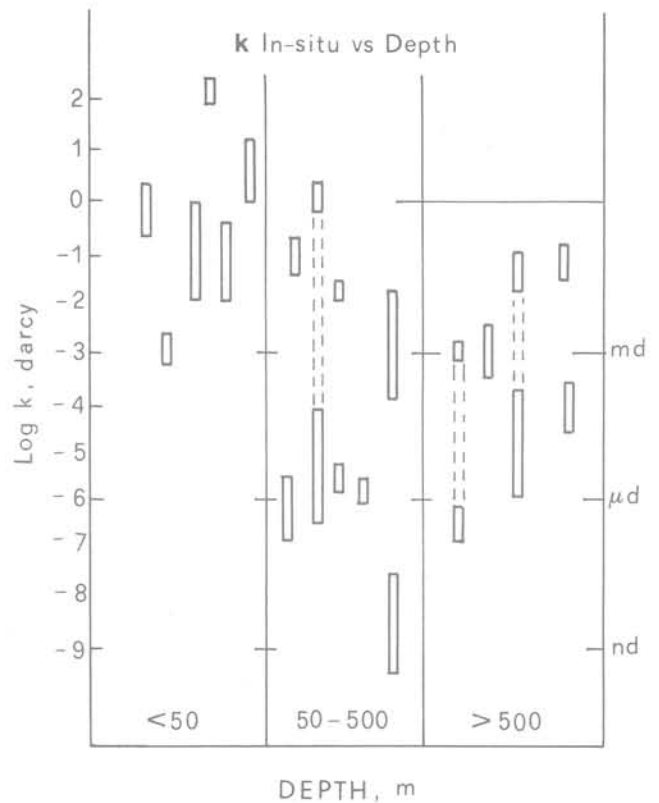


Fig. 4. *In situ* permeability values at different depth reviewed by Brace (after Brace, 1980).

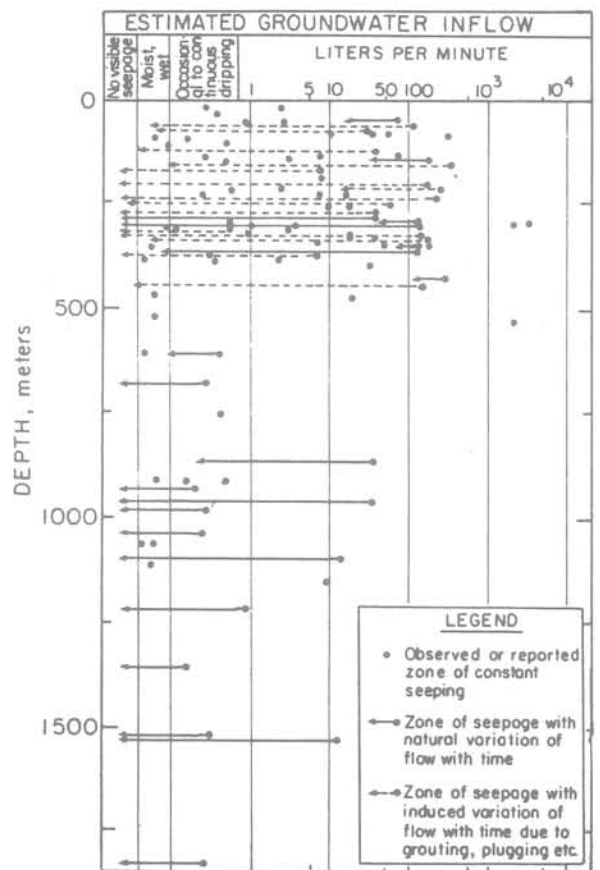


Fig. 5. Variation of groundwater inflows as a function of depth in selected underground mines (after Raven and Gale, 1977).

Most of the investigations related to the examination of possible sites for waste disposal involve the determination of fracturing and of rock permeability, as the most likely way of transport of the radionuclides in the biosphere is via the water flow through the fissures in the rocks. The water flow in the rock mass around a waste disposal is essentially controlled by the heat which develops in the waste itself; the complex phenomena governing the water flow and heat transport (variations in the fluid viscosity or state variation of the fluid, variations in fissure openings or opening of new fissures due to thermal stresses etc.) are to be taken into account when dealing with these problems.

Three papers presented at this Session refer on special projects that are currently underway for clarifying some of these problems.

The first of these is the "Stripa Project", sponsored by seven countries, which examines the rock mass inside which lies an abandoned mine in Sweden; a second project examines the characteristics of the granite and the gabbro plutons present in the Canadian Shield.

The paper by Witherspoon and Gale refer about a detailed site investigation focusing on the characterization of permeability in the Stripa granite massif; the programme consists of a detailed reconstruction of fracturing, tests in boreholes, and a large-scale permeability test along a stretch of drift which was appropriately equipped.

The injection tests in the boreholes showed, in spite of some scatter, a general trend of decreasing permeability with depth. Extremely interesting results have been obtained from a large-scale permeability test in a drift $5 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 33 \text{ m}$ at el. 338. Water inflow was measured as the net moisture pickup of the ventilation system in the drift, and water pressure was measured in isolated stretches in several boreholes departing from the drift. Water flow and pressures were monitored during 11 months. The findings of the various tests carried out at different temperatures of the ventilation air, provided practically constant values of hydraulic conductivity of about 1.10^{-10} m/s .

It is interesting to note that, by improving some of the measuring techniques and for longer testing stretches of the drift, one might even obtain permeability values on the order of 10^{-12} m/s , and this means that this type of large-scale test could be used in the future as an acceptability test of individual waste storage drifts.

Besides the great specific interest of this determination, such large-scale tests provide extremely useful data as to the actual meaningfulness of borehole tests, that are more frequently adopted and easier to carry out.

In this specific case, the average permeability finding (10^{-13} cm^2) proves compatible with the results obtained from water injections in boreholes starting from the walls of the same test room (average value $8.9 \cdot 10^{-13} \text{ cm}^2$). Keeping account of the different testing modalities of the two types of test (fluid injection in boreholes and fluid withdrawal in the adit), but the comparison stresses also the importance of the "scale-effect" on this measure.

The examination of existing fractures (coupled with the water absorption test in the boreholes) may finally allow to determine the fracture porosity of the rock mass, to which the transport of the radionuclides is linked.

Carlsson *et al.* present the results of special hydraulic tests carried out within the framework of the same "Stripa Project"; the paper discusses the usefulness of the cross-hole technique for defining the hydraulic parameters of the formation and for identifying the geometrical characteristics of a band of highly fractured material.

The hydraulic interference test was conducted after a buildup phase of over 3 months. The packed-off section in the first borehole was changed into a free-flowing state, with a continued pressure recording in the second borehole. The response showed a hydraulic interconnection between the two holes. It was possible on the basis of the hydraulic properties obtained, to evaluate the specific storage coefficient, and to indicate, in a preliminary way, the direction of the fractured zone.

The use of geophysical measurements ("mise à la masse method") was also used in order to locate the structure. The comparison of the permeability results obtained for the different test methods used is quite interesting. Such a comparison confirms the need not to restrict the investigation to a single method for measuring permeability, and the need to define the permeability characteristics of the rock mass on the basis of different tests which often complement each other.

The paper by Lee *et al.* refers about the investigations conducted to characterize the permeability of rock masses located in the Canadian Shield. Also in this case, different types of tests were carried out (at depths from 200 m down to over 1200 m), basically according to three types of procedures: a) instantaneous withdrawal tests (slug tests, pulse tests, drill stem tests); b) instantaneous injection tests (slug tests and pulse test); c) constant pressure injection tests (step type).

The comparison among values obtained by the constant head tests, and by the transient tests, shows a ratio between the permeability values measured by the transient head, and the permeability values measured by the constant head which vary from 1.1 to 7.6.

Furthermore, both in the "withdrawal" and in the "injection" cases, the "pulse" test provides permeability values which are much lower than in the "slug test".

It is also interesting to examine the decrease of permeability with depth; also in this case such a decrease is sharp for the first 200-250 m of depth (from 10^{-7} m/s to 10^{-11} m/s), and it becomes less sizeable at greater depths. In the deep tests in granite with no fractures permeability values of 10^{-14} m/s were measured, that is values at the extreme lower range of the field testing equipment used.

5. Theoretical and general analyses for a better interpretation of the permeability tests

It is well-known that the study of water flow inside fractured media may be conducted from a theoretical point of view by following two different approaches: in the first, the rock mass is considered as consisting of impermeable material divided by discontinuities more or less intercommunicating, and the water flow through these discontinuities is examined in detail; according to the second approach, the "impermeable rock-discontinuity" unit is replaced with a continuous medium, which is generally anisotropic and which on average has the same hydraulic characteristics. The latter method may be adopted when the rock mass may be taken as being homogeneous, that is when the spacing between the "hydraulically active" fractures is sufficiently close in relation to the scale of the problems to be studied. This schematization helps in dealing with water flow problems inside a rock mass, especially because these problems can be tackled with numerical calculation methods.

In order to define an "equivalent permeability tensor", it is necessary that it be independent from the limit condi-

tions imposed on the reference volume, that it be symmetric, and that it should tend to a limit value as the reference volume increases. This however, does not always occur at the scale of the *in situ* tests carried out in test boreholes. The paper presented by Feuga deals with this problem.

A particular test array was studied to evaluate the possibility of obtaining information on the permeability tensor of a fissured granite rock. It consists of injecting water into a borehole (with a double-packer unit) and then measuring the pressure rise in three holes drilled according to a tetrahedric pattern, so as to involve a rock mass of about 12 m³ (the fracturing density found for each borehole was on average 3 fractures/m).

The test pointed out that in order to be able to consider the rock mass being investigated as equivalent to a porous medium, the borehole lengths, the lengths of the injection cell and of the pressure measurement cell, should have been greatly increased with the risk, however, of involving not only the level of diffused fractures, but also that of large discontinuities.

Indeed, it should be borne in mind that if different kinds of structures are present, the equivalent porous medium is to be defined for each of such different levels. The representative volume characterizing a fracture level should not include larger discontinuities.

It must also be recalled that the larger the volume investigated for determining the permeability, the greater the permeability value obtained. This depends on the fact that with larger volumes different levels of fracturing are involved, which are generally characterized by larger openings, and thus much higher the hydraulic conductivity.

A detailed and accurate "geostatistical" investigation of the fracturing of the rock mass is to be carried out before deciding on how the *in situ* permeability tests are to be conducted.

In the paper presented by Mironenko the processes occurring during the pumping tests and other permeability tests are discussed. The influence of the state of stress of the rock massif on the results of the permeability tests is pointed out, as well as the possibility of evaluating compressibility by experimental pumping tests, and the utilization of field water tests for evaluating the state of stress of rocks.

In particular, the possibility of monitoring the area where intense pumping is to occur so as to evaluate the deformability characteristics of the soils is discussed, as well as the possibility of measuring the state of stress by means of hydraulic fracturing techniques during mining operations, starting from holes with different orientations.

6. Case histories and special *in situ* tests

Well-documented case-histories illustrating special tests for the construction of engineering works are important for verifying the applicability of advanced research technologies, and for comparing experiences amongst technicians operating in this sector.

In the specific case of investigations for determining permeability, these verifications are very interesting in consideration of widely different methodologies used. Even a mere comparison of results obtained by different tests carried out for the same soils may yield some useful indications for advancing knowledge in this field.

For works involving important technological and economic decisions, permeability tests at a scale that allow to keep account of the complexity of the soils may not prove to

be unwise. In this way, it would be possible to overcome the uncertainties of the design forecasts related to the evaluation of the permeability characteristics (trial embankments can be considered "at limit" large-scale *in situ* tests).

Sigismond and Doucerain report about an experimental largescale test for the design of the dewatering system of the excavations for the Nogent-sur-Seine nuclear power plant.

For the foundations, the water table had to be lowered about 3-5 m, the environmental impact of such a measure was not to be too large and the amount of water removed not too high.

Four experimental curtain walls were built at depths from 14 to 26.50 m, and the size in plant being 15 x 20 m.

Pumping tests were carried out before and after the building of such curtain walls. An analysis of the result provided by the piezometers installed at various elevations inside and outside the wall allowed to determine the permeability of the various soil levels; an analysis of the water flow as a function of the depth of the watertight wall, allowed to make correct choices for the final construction.

An evaluation of the water flow to be removed during the works made on the basis of the findings of this test, was confirmed after the construction stage.

A type of test which in many respects is quite similar to that described is reported in the paper by Manfredini and Silvestri. In this case the permeability was to be determined not for dewatering purposes, but on the contrary to evaluate the losses there might be through the bottom of an artificial hydroelectric reservoir.

The heterogeneity of the deposit (and the large costs involved in an artificial lining of about 750.000 m³) suggested that large-scale permeability tests should be carried out. A vertical soil prism 5.2 m wide and 32 m deep, was hydraulically isolated by means of a concrete diaphragm wall. A steel cap was secured to the top and the gap between soil and cap was filled with water at a pre-established hydraulic head. The corresponding increase in pore pressure was measured in the soil and a flow analysis allowed a reasonable picture of soil permeability. In this case, as in the previous one it will turn out to be very useful for future developments to make a thorough review of all the permeability routine tests carried out and compare, where possible the forecasts that would have been made on the basis of these elements with the findings of the large-scale permeability tests.

In their papers, Haq and Hashmi refer about a broad series of "in borehole" permeability tests (essentially Lugeon test) conducted for characterizing the foundation rock of the Simly Dam. Preliminary tests showed large water leakage along the first 20-25 m, and so an elaborate investigation grouting programme was carried out.

As in many valleys, as a consequence of different states of stress, higher permeability values are found at the two abutments, whilst smaller values are obtained along the bed.

Permeability tests were extremely useful in determining design criteria for the grout curtain, the depth, the spacing, the inclination and the injection pressure of the grout holes.

The paper by Loudière and Fatton is the only one of the Session that deals with the permeability of very superficial soils (from 1 to 3 metres). In particular, a series of tests for characterizing the soils at the bottom of lagoons or shallow artificial ponds were carried out according to the "Porchet" method, which consists in measuring as a function of time, the rate of water flow into a shallow hole.

Causes for possible mistakes inherent in the measurements are discussed and suggestions are made to avoid such errors.

Finally, a series of experimental findings referring to different soils are shown. The comparison with laboratory tests shows that the latter generally provide lower permeability values. It is very likely that these may be due, beside the factors mentioned by the Authors, to the *in situ* effect of a meaningful "structure" and to some permeability anisotropy of the soil.

The paper by Krupoderov describes the results of a series of *in situ* investigations on debris resistance to washing out on natural slopes at various flow rates.

The influence of the grain-size of the soils, of the density, of the water content on debris resistance to wash out are also examined.

This topic is borderline in terms of the determination of *in situ* permeability, but it is important for predicting the development of erosional and mudflow processes in mountain and hilly regions.

7. Final remarks and points for further discussion

Some general comments are to be made at the conclusion of this review.

As in many other fields of soil and rock mechanics, there is a growth of interest in the development of new techniques and new methods for the determination of permeability by means of *in situ* tests.

The main developments in this area may be summarized as follows:

Rock mass permeability

The drawbacks and the limits of the pack tests are well recognized: it is therefore important that technological measures aiming at limiting the uncertainties of the tests be adopted also for routine tests. In relation to this, the possibilities offered by the wide range of currently available instrumentation do not appear to be fully exploited.

Permeability tests, typical of oil prospection are being applied successfully with appropriate changes in the area of rock mechanics. On the basis of this example it appears to be quite important for geotechnical researchers to use in the future, to a much greater extent than has been done so far, the experience of technicians working in other fields (oil prospection and oil production, mining, irrigation and agricultural research and so on).

The "harmonic probe" may prove to be very useful in measuring the transmissivity of individual fractures; this may be taken as a typical example of a joint application of modern measurement techniques and of calculation methods for interpreting the tests.

A valid aid in interpreting permeability test results for rock masses is provided by fracturing surveys which are now carried out on a routine basis, by means of borehole television cameras, with continuous data registration, or by impression packers in some particular stretches.

Soil permeability

The most promising results have been obtained by using pressuremeters or self-boring permeameters which do not excessively disturb the soil. A more extensive use of such equipment, also for routine tests will undoubtedly lead to a meaningful improvement in the design forecasts of the behaviour of engineering structures.

Some points may deserve further discussion, for instance:

- *In situ* measurement of the permeability of soils and rocks as a function of the variation of the state of stress induced by the engineering structure;
- Meaningfulness of the different "in borehole" tests in defining the permeability of large rock volumes;
- Meaningfulness and limits of the "in borehole" tests for defining an "equivalent porous medium" for a rock mass;
- Possible improvements in test methods and in the way they are carried out so as to make pressuremeter or self-boring permeameter tests more meaningful from the "scale" standpoint in relation to the macrostructure of the soils;
- Possible future innovations in self-boring instruments or in operation modalities, to evaluate also the vertical permeability of soils.

Acknowledgements

This study was supported by a C.N.R. Research Contract (Working Group on Rock Mechanics at the University of Rome).

References

- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., LE MEHAUTE A. (1974): Self boring placement method of soil characteristics measurements. Proc. Eng. Found. Conf. on subsurface exploration. Henniker. New Hampshire.
- BERNAIX J. (1969): New laboratory methods of studying the mechanical properties of rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 6.
- BJERRUM L., NASH J.K.T.L., KENNARD R.M., GIBSON R.E. (1972): Hydraulic fracturing in field permeability testing. Geotechnique, 22, No. 2.
- BONALDI P., MANFREDINI G., MARTINETTI S., RIBACCHI R., SILVESTRI T. (1983): Foundation rock behaviour of the Passante dam (Italy). V Int. Conf. ISRM. Melbourne.
- BRACE W.F. (1980): Permeability of crystalline and argillaceous rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 17.
- BURGHIGNOLI A., CALABRESI G. (1967): A large sampler for the evaluation of soft clays behaviour. Spec. Sess., Proc. IX ICSMFE. Tokyo.
- CAPOZZA F. (1977): Panel discussion on Session 3. Int. Symp. on the Geotechnics of structurally complex formations. Capri.
- CLARKE B.G., CARTER J.P., WROTH C.P. (1979): *In situ* determination of the consolidation characteristics of saturated clays. Design parameters in Geotechnical Engineering, 2. Proc. VII ECSMFE. Brighton (U.K.).
- COLOMBO P. (1973): Discussion on theme 2. Effetti meccanici del moto dell'acqua nelle rocce sciolte e lapidee. XI Convegno Italiano di Geotecnica. Milano.
- CROCE A. (1973): Discussion on theme 2. Effetti meccanici del moto dell'acqua nelle rocce sciolte e lapidee. XI Convegno Italiano di Geotecnica. Milano.
- DAVIS S.N., TURK L.S. (1964): Optimum depth of wells in crystalline rocks. Groundwater, 2, No. 2.
- FRANKLIN J.A. (1979): General report. Use of tests and monitoring in the design and construction of rock structures. IV Int. Conf. ISRM. Montreux.
- GIBSON R.E. (1970): An extension to the theory of the constant-head *in situ* permeability test. Geotechnique, 20, No. 2.
- HAMSON B.C. (1978): The hydrofracturing stress measuring method and recent field results. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 15.

- HEITFELD K.H., KRAPP L. (1981): The problem of water permeability in dam geology. Bull. IAEG, 23.
- IAEG Int. Ass. Eng. Geol. (1981): Report of the Commission on site investigations.
- JAMIOŁKOWSKI M., LANCELLOTTA R., PASQUALINI E., MARCHETTI S., NOVA R. (1979): General report. Design parameters for soft clays. VII ECSMFE' Brighton (U.K.).
- JOUANNA P. (1972): Essais *in situ* de percolation sous contrainte. Proc. Int. Symp. Percolation through fissured rock. Stuttgart.
- LOUIS C. (1981): General report on Session 3. Eau souterraine et problèmes d'infiltration. Proc. X ICSMFE. Stockholm.
- LOUIS C., PERROT M. (1972): Analyse tridimensionnelle des écoulements dans le massif de fondation du barrage de Grand Maison. Proc. Int. Symp. on Percolation through fissured rock. Stuttgart.
- MAINI Y.N.R., NOORISHAD J., SHARP J. (1972): Theoretical and field considerations on the determination of *in situ* hydraulic parameters in fractured rock. Proc. Int. Symp. Percolation through fissured rock. Stuttgart.
- MANFREDINI G., MARTINETTI S., RIBACCHI R. (1975): Mutual influence of water flow and state of stress in the analysis of dam foundations. Proc. Symp. Criteria and assumptions for numerical analysis of dams. Swansea.
- MASSARSCH K.R. (1978): New aspects of soil fracturing in clay. Proc. ASCE, 104, No. GT8.
- MIEUSSENS C., DUCASSE P. (1977): Mesure en place des coefficients de perméabilité et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux. Revue Canadienne de Géotechnique, 14.
- MIYABE N. (1969): Directions of research on land subsidence. Proc. of the Symposium on Land Subsidence.
- MOORE P.T., BALBIS R.E. (1979): Head losses in packer tests. Proc. ASCE, 105, No. GT9.
- MORGENSTERN N.R., GUTHER H. (1972): Seepage into an excavation in a medium possessing stress-dependent permeability. Proc. Int. Symp. on Percolation through fissured rock. Stuttgart.
- PEARSON R., MONEY M.S. (1977): Improvements in the Lugeon or packer permeability test. Q.J. Eng. Geol., 10.
- POLAND J.F. (1969): Status of present knowledge and needs for additional research on compaction of aquifer systems. Proc. of the Symposium on Land Subsidence.
- RAVEN K.G., GALE J.E. (1977): Subsurface containment of solid radioactive waste: A study of the surface and subsurface structural and groundwater conditions at selected underground mines and excavations. Internal report, Library of Geological Survey of Canada.
- RIETSEMA R.A., VIERGEVER M.A. (1979): *In situ* measurement of permeability. Proc. VII ECSMFE. Brighton (U.K.).
- ROSEGREN K.J., JAEGER J.C. (1968): The mechanical properties of an interlocked low-porosity aggregate. Geotechnique, 18.
- SNOW D.T. (1968): Rock fracture spacings, openings and porosities. J. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, 94.
- TELLAM J.H., LLOYD J.W. (1981): A review of the hydrogeology of British onshore non-carbonate mudrocks. Q.J. Eng. Geol.
- U.S. Department of the Interior. Bureau of reclamation (1977) Grand Water Manual.
- URIEL ROMERO S., AOIZ L.U. (1981): Coastal soils permeability based on tidal damping. Proc. X ICSMFE. Stockholm.
- WILKES P.F. (1974): Permeability tests in alluvial deposits and the determination of K_0 . Geotechnique, 24, No. 1.
- WILKINSON W.B. (1968): Constant head *in situ* permeability tests in clay strata. Geotechnique, 18.
- WITHERSPOON P.A., GALE J.E., COOK N.G.W. (1977): Radioactive waste storage in argillaceous and crystalline rock masses. I Int. Symp. on Storage in excavated rock caverns. Rockstore, 77. Stockholm.

General report topic 4 / Rapport général thème 4

ESSAIS DE CHARGEMENT, DE DECHARGEMENT ET DE CISAILLEMENT REALISES A LA SURFACE DES SOLS ET DES ROCHES

LOADING, UNLOADING AND SHEARING TESTS ON SOIL AND ROCKS

GARNEAU R.*

Introduction

Le nombre de communications techniques présentées à ce symposium sous le thème "Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement réalisés à la surface des sols et des roches", soit environ une trentaine, témoigne du rôle important que la communauté internationale des géotechniciens accorde à ces méthodes d'essais et d'observations d'ouvrages en vraie grandeur ou de grandeur réduite.

Dans la plupart des cas, des essais de chargement ou de cisaillement sont effectués sur place lorsque la nature du sol ou de la roche, sa stratigraphie ou son état ne permettent pas d'extrapoler les résultats d'essais de laboratoire ou même d'effectuer les essais requis sur des échantillons représentatifs, parfois très difficiles à obtenir. Aussi, en vue de pouvoir établir avec suffisamment de confiance le comportement d'un ouvrage à construire ou à modifier, ou les paramètres gouvernant ce comportement, le géotechnicien fera souvent appel à des méthodes d'essais en place. Il choisira alors, suivant l'ampleur du problème, suivant les moyens financiers disponibles et en fonction du degré de risque acceptable, d'effectuer des essais sur un modèle réduit de fondation, sur une partie de l'ouvrage à construire et dans certains cas, sur l'ouvrage lui-même terminé.

Les communications techniques faisant l'objet de ce rapport général couvrent ces différents aspects des essais de

chargement à la surface des sols et des roches ; les sous-thèmes suivants découlent des sujets traités :

- Sous-thème 4.1 : Essais de chargement sur plaques
- Sous-thème 4.2 : Essais de chargement en vraie grandeur
- Sous-thème 4.3 : Essais de cisaillement *in situ*
- Sous-thème 4.4 : Essais ponctuels de surface
- Sous-thème 4.5 : Mesures des contraintes à l'intérieur des massifs

Le nombre de communications se rattachant à chacun des sous-thèmes est comme suit :

Sous-thème	Nombre de communications
1	11
2	8
3	3 + 1 du sous-thème 1
4	2
5	3

Le tableau ci-dessous présente la liste des communications groupées sous chaque sous-thème, incluant les noms des auteurs et quelques mots clés permettant de préciser le sujet traité. Certaines communications se sont avérées plus valables que d'autres et quelques-unes ont pu échapper à la bonne compréhension du rapporteur à cause de difficultés de rédaction de nature linguistique et, dans certains cas, de l'absence de figures accompagnant les textes.

TABLEAU DES COMMUNICATIONS

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
1	CHIN F.K. (Malaisie)	"Bilateral plate bearing test"	Chargement sur plaques l'une contre l'autre, effet de grandeur, relation hyperbolique, dimensionnement de fondations, sols résiduels
1	HANNA A., JORDEN E. (Canada)	"Site investigation and foundation design in stratified soil"	Profondeur d'influence de fondations, sols bi-couches, reconnaissance géotechnique
1	KASLIWAL V.K. (Inde)	"A geotechnical apparaisal of <i>in situ</i> deformation tests at Jakham Dam, India"	Chargement sur plaque carrée, roche à degré d'altération et de fissuration variable, modules de déformation sécant et tangent, effet de saturation, relation avec géologie locale

* Chef du Service géotechnique Rousseau, Sauvé, Warren Inc. Montréal, Québec, Canada.

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
1	KOOPMANS R. (Canada)	"Bedrock degradation as determined from plaque bearing tests"	Chargement sur plaques, effets de grandeur de plaque et du trou central sur module de déformation de la roche, influence latérale, mise en charge à l'aide de câbles sous centre de plaque, exposition prolongée et relâchement des contraintes, compressibilité du coulis de contact
1	MARSLAND A. BUTCHER, A.P. (Angleterre)	" <i>In situ</i> tests on weathered chalk near Luton, England"	Chargement sur plaques de diamètres différents, à profondeur variable, chargement par palier et à taux de déformation constant, cellule de charge, modules de déformation de la craie de caractéristiques variables
1	MARTINETTI S. RIBACCHI R. (Italie)	Essais de chargement à la plaque de massifs rocheux anisotropes	Chargement sur plaque en tunnels d'exploration, module de déformation de trois types de roche, vérins plats, évaluation de l'anisotropie, effets de schistosité et des fissures, comparaisons avec essais de laboratoire
1	ROCHA FILHO P., ROMANEL C. (Brésil)	Propriétés élastiques des sols résiduels dans les essais <i>in situ</i>	Chargement sur plaques, trois diamètres différents, influence latérale et effet de grandeur de plaque, modules de déformation comparés à ceux déduits d'essais SPT et pressiométriques dans sols résiduels
1	ROZSYPAL A. (Tchécoslovaquie)	"Instrumental large scale plate loading test on limestone"	Chargement sur plaque, influence latérale et en profondeur, chargement cyclique, effet du temps, module de déformation du calcaire, module sismique, examen du roc sous plaque
1	SAXENA K.R., ANJIAH B. SRINIVASULU G.T. (Inde)	"Loading tests on desintegrated residual soils"	Chargement sur plaques carrées, capacité portante permmissible en fonction du tassement, sols résiduels, module de réaction élastique, dimensionnement de fondations, codes
1,3	SHARMA V.M., JOSHI A.B. (Inde)	"Field tests for the feasibility of a concrete dam"	Chargement sur plaque en souterrains, module de déformation et d'élasticité de l'ardoise et de quartzites à diaclases, essai de cisaillement <i>in situ</i> , joint sphérique, paramètres de résistance au cisaillement
1	TAKEUCHI T., TANAKA T. (Japon)	"The applicability of borehole load testing for evaluation of deformation of bridge foundations"	Chargement radial en forage en fonction du chargement sur plaque, module de déformation de la roche en fonction de la fréquence des joints, dureté et classification, mesure d'influence en profondeur
2	ASTE J.P. (France)	Expérimentation <i>in situ</i> du comportement d'anciennes fondations sur sol médiocre, sous les sollicitations créées par une opération de rénovation: Le carré Curial à Chambéry	Chargement d'un pilier ancien, vraie grandeur, sur fondation continue et discontinue, vérins plats, mesures de tassement, effet du temps, fluage, prévision de comportement
2	BROWN P.T. BURLAND J.B. (Australie et Angleterre)	"Soil parameter evaluation from large scale loading tests"	Instruments et programme d'auscultation, précision des mesures et erreurs sur paramètres géotechniques déduits

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
2	BROWN P.T. CALABRESI G.* MANFREDINI, G.* (Australie et *Italie)	"A large test embankment at Prensanzano, Italy"	Grand remblai d'essai sur sols volcaniques, stratigraphie hétérogène, instruments d'auscultation, module de déformation, coefficients de consolidation et de pression interstitielle déduits des mesures
2	CHERNYSHEV S.N. PAUSHKIN G.A. (URSS)	La méthode géologique d'investigation de compression du rocher	Module de déformation de la roche, paramètres de fissuration: degré, géométrie et minéralogie; contraintes en place, observations vs calculs
2	DAVESNE M. BORDES J.L. BOUVARD A., DUPAS J.M. LEFEBVRE A. (France)	Contrôle d'un préchargement de fondation à Nogent-sur-Seine	Remplai de préchargement, compressibilité et tassement de craie pâteuse, dispositif de mesure de déformation, fluage, prédiction des tassements et comparaison avec mesures
2	EGELI I. EROL O.* RUWAIH I.* (Grèce et *Arabie Saoudite)	"Settlement of a large tank on coastal deposits"	Remplissage d'essai d'un réservoir de grand diamètre, distribution du tassement du sable stratifié de fondation, comparaison des tassements par essais SPT et pénétromètre statique
2	HORN A. (Allemagne)	"Determination of properties of weak soils by test embankments"	Remplai d'essai, sols compressibles argileux, stratification, tassement en fonction du temps, module de déformation, prédiction de comportement
2	MOURA FILHO O., KOSHIMA A. KAWAMURA N. (Brésil)	"Loading <i>in situ</i> test with an artificial drawdown"	Chargement indirect par rabattement contrôlé du niveau d'eau, remblai argileux construit dans l'eau, pression interstitielle, paramètre B, déplacements horizontal et vertical, consolidation
3	BRAND E.W. PHILLIPSON H.B. BORRIE G.W., CLOVER A.W. (Hong Kong)	" <i>In situ</i> shear tests on Hong Kong residual soils"	Essai de cisaillement direct <i>in situ</i> , sols résiduels et degré de décomposition, résistance au cisaillement, stabilité de pentes, effet de la saturation
3	MEI J.Y., KANG W.F. (Chine)	"On the characteristics of rock deformation failure in the <i>in situ</i> shear test"	Essai de cisaillement direct <i>in situ</i> en souterrain, résistance au cisaillement de la roche, critères de rupture et déformation, adhérence béton-roche
3	ROMANA M. SIMIC D. (Espagne)	Essais de cisaillement <i>in situ</i> des sols alluvionnaires dans la mine du Marquesado (Espagne)	Essai de cisaillement <i>in situ</i> sur alluvions granulaires, stratifications limoneuses, plan de cisaillement incliné, résistance de pic et résiduelle
4	GARIDEL-THORON R. JAVOR E. (France)	Un petit pénétromètre dynamique pour évaluer l'indice C.B.R.	Essai de portance <i>in situ</i> , indice C.B.R., pénétromètre dynamique léger et portatif, sols naturels, matériaux de chaussée, contrôle de compactage, résistance à la compression de sols stabilisés
4	SMITH R.B. (Australie)	" <i>In situ</i> C.B.R. and dynamic cone penetrometer testing"	Répétitivité de résultats d'essais C.B.R. et d'essais au pénétromètre à cône dynamique, corrélations entre ces types d'essais, analyse statistique, conception de chaussée, sols fins

Sous-thème	Auteurs (Pays)	Titre	Mots-clés
5	FUKUOKA M., IMAMURA Y. (Japon)	"Earth pressure measurement in retaining wall backfill"	Pression des terres horizontale dans remblai, calibrage de cellules de pression totale, mur de soutènement, efforts de cisaillement, surface de rupture, remblai sur sols mous analyse de stabilité
5	NAKAYAMA Y. (Japon)	"Practical tensor measurement and design parameter"	Mesure des déformations orientées contraintes principales majeures et mineures, ellipsoïde des contraintes en trois dimensions, exemples d'application
5	POSTOEV G.P. (URSS)	"In situ study of stresses in a landslide mass"	Mesures de contraintes totales en place, déchargement partiel de masses sujettes au glissement, cellules de pression, mesures de déformation, stabilité des pentes

Suite au tableau des communications, chacun des sous-thèmes est traité séparément et les références aux articles présentées à ce symposium sont faites en indiquant le nom des auteurs sans le faire suivre de l'année de publication.

Ce rapport constitue une revue des communications dans le cadre de chacun des sous-thèmes précités et le rapporteur désire souligner qu'il ne s'agit aucunement d'un rapport d'avancement des connaissances dans le domaine, particulièrement celui des essais de chargement sur plaque, même si à l'occasion des références à des articles déjà publiés (auteur et date) doivent être faites pour situer un point particulier.

Sous-Thème 4.1 : Essais de chargement sur plaques

4.4.1. Dimension et forme de la plaque

Le choix de la dimension des plaques de chargement est généralement fait en fonction des contraintes maximales visées, des forces de réaction disponibles, des dimensions des puits ou tunnels au fond desquels les essais sont effectués, et du volume de sol ou de roche que l'on désire influencer. Ce volume pourra être fonction du degré de fissuration de la roche ou de l'hétérogénéité du sol sous le niveau prévu de fondation. A l'occasion, quelques programmes d'essais ont inclus le chargement de plaques de dimensions différentes afin d'étudier l'effet de la grandeur de la plaque sur les déformations et les modules. Les résultats de tels essais contribuent grandement à une meilleure identification des facteurs influençant les résultats d'essais. Le tableau 4.1.1 ci-dessous présente les dimensions et la forme des plaques utilisées par les différents auteurs des communications groupées sous ce thème. Les dimensions indiquées sont le diamètre d'une plaque circulaire, sauf dans le cas de plaque de forme carrée pour laquelle la dimension donnée est la longueur du côté.

Pour les essais sur la roche, le diamètre de plaque moyen s'établit à environ 85 cm. La dimension de 30 cm constitue une limite inférieure alors que la dimension maximale dépendra le plus souvent de la réaction disponible. Si la dimension de 30 cm pour la plus petite plaque normalisée de l'ASTM fut établie sur la base de la mesure unitaire du pied anglais, il semble que la pratique courante s'approche plutôt de l'unité de longueur du système international,

Tab. 4.1.1: Dimensions des plaques pour essais de chargement

Auteur	Diamètre en cm	
	Essai sur sol	Essai sur roche
CHIN	15, 20 et 30 (carrée)	
KASLIWAL		45 (carrée)
KOOPMANS		30, 61 et 91
MARSLAND et BUTCHER	40, 80 et 160	87 et 171
MARTINETTI et RIBACCHI		50
ROCHA FILHO		
ROZSYPAL	30, 60 (carrée)	138
SAXENA <i>et al.</i>		
SHARMA et JOSHI		75
TAKEUCHI et TANAKA		100

soit un mètre, comme diamètre des plaques d'essai. Au-delà du mètre de diamètre, les avantages ne sont pas toujours évidents, compte tenu des conditions locales et des coûts élevés encourus pour la mise en œuvre et la réalisation des essais.

Cette tendance à utiliser des plaques plus grandes va toutefois dans un bon sens puisqu'elle permet d'engager des volumes de sol ou de roche plus importants et d'en déduire des paramètres plus représentatifs, particulièrement dans le cas d'un massif rocheux fissuré (Rozsypal, Kasliwal, Marsland et Butcher). L'effet de remaniement, inévitable durant l'installation d'une plaque, sera relativement plus faible pour une plaque plus grande, et affectera moins le comportement sous charge (Marsland et Butcher).

Les essais effectués par Koopmans sur un calcaire schisteux fracturé, à l'aide de trois plaques de diamètre variable, soit 30, 61 et 91 cm, ont fourni environ les mêmes modules sécants ou tangents pour un même niveau de contrainte de 6,0 MPa. Pour des contraintes plus élevées toutefois, les modules augmentent avec une diminution du diamètre de la plaque. Koopmans attribue ces résultats à la fermeture des fissures dans la roche sous des contraintes plus élevées, mais concède que l'utilisation de plaques encore plus grandes aurait renversé cette tendance puisque l'influence du chargement aurait atteint la roche de meilleure qualité à une profondeur d'environ 2 m.

Sur des craies tendres, Marsland et Butcher ont calculé des modules de déformation sécants de 46 et 148 MPa pour des plaques de 86,5 et 171 cm de diamètre respectivement lors d'un premier chargement et pour un écart

de contrainte à peu près égal dans chaque cas. Lors du rechargement, les modules calculés pour les plaques de diamètre double l'une de l'autre devenaient du même ordre de grandeur aux environs de 200 kPa. Les deux plaques, même placées à proximité l'une de l'autre et à 0,5 m de différence en profondeur n'étaient pas appuyées sur exactement la même craie et le comportement observé est attribué à une variation locale des ouvertures dans la craie, lesquelles se sont refermées après un premier chargement pour ensuite exhiber des modules semblables. Les auteurs ajoutent avec raison que l'effet d'échelle n'aurait pu être précisé qu'à la suite d'essais réalisés en plus grand nombre et des examens approfondis de l'état de la craie sous chaque plaque.

Le souhait d'obtenir des résultats uniques pour des matériaux naturels apparemment identiques est purement utopique et il faut s'attendre à obtenir des écarts importants lorsque plus d'un essai est réalisé à des endroits différents à l'intérieur d'un même site. Cette situation est susceptible de se produire d'avantage avec les essais *in situ* que lors des essais en laboratoire sur des échantillons peut-être moins affectés par des hétérogénéités lithologiques ou minéralogiques locales.

Les essais effectués par Rocha Filho sur des sols résiduels par chargement de plaques de 40, 80 et 160 cm confirment ces variations locales. Dans ce cas-ci, à nouveau, une amélioration sensible de la qualité du sol se produisait à la profondeur de 4 m environ, au-delà de la zone influencée par la plaque de plus grand diamètre. Aussi, le module obtenu pour la plaque de 160 cm à peine supérieur à celui de la plaque de 40 cm, soit 935 Kgf/cm² et 850 Kgf/cm² respectivement, ne peut révéler qu'une faible amélioration du sol résiduel en profondeur, confirmant ainsi la tendance indiquée par les autres essais (SPT et pressiomètres) effectués sur le site.

Il semble donc avantageux, des points de vue technique, pratique et économique, d'effectuer les essais de chargement en utilisant une seule plaque d'un diamètre donné, variant de 0,5 m pour des sols homogènes à environ 1,0 m pour un substratum hétérogène, mais d'effectuer plusieurs essais à des profondeurs variables si l'on désire explorer l'influence du changement de propriétés des sols ou de la roche en profondeur.

À l'examen du tableau 4.1.1, on constate que la forme circulaire est la plus courante et que la forme carrée est utilisée pour des plaques de faible dimension, inférieure ici à 45 cm. L'usage de plaques circulaires est préférable considérant qu'il est plus difficile d'assurer une répartition égale des contraintes sous la surface d'une plaque carrée que sous celle d'une plaque circulaire, même par un usage généreux de raidisseurs dans le cas de plaques de grandes dimensions. Les raidisseurs pour plaques circulaires ont aussi l'avantage d'être tous de même forme et dimension, ce qui facilite la construction de la plaque. De plus, les modèles mathématiques, basés sur la théorie d'élasticité en milieu homogène ou non, sont généralement plus simples à développer et à utiliser dans le cas d'une surface de chargement circulaire comparativement à celle d'une plaque carrée. Pour ces raisons, il semble justifiable de faire usage de plaques circulaires plutôt que carrées. On pourra argumenter qu'une plaque carrée s'approche davantage de la forme plus usuelle des fondations conventionnelles de vraie grandeur; on conviendra toutefois, que le rapport d'échelle entre les deux est généralement assez grand pour rendre insignifiante cette similitude de forme.

4.1.2. Zone d'influence de la surface de chargement

On ne pourrait faire un choix judicieux d'une dimension de la plaque pour un essai de chargement ni du niveau des essais, sans considérer la profondeur du volume de sol ou de roche influencé par l'essai. Également, l'appréciation de l'étendue latérale de cette zone d'influence doit guider la localisation des appuis des repères de référence servant à la mesure des déplacements durant l'essai.

Dans le passé, de nombreux auteurs ont démontré que les déformations contribuant le plus au tassement de la plaque d'essai dans un milieu homogène se situait dans une zone de profondeur égale 2 à 3 fois le diamètre de la plaque et ceci est bien connu. Deux des communications présentées sous ce thème font rapport de mesures confirmant cette relation dans le cas de roches schisteuses et granitiques.

À l'aide de repères placés au fond de trous forés de 3 cm de diamètre à des profondeurs de 0,25 m, 0,5 m, 1,0 m et 2,0 m sous la plaque de 138 cm de diamètre, Rozsypal montre que cette zone d'influence atteint une profondeur égale à 1,45 fois le diamètre de la plaque. Ceci est confirmé par des mesures de vitesse de propagation d'onde sismique dans deux forages adjacents à la plaque qui indiquent que l'accroissement de contrainte dans la roche est maximal dans les premiers 50 cm sous la plaque mais négligeable sous la profondeur de 1,5 m.

Takeuchi et Tanaka ont comparé les résultats d'essais de chargement radial en forage aux modules de déformation obtenus par essais de plaque en surface d'une roche granitique altérée. La réalisation de l'essai de plaque d'un diamètre de 100 cm a incorporé des mesures de déformation de la roche à l'aide de gauges de déformation installés à 30 cm d'intervalle dans deux forages de 1,5 et 2 m de profondeur implantés sous la plaque. Ces mesures ont indiqué que les déformations unitaires étaient maximales à une profondeur d'environ 0,5 m sous la plaque d'où elle diminuait rapidement pour devenir pratiquement nulles à 2,0 m.

Martinetti et Ribacchi mentionnent avoir installé des extensomètres pour mesurer les déformations en profondeur sous une plaque circulaire de 50 cm de diamètre posée sur une roche métamorphique. Cependant aucune mesure n'est rapportée, ni analyse de la profondeur d'influence.

Théoriquement, on peut démontrer que les contraintes et les déformations sous une plaque sont induites à des profondeurs plus grandes que 1,5 à 2,0 fois le diamètre de la surface de chargement. Toutefois, dans les cas où les caractéristiques du terrain sont uniformes ou s'améliorent avec la profondeur, ces contraintes et déformations deviennent trop faibles pour être mesurées et pour influencer appréciablement le comportement de la plaque sous charge. En pratique, cette dernière situation est rencontrée le plus souvent.

À partir d'essais en laboratoire sur modèles de semelle continue et circulaire de 50 mm de largeur, Hanna tente de démontrer que pour un sol bi-couche, la capacité portante ultime peut être influencée par les propriétés des sols situés à des profondeurs plus grandes que 2 fois la dimension de la semelle. Dans le cas d'une semelle établie sur un sable dense recouvrant une couche de sable lâche ou d'argile, la couche inférieure de faible résistance influencerait à la baisse la capacité portante de la semelle si le contact entre les deux couches se situait à une profondeur égale à moins de 4 à 6 fois le diamètre de la semelle. Dans le cas contraire, soit celui d'une couche uniforme ou d'une couche lâche sus-jacente à une couche plus résistante, l'épaisseur de sol sous la semelle qui en influence la capacité portante est égale ou inférieure à 2 fois

la dimension de la semelle. Même si ces essais furent effectués sur une très petite semelle, et que des facteurs d'échelle peuvent en limiter l'extrapolation, ils tendent à confirmer les observations rapportées par les essais *in situ* mentionnés ci-dessus.

Quant à l'ampleur de l'influence latérale, trois auteurs (Koopmans, Rocha Filho et Rozsypal) ont mis en place des repères de surface à différentes distances de la plaque en vue de mesurer la déformation verticale de la surface du sol ou de la roche à l'extérieur de l'aire de chargement. Seul Koopmans a rapporté les mesures faites pour indiquer que des mouvements substantiels ont été mesurés jusqu'à une distance du centre de la plaque égale à 3 fois son diamètre. Suite à ces observations, il recommande de placer les appuis des systèmes de référence pour mesures des déformations à une distance du centre de la plaque égale à au moins 4 fois, mieux encore 5 ou 6 fois le diamètre de cette dernière.

Rocha Filho a tenté d'analyser les déformations à l'extérieur de la plaque pour apprécier l'influence des sols en plus grande profondeur sous la plaque. Mais comme ces déformations sont très faibles, une précision des comparateurs mécaniques de 0,01 mm introduisait une erreur atteignant $\pm 40\%$ et rendait ainsi les mesures inutilisables pour évaluer les changements de module en profondeur. Les observations indiquent toutefois des déplacements appréciables à des distances du centre de la plaque égales à 1,5 fois son diamètre.

Rozsypal ne présente pas les résultats de ses mesures effectuées sur les repères installés à l'extérieur de la surface de chargement.

Il convient enfin de mentionner que la présente norme ASTM D 1194 (1972) stipule de placer les appuis du système de référence à pas moins de 2,4 m du centre de l'aire chargée. Cette distance représente un espacement égal à 8 fois le diamètre de la plus petite plaque (30,5 cm) et à 3 fois celui de la plus grande (76,2 cm). Les recommandations de Koopmans pour essais sur la roche sont en accord avec les exigences de l'ASTM, lesquelles s'appliquent aux essais de chargement sur le sol.

4.1.3. Application de la charge

L'essai de chargement sur plaque sert généralement à caractériser la relation contrainte-déformation d'un sol ou d'une roche pour un certain domaine de pression ou de déformation. Ce domaine est variable suivant les buts visés : dans certains cas on désire atteindre la rupture pour déterminer la capacité portante ultime, dans d'autres on limitera la contrainte à la pression maximale anticipée sous un ouvrage ou à 2 ou 3 fois cette pression ; parfois l'objectif sera établi en termes de déformation, par exemple 15 % du diamètre de la plaque (Marsland et Butcher). Dans la plupart des cas, on examinera le comportement du sol ou de la roche soumis à des efforts cycliques et on en déduira des modules de déformation élastique.

Sept auteurs ont présenté avec plus ou moins de détails les modes d'application des charges qu'ils ont utilisés et tous présentent des chemins différents, variant suivant les objectifs poursuivis. La charge maximale de l'essai est généralement atteinte par palier et déchargement entre chaque palier, le nombre de paliers variant de 4 à 8. A noter que la norme ASTM D 1194 spécifie un minimum de 10 paliers. Marsland et Butcher ont même ajouté trois cycles rapides de chargement à chaque palier, et Rozsypal a répété les cycles à chaque palier de chargement jusqu'à ce que deux cycles successifs produisent des courbes effort-

déformation de même allure. Koopmans, pour sa part, n'a appliqué les cycles de charge qu'à la fin de l'essai, soit après le quatrième palier.

Tous utilisent la technique de charges maintenues (M.L.) et chaque palier est atteint en un ou plusieurs accroissements rapides plus ou moins égaux (Sharma et Joshi : cinq accroissements par palier). Un système de vérin hydraulique muni d'un mécanisme spécial a permis à Marsland et Butcher de mener certains essais en appliquant chaque palier de charge suivant un taux de déformation constant de 2,5 mm/minute. Cette méthode permet de mieux définir la courbe effort-déformation en approchant de la rupture, surtout si elle présente une forme de pic, mais cet avantage n'est pas évident lorsque la charge est appliquée par palier.

On constate à regret que très peu d'essais ont été réalisés en mesurant la charge autrement que par simple lecture d'un manomètre relié au système hydraulique du vérin. A moins de calibration récente faite dans des conditions les plus représentatives possibles des conditions d'essais, la précision de tels systèmes est souvent douteuse. Seuls Marsland et Butcher ont fait usage d'une cellule de charge, laquelle doit aussi être calibrée, mais dont la précision et la fiabilité sont susceptibles d'être beaucoup plus grandes que celles du manomètre, particulièrement lorsque les charges sont élevées, de l'ordre de 500 tonnes dans leur cas.

Rozsypal a également utilisé un dynamomètre pour mesurer la charge maximale de probablement 2 000 kN (plutôt que 20 kN rapportée par l'auteur). Pour des essais effectués en souterrains, Martinetti et Ribacchi ont appliqué la charge à l'aide de vérins plats dans le but d'obtenir une distribution de pression uniforme. Au même titre que les vérins ordinaires, les vérins plats doivent être bien calibrés.

Comme système de réaction de charge, on retrouve les arrangements conventionnels : le plus souvent, il s'agira d'une poutrelle retenue à chaque extrémité par des câbles ou des tiges ancrés dans le substratum rocheux (Koopmans, Marsland et Butcher, Rozsypal) ; parfois, on utilisera un câble, même plusieurs câbles, ou une tige métallique à travers le centre de la plaque et ancrée en profondeur (Koopmans, Kasliwal, Rozsypal) ; cette dernière méthode réduit l'encombrement au minimum et est particulièrement adaptée aux essais de la roche puisque les parois du trou sous la plaque doivent être libres de tout support ; enfin, et peut-être le plus ancien des systèmes, la réaction sera constituée d'un bâti supportant un poids de matériaux équivalent à la charge maximale que l'on désire appliquer, par exemple, 2 000 sacs de sable (Kasliwal).

Dans chaque cas, il est important de s'assurer que les volumes de roche ou de sol engagés par les réactions n'influenceront aucunement le comportement de la plaque sous charge et celui du sol sous-jacent. Aussi, dans la conception du système de réaction, une distance d'au moins 3 à 5 fois le diamètre de la plaque doit être respectée entre la zone de réaction ou l'appui du bâti et le centre de la plaque (Koopmans, Rozsypal). La norme de l'ASTM spécifie la même distance que pour les appuis du système de référence pour les mesures de déformations.

Les essais de chargement en souterrains s'avèrent généralement plus facile à réaliser que les essais de surface, en prenant avantage de la réaction fournie par la paroi apposée à la paroi chargée (Martinetti et Ribacchi). L'essai bilatéral rapporté par Chin s'inspire de ce principe et permet d'effectuer simultanément deux essais avec des plaques de dimensions égales ou différentes installées l'une contre l'autre à l'intérieur d'une niche ou tunnel horizontal creusé dans la paroi d'un puits et dont la longueur est égale à au moins 5 fois le diamètre de la plaque. L'appareillage est simple,

portatif et peu encombrant et permet d'effectuer les essais dans des directions variables. Ce type d'essai se limite toutefois à des sols possédant suffisamment de cohésion pour permettre la libre excavation des niches. De plus, il n'est pas certain que les résultats de ces essais soient comparables à ceux d'essais conventionnels réalisés en surface d'un milieu semi-infini.

L'effet du temps peut difficilement être simulé par un essai de chargement pour prédire le comportement à long terme d'une fondation, à moins de prolonger l'application de la charge sur plusieurs jours et même semaines. Au cours d'essais sur des schistes et des calcaires fracturés et altérés, Rozsypal a observé que 64 % de la déformation totale induite par la charge de 1.05 MPa maintenue durant 72 heures se produisait durant la première heure. Par contre, lors des essais de Marsland et Butcher effectués sur des craies tendres, des déformations importantes se sont produites durant les périodes de 48 à 116 heures au cours desquelles la charge d'un palier était maintenue, particulièrement pour des niveaux de contraintes élevés, supérieurs à 450 kPa. Le programme d'essais et la durée des charges seront donc dictés par la nature du substratum et le niveau des contraintes prévues sous les fondations de l'ouvrage projeté.

Aucun auteur ne fait mention de l'usage de joint semi-sphérique, sauf Sharma et Joshi qui l'ont inclus dans leur montage pour des essais de cisaillement direct (Sous-thème 4.3). Il est pourtant recommandable d'insérer cette pièce entre le vérin et la plaque afin d'assurer en tout temps l'alignement de la force, particulièrement si la plaque subit une rotation causée par des tassements différentiels.

4.1.4. Mesure des déformations

Les extensomètres mécaniques à cadran ont depuis longtemps constitué l'instrument par excellence pour la mesure des déformations lors d'un essai de chargement sur plaque et sont encore très populaires si l'on en juge par les communications décrivant l'instrumentation des essais. Les extensomètres utilisés permettent la lecture des déplacements avec une précision de $\pm 0,01$ mm, parfois 0,001 mm (Sharma et Joshi).

Les instruments électriques de type transducteur de déplacement (LVDT) ou gauges de déformation apportent une nouvelle dimension en permettant un enregistrement continu des mesures qui peuvent être stockées et traitées par un système d'acquisition de données. Il est toutefois recommandé de coupler les instruments électriques à des extensomètres mécaniques. Même avec des appareils entièrement mécaniques ou optiques, il sera prudent de monter deux systèmes de mesure indépendants, en cas de défaillances durant l'essai (Rozsypal).

Dans le cas d'essais sur la roche, il est relativement facile d'installer des repères de tassement à différentes profondeurs sous la plaque (Rozsypal, Takeuchi et Tamaka) et cette pratique est recommandée pour préciser la source des déformations.

Il peut arriver, particulièrement lors des essais sur la roche, que l'épaisseur de la couche de mortier formant un coussin pour la plaque de chargement, possède une épaisseur supérieure à quelques centimètres, résultat le plus souvent de difficultés à aplanir la surface de la roche. Compte tenu de l'épaisseur et la nature du mortier, sa compressibilité risque d'affecter les mesures de déformation faites en surface de la plaque. Koopmans s'est préoccupé de ce problème et a tenté d'évaluer la compression d'un coussin de 1,3 cm d'épaisseur à partir du module de déformation du matériau de coussin. Les déformations ainsi calculées

étaient soit inappréciables vue la précision des extensomètres, $\pm 0,01$ mm, ou non significatives. Mais pour des épaisseurs plus grandes de coussin, soumis à des pressions élevées, il y aura avantage à éliminer cette source d'erreur en transférant les déformations de la roche directement aux extensomètres à l'aide de tiges scellées à la surface de la roche et prolongées à travers le coulis et la plaque de chargement.

Les mesures de déformation seront fiables pour autant que le système de référence, le plus souvent une poutrelle ou un cadre métallique, soit fixe et non affecté par le chargement ou les systèmes de réaction. Les appuis considérés fixes devront donc être placés bien à l'extérieur de la zone d'influence du chargement, et tel que mentionné en 4.1.2, à une distance du centre de la plaque supérieure à 4 fois le diamètre de cette dernière.

Les effets thermiques, particulièrement les expositions au soleil d'orientation continuellement variable, sont bien connus pour affecter les mesures de déformation, particulièrement lors d'un chargement maintenu. On peut toujours minimiser ces effets, par exemple en appuyant simplement la poutrelle de référence sur un appui à rouleaux et la peindre en blanc (Burland et Lord, 1969) mais la mesure la plus efficace consiste sûrement à recouvrir entièrement le système par un abri temporaire.

4.1.5. Détermination des modules

Comme pour la plupart des essais, les essais de chargement sur plaque fournissent à l'utilisateur un grand nombre de mesures ou de courbes à interpréter. Cette interprétation peut être relativement simple lorsque le sol ou la roche soumis à l'essai s'approche des conditions hypothétiques conventionnelles : milieu élastique semi-infini, homogène et isotrope. Dans le cas plus fréquent de matériaux non-homogènes et anisotropes, rencontrés dans la nature, certaines modifications sont apportées aux modèles couramment utilisés pour le calcul des modules de déformation.

La majorité des auteurs des communications présentées sous ce thème utilisent un modèle de calcul simple dérivé des équations formulées par Boussinesq, ce qui est généralement suffisant d'un point de vue pratique, et il est intéressant d'examiner les modifications préconisées par certains d'entre eux. Une revue de différentes formulations utilisées par chaque auteur est faite ci-dessous, accompagnée de quelques commentaires.

Kasliwal, comme Sharma et Joshi, ont calculé les modules de déformation à l'aide de la même équation dérivée des relations de Boussinesq et formulée de la façon suivante pour une plaque rigide :

$$E = \frac{P(1 - \nu^2)}{w_0 \sqrt{A}} \cdot m$$

dans laquelle :

- E = module de déformation
- P = charge totale appliquée sur la plaque
- ν = rapport de Poisson
- w_0 = déformation verticale sous la charge P
- A = aire de la plaque
- m = facteur de forme

Kasliwal pose $m = 0.95$ pour une plaque carrée alors que Bowles (1968) suggère une valeur de 0.82. Sharma et Joshi ne donnent pas la valeur du facteur de forme "m" qu'ils ont utilisée pour des essais en tunnel, mais une valeur $m = 0.88$ serait applicable d'après Bowles (1968) pour une plaque rigide circulaire en surface du terrain.

Il convient de noter que certaines valeurs des modules de déformation rapportées par Kasliwal ne correspondent aucunement aux courbes obtenues des essais et présentées en graphique ; cette anomalie rend l'interprétation difficile et la conclusion douteuse.

Koopmans, Marsland et Butler, Rocha Filho et Saxena *et al.* font tous mention de la relation dérivée de Boussinesq pour

le calcul du module de déformation sous une charge uniformément distribuée en surface d'un milieu homogène et isotrope et expriment cette relation avec quelques différences dans la désignation des paramètres et la formulation. Le tableau ci-dessous présente les différentes formulations rapportées par ces auteurs et à droite du tableau, les mêmes équations ramenées à une expression commune.

Tableau 4.1.2

Auteur	Equation de l'auteur	Expression commune
KOOPMANS	$E = \frac{2ap(1-\nu^2)}{\rho}$ avec : a = rayon de plaque p = pression ρ = tassement sous la pression p	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,637$ P = charge totale
MARSLAND et BUTCHER	$E = \frac{B(1-\nu^2)}{4} \cdot \frac{q}{\rho} \cdot f \frac{z}{D}$ avec : B = diamètre de la plaque ρ = tassement sous la pression q $f \frac{z}{D}$ = facteur de profondeur (égal 1.0 en surface)	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,5$
ROCHA FILHO	$E = \frac{q \cdot D}{\rho} \times \frac{\pi}{4} \times (1-\nu^2)$ avec : D = diamètre de la plaque	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,5$
SAXENA <i>et al.</i>	$E = \frac{1.12 \pi pb(1-\nu^2)}{2S}$ avec : S = tassement sous la pression p b = demi côté d'une plaque carrée	$E = \frac{P(1-\nu^2)}{R \cdot \rho} \times 0,5$ avec : $R = \sqrt{\frac{4}{\pi}} \cdot b$ égal au diamètre d'une plaque circulaire de même surface

On constate à l'examen de ce tableau que toutes les expressions sont identiques, à l'exception de celle de Koopmans qui conduit à une surévaluation du module de déformation de 27 % par rapport aux valeurs calculées suivant l'expression unanime des trois autres auteurs. Cette dernière expression concorde également avec celle suggérée par Egorov (1965) pour une plaque annulaire. En effet, pour un rapport du rayon intérieur au rayon extérieur égal à zéro, soit une plaque sans trou, Egorov suggère un facteur $w_{(n)} = 0,5$ affectant une équation de forme semblable à l'expression commune du tableau ci-dessus.

L'équation utilisée par Koopmans pour le calcul du module de déformation dans un essai de plaque annulaire fut empruntée de Benson, Murphy et McCreath (1970) et peut être ramenée à l'expression commune affectée d'un facteur de 0,56 (au lieu de 0,5) pour un rapport du rayon intérieur au rayon extérieur de 0,14. Pour le même rapport des rayons, le facteur proposé par Egorov est de 0,50 pour le calcul du tassement sous un point de l'anneau. Dans ce cas-ci, les expressions de Koopmans et d'Egorov sont pratiquement en accord.

Dans sa communication, Rozsypal rapporte avoir fait usage de l'équation de Schleicher pour le calcul des modules de

déformation et d'élasticité. Toutefois, aucune formulation n'est présentée et ne peut être comparée ici avec les autres expressions mentionnées ci-dessus.

Dans l'analyse des résultats d'essais de chargement sur plaque, si on fait l'hypothèse que le sol ou la roche est homogène alors qu'en réalité son module de déformation croît en profondeur, on calculera en utilisant les équations précitées, un module de déformation dont la valeur correspondra à une moyenne pondérée des contraintes dans la zone d'influence de l'essai. Si, par la suite, on tente d'extrapoler ce résultat pour prévoir le tassement d'un ouvrage ou d'une fondation de plus grande dimension, influençant le milieu en plus grande profondeur, on obtiendra alors une valeur surestimée du tassement. Cette approche étant conservatrice, l'ingénieur s'en satisfait généralement.

Sexena *et al.* ainsi que Rocha Filho, ont tenté d'améliorer l'analyse de leurs résultats d'essais en prenant en compte l'augmentation en profondeur du module d'élasticité du sol ou de la roche. Sexena propose la modification suggérée par Burmister (1962) pour optimiser la détermination du tassement sous une fondation à partir des résultats d'essais de chargement sur deux plaques de dimensions différentes, soit 30 et 60 cm. La méthode de Burmister permet d'appré-

cier une augmentation $\delta E/\delta z$ du module de déformation avec la profondeur.

Rocha Filho, en conformité avec l'approche de Burmister et d'autres chercheurs, tente d'évaluer l'augmentation du module de déformation en profondeur pour un milieu constitué de sols résiduels semi-infinis, en analysant les tassements sous trois plaques de grandeurs différentes, soit 40, 80 et 160 cm, ou les tassements observés à l'extérieur de la plaque lors d'un seul essai.

Ces tassement extérieurs doivent toutefois être mesurés avec une très grande précision, de l'ordre du 0,001 mm, si l'on désire les utiliser pour calculer la position du centre de tassement afin d'en déduire l'accroissement du module en profondeur avec suffisamment de confiance.

Dans certaines circonstances, particulièrement avec les sols faciles à excaver, il peut être plus pratique de simplement effectuer des essais de chargement à différentes profondeurs en utilisant toujours la même plaque et le même système de réaction pour ensuite en déduire le module de déformation à chaque niveau et sa variation en profondeur.

Une autre hypothèse importante faite dans l'établissement du modèle mathématique conventionnel pour le calcul du module de déformation est que le sol ou la roche est isotrope. Or, il est évident que l'alternance de couches de matériaux différents ou la présence d'une schistosité marquée introduit une anisotropie certaine. Martinetti et Ribacchi ont tenté de déterminer le rapport d'anisotropie des modules à l'aide d'essais de plaques effectués en tunnels d'exploration et orientés parallèlement et perpendiculairement à la schistosité de roches métamorphiques. Ils comparent les résultats des essais *in situ* avec ceux d'essais de laboratoire sur des échantillons carottés. Les résultats des essais *in situ* furent interprétés à l'aide des expressions conventionnelles pour milieu isotrope. En accord avec les auteurs, il faut dire que cette méthode introduit des erreurs d'importance inconnue dans les valeurs calculées des modules de déformation E_1 et E_3 lesquels correspondent à des directions perpendiculaires l'une à l'autre.

Les modules de déformation ainsi obtenus sont toujours supérieurs à ceux déduits des essais triaxiaux en laboratoire sur des échantillons affectés par la présence de microfissures. Le rapport d'anisotropie (E_1/E_3) *in situ* est peu variable en fonction du niveau de contrainte mais sa valeur réelle risque d'être bien différente de la valeur moyenne rapportée de l'ordre de 1,5 à cause de l'erreur inhérente au calcul des modules.

Les essais de chargement radial effectués en forages par Takeuchi et Tanaka constituent une approche des plus valables pour la détermination des modules de déformation de la roche lorsque cette dernière est difficilement accessible pour des essais de chargement en surface, comme dans le cas des traversées de rivières. La variation des modules obtenus des essais de chargement radial est comparée à celle d'autres caractéristiques physiques, telles que densité, diamètre de forage, fissuration, vitesse sismique et module dynamique déduit d'essais géophysiques en forage. Un système de classification de la roche en découle qui fait intervenir le degré de fissuration, la dureté de la roche et son état d'altération en fonction du module de déformation déduits des essais de chargement radial.

Dans le but d'évaluer l'effet du temps sur les paramètres de déformation d'un granite très altéré, Takeuchi et Tanaka ont de plus effectué des essais de chargement sur plaque de longue durée. Des modules de déformation ont aussi été calculés pour ces essais mais les auteurs n'indiquent pas la méthode utilisée. En comparant les modules de déformation déduits des essais de plaque (E_{p1}) à ceux des essais

de chargement radial en forage (E_b), on constate que le rapport des modules E_{p1}/E_b est de l'ordre de 4 pour des valeurs faibles de E_b (environ 1 000 kg/cm²) décroissant à 1 pour des valeurs élevées de E_b (supérieures à 10 000 kg/cm²). Ce rapport variable entre E_{p1} et E_b est-il attribuable à des effets d'anisotropie ou est-il inhérent aux méthodes de chargement et de calculs utilisées ? Il aurait été intéressant que les auteurs se prononcent sur ce point.

4.1.6. Capacité portante et tassement des fondations

Les essais de chargement sur plaque sont souvent effectués dans le but d'aider l'ingénieur à concevoir une fondation sur semelle conventionnelle qui ne subira aucun tassement inacceptable sous une charge donnée. Le tassement maximal permis étant fixé, il ne restera qu'à choisir les dimensions de la semelle en relation avec la courbe effort-déformation déterminée à partir des essais de chargement sur plaque.

Dans le cas de matériaux cohésifs pour lesquels il est raisonnable d'admettre une valeur à peu près constante du module de déformation en profondeur, on déduit des relations mathématiques conventionnelles vues au chapitre précédent que les tassements seront directement proportionnels à la dimension de la semelle suivant l'expression :

$$S_f = S_{p1} \frac{B_f}{B_{p1}}$$

où S_f est le tassement d'une fondation de longueur B_f et S_{p1} est le tassement d'une plaque de dimension B_{p1} .

Cette relation bien connue a été utilisée à profusion jusqu'à présent et le sera probablement encore beaucoup. Chin l'applique directement en se servant des résultats d'essais de plaque bilatéraux et cite deux exemples d'utilisation pour la conception de fondations sur semelles isolées supportant des édifices lourds en Malaisie.

Saxena *et al.* mentionne aussi que cette même relation reliant le tassement à la dimension de la fondation sur sols cohésifs est également adoptée par le Code de pratique indien.

Dans le cas de matériaux granulaires, pour lesquels le module de déformation est susceptible de croître en profondeur, Terzaghi (1955) a proposé une relation empirique qui tient compte indirectement de cet accroissement et du confinement. Elle fut par la suite modifiée par plusieurs auteurs pour prendre en compte l'indice de densité relative du matériau granulaire, la nappe phréatique, etc. (Arnold, 1980). L'expression de Terzaghi se traduit comme suit :

$$S_f = S_{p1} \left[\frac{2 B_f}{B_f + B_{p1}} \right]^2$$

L'expression présentée par Saxena *et al.* omet l'exposant 2 qui affecte cette relation, et il semble que la comparaison des calculs faits à l'aide de cette expression soit inexacte, tel qu'illustrée par la figure 3 de leur communication.

Les essais de chargement sur plaques ayant permis de déterminer le module de déformation et sa variation en profondeur, il devient possible d'extrapoler les tassements de fondations de largeur B_f , soit en utilisant la méthode de Burmister, soit en établissant une valeur pondérée du module en fonction des contraintes, soit en ayant recours à des méthodes plus sophistiquées comme celle des éléments finis (Takeuchi et Tanaka).

Il importe de souligner, et ceci s'applique surtout aux essais

sur la roche, qu'une bonne proportion des tassements observés durant les essais de chargement sur plaque provient de la fermeture des discontinuités ; aussi, les modules déduits du chargement initial et non de la courbe de déchargement doivent être utilisés dans les calculs de tassement de fondations établies sur cette roche (Marsland et Butcher). De plus, l'extrapolation des résultats d'essais de plaque à la prévision du tassement de fondations d'un ouvrage doit, pour être valable, être précédée d'une comparaison des conditions géologiques du matériau immédiatement sous la plaque avec celles prévalant en plus grande profondeur au site de l'ouvrage. L'examen détaillé du matériau compris dans la zone d'influence de l'essai constitue la phase finale essentielle d'un tel essai de chargement sur plaque (Rozsypal).

Enfin, en accord avec Saxena *et al.*, il faut réaliser que le meilleur calibrage des différentes expressions utilisées pour analyser les essais de chargement et l'extrapolation qui en est faite, viendra de l'observation du comportement des ouvrages et de l'étude de ces données.

Sous-thème 4.2. : Essais de chargement en vraie grandeur

4.2.1. Remblais d'essai

Les essais de laboratoire, en si grand nombre soient-ils et combinés ou non avec des essais de chargement sur plaques, peuvent s'avérer bien insuffisants dans certains cas pour permettre au concepteur de prévoir le comportement d'un ouvrage de grande envergure. Bien souvent, la complexité de la stratigraphie et des caractéristiques du sol ou de la roche de fondation laisse peu de choix au concepteur, sinon celui d'effectuer un essai de chargement en vraie grandeur pour déterminer le comportement de la fondation sous des charges données. Les remblais d'essais constituent le plus souvent le moyen le plus facile de réaliser ces chargements, même s'ils impliquent des coûts toujours élevés en terme de matériaux, d'appareils d'auscultation et de temps d'ingénierie. Pour cette raison, on cherchera à les incorporer dans l'ouvrage projeté, ou du moins à utiliser les matériaux sur le site du projet à la fin de l'essai, ou encore à utiliser le remblai comme préchargement.

Les travaux préparatifs à un remblai d'essai commenceront par une reconnaissance détaillée des conditions géotechniques et géologiques du sol ou de la roche de fondation. La stratigraphie du terrain devra être déterminée sur toute l'aire de chargement (non pas seulement au centre) et les essais en forage ou autres sondages *in situ* combinés aux essais de laboratoire permettront de faire une prévision de certains comportements, tels les tassements, les pressions interstitielles et les déplacements latéraux, sous l'application d'une charge d'essai donnée. Cette première analyse guidera le choix du nombre et de la position des instruments d'auscultation. A ce stade de la planification, il faudra établir clairement les paramètres que l'on désire déduire des résultats de l'essai et prévoir le programme de construction du remblai, la sensibilité des appareils et la fréquence de lectures de ces derniers qui permettront d'y arriver. Brown et Burland discutent ce sujet et présentent quelques exemples d'interprétation rattachés particulièrement à la détermination des modules de déformation E et au coefficient de consolidation c_v pour des fondations multi-couches. Il faut toutefois ne pas être trop ambitieux sur cet aspect de l'interprétation : on peut toujours par calculs faire une prévision de tassement au 0,1 mm près (il est douteux toutefois qu'elle soit réaliste à plusieurs centimètres ou même décimètres près), mais la mesure de ce tassement avec une précision du $\pm 0,1$ mm (nécessaire à une

juste évaluation d'un paramètre), implique la mise en œuvre de systèmes et d'appareils de très grande précision qui sortent de la pratique courante en chantier.

La mise au point d'appareils de plus en plus précis sera toujours très profitable à la profession. Par exemple, l'Extensofor décrit par Davesne *et al.* permet de déterminer un profil de tassement en profondeur avec une précision supérieure à la plupart des appareils couramment disponibles. En effet, les auteurs prétendent que la sonde Extensofor permet de mesurer la variation d'entraxe de deux bagues successives avec une précision de quelques centièmes de millimètre sur un tassement mesurable d'environ 80 mm par base de mesure. Une telle précision s'approche des exigences souhaitées par Brown et Burland.

Il est opportun de mentionner ici qu'il est toujours préférable de référer les mesures de tassement faites à l'aide d'appareils de type inclinomètre ou Extensofor à un point fixe établi à la base du tube dans un substratum considéré comme incompressible par rapport aux couches sus-jacentes. Cette précaution, qui exige de pouvoir prolonger le tube de mesures jusqu'à ce niveau incompressible, élimine le besoin de procéder à des nivellements de surface qui ont rarement la précision souhaitée.

Le cas présenté par Brown, Calabresi et Manfredini est typique d'une situation où il aurait été difficile de faire autrement que de construire un remblai d'essai au site d'un barrage en terre pour déterminer la compressibilité et les pressions interstitielles d'un sol volcanique très hétérogène, constitué de couches irrégulières d'argile et silt, de sable et silt, de sable fin et grossier, et de silt argileux. Dans de telles circonstances, il est à peu près impensable, même à l'aide d'une instrumentation considérable et variée comme dans ce cas, de pouvoir apprécier séparément les paramètres géotechniques des différents sols de fondation. Aussi, les auteurs ont dû développer un modèle pseudo-homogène pour analyser les observations de tassement et de pression interstitielle dans le but d'en dériver les paramètres du sol de fondation (module E , coefficient de consolidation c_v et de pression interstitielle u_u) nécessaire à la prédiction du comportement de l'ouvrage définitif. La méthode d'analyse est simple et sommaire pour la détermination de E et u_u , mais on procède par tâtonnement pour la détermination de c_v . Il est regrettable qu'un remblai d'essai de cette envergure (22 m de hauteur) n'ait pas fait l'objet d'une analyse plus poussée des observations de comportement ni de comparaison entre les paramètres ainsi déterminés et les essais de laboratoire.

Horn a analysé le comportement "tassement f (temps)" de six remblais d'essais bâtis sur des dépôts d'argile molle en quatre endroits différents du globe, en vue d'en déduire une méthode de prédiction du tassement et du temps correspondant à 100 % de consolidation. La méthode proposée fait grand usage de construction graphique et est relativement simple ; elle fait intervenir la vitesse de tassement et sa réciproque en fonction du temps pour déterminer le tassement ultime S_{100} et le temps correspondant T_{100} . A partir de cette dernière valeur, le calcul du coefficient de consolidation c_v se fait à l'aide des expressions bien connues de la théorie de consolidation de Terzaghi. Les valeurs de c_v ainsi obtenues sont comparées à celles déduites des essais oedométriques de laboratoire pour deux sites seulement.

Comme pour ces deux cas, les valeurs de c_v obtenues en chantier sont de 10 à 200 fois plus élevées que celles du laboratoire, il fallait d'ailleurs s'y attendre, l'auteur conclut que les valeurs de c_v déduites d'essais oedométriques sont inutiles et qu'il faudrait toujours procéder par remblais d'essai pour effectuer la prédiction du tassement en fon-

tion du temps. Cette méthode est peut-être fiable, tel qu'indiqué par des mesures ultérieures d'ouvrages définitifs, mais elle est très coûteuse et n'est toutefois par la seule alternative, puisque le temps de consolidation peut aussi être calculé à partir de la perméabilité et de la compressibilité de l'argile en tenant compte de la variation de ces paramètres durant la consolidation. Bien sûr, il sera également important de faire intervenir la stratification du dépôt pour évaluer les longueurs de drainage, ce qui est automatiquement pris en compte par la méthode avancée par Horn. Ce dernier propose aussi une méthode de calcul de la compressibilité d'un dépôt sous une pression donnée et un module d'élasticité correspondant. Les résultats amènent l'auteur à conclure que toutes les argiles étudiées ont une compressibilité peu variable dont la valeur moyenne s'établit autour de $1,25 \text{ MN/m}^2$. On doit alors supposer que tous les dépôts sont normalement consolidés ; pourtant, l'indice de liquidité varie de 0,6 à 2,0 ce qui est peu compatible avec la première hypothèse. Il aurait été souhaitable de trouver dans cette communication plus d'informations sur l'état de surconsolidation des argiles. Enfin, il faut souligner que les méthodes proposées par Horn sont simples d'application et possèdent une saveur très "construction" fort attrayante pour le praticien.

Les remblais d'essai sont généralement réalisés afin d'établir les caractéristiques de compressibilité et de consolidation du sous-sol en vue de la conception d'ouvrages importants. Moura Filho, Koshima et Kavamura présentent un cas inusité d'un remblai d'essai construit dans l'eau et soumis à une baisse rapide du niveau d'eau en vue d'étudier l'effet d'une vidange rapide sur la stabilité d'une digue à construire dans de semblables conditions. Les sols de fondations sur le site sont principalement constitués d'argile organique très molle contenant des inclusions de sable et silt, parfois de gravier. Le matériau de remblai consiste en un sable et silt avec un peu d'argile ; il fut déversé sous l'eau sur une hauteur d'environ 12 à 13 m pour former la base du remblai et ensuite placé à sec sur une hauteur additionnelle de 8 m. Des instruments nombreux et variés furent installés (piezomètres hydrauliques et pneumatiques, repères de déplacement de surface et de tassement en profondeur, inclinomètres, etc.) mais le manque d'information sur leur position et profondeur rend difficile la compréhension des graphiques de comportement durant l'essai. Dans ce cas-ci, l'essai consistait à rabattre le niveau d'eau d'un côté du remblai au taux de 0,5 m par jour (taux critique prévu pour la digue) jusqu'à une baisse totale de 6,6 m. Malheureusement, il semble que les pressions interstitielles de construction dans le remblai même et dans le sol de fondation n'avaient pas encore atteint l'équilibre suite à la consolidation et les niveaux piézométriques enregistrés durant l'essai proprement dit représentaient un double effet très difficile à différencier aux fins d'analyse de stabilité. Il est regrettable que les auteurs n'aient pas davantage discuté les méthodes d'analyses des données, particulièrement pour expliquer comment on peut établir les deux paramètres de résistance c' et ϕ' d'un sol par rétro-analyse de stabilité à partir de mesures de pressions interstitielles non stabilisées. L'essai a toutefois été concluant et a apparemment fourni les informations recherchées en indiquant qu'un remblai ainsi construit pouvait demeurer stable lorsque soumis à un rabattement rapide du niveau d'eau, même si des fissures peu profondes accompagnées de glissements superficiels ont été observées. Il est souhaitable que cet essai d'un type peu courant fasse l'objet d'une autre communication technique plus détaillée.

4.2.2. Préchargement

Les remblais de préchargement ne diffèrent du remblai que par le but ultime visé, soit effectuer une précompression du sous-sol soumis à un chargement légèrement supérieur à la charge de sollicitation des fondations de l'ouvrage projeté. Dans le cas de préchargement, autant que pour le remblai d'essai, les reconnaissances du site et essais de laboratoire constituent toujours un prérequis, et permettent de planifier la durée du préchargement et les appareils d'auscultation pour en suivre le déroulement. On s'intéressera davantage à la compressibilité lors du chargement et au soulèvement lors du déchargement pour en faire la projection des tassements sous l'ouvrage construit au site du préchargement. Ceci accompli, le remblai de préchargement a rencontré son objectif premier, soit la précompression du sol. Mais le géotechnicien ne peut résister à la tentation de déduire du comportement durant préchargement certaines caractéristiques du matériau de fondation pour les comparer à celles tirées des reconnaissances et du laboratoire. C'est là que le remblai de préchargement devient un remblai d'essai, qui permettra au même titre que ce dernier, d'enrichir l'expérience de l'ingénieur.

Davesne, Bordes, Bouvard, Dupas et Levebvre ont présenté un cas intéressant de préchargement par remblai de 8 à 12 m de hauteur en mettant l'accent sur la description de la sonde Extensofor utilisée pour la mesure des tassements. Cet appareil est un extensomètre continu en forage comprenant des bagues métalliques équidistantes d'un mètre et dont la variation d'entraxe est mesurée à l'aide d'une sonde à capteurs inductifs. La bague inférieure est fixée dans la roche solide, jugée incompressible, et le tassement du terrain en tout point de la fondation est obtenu par cumul des déplacements relatifs à la bague inférieure. Ceci constitue une caractéristique très désirable pour un tel instrument. La précision rapportée de quelques centièmes de millimètre pour la mesure de variation d'entraxe de deux bagues successives en fait probablement l'appareil le plus précis du genre. Les auteurs présentent la méthode d'analyse suivie pour le calcul du tassement en utilisant un modèle hyperbolique de simulation de la relation effort-déformation et comparent les résultats aux observations. Vu la forme particulière de l'ensemble des remblais de préchargement (remblai annulaire autour d'un remblai central tronçonné), il y a lieu de s'interroger sur la méthode d'évaluation des contraintes en profondeur. De plus, l'interprétation des courbes de tassement en fonction de la profondeur laisse soupçonner que la bague présumée fixe à la base du tube extensométrique a pu avoir tassé, le décollement de la courbe semblant relativement abrupte.

L'excellente décision, rapportée en conclusion par Davesne *et al.*, d'équiper définitivement les forages existants pour poursuivre l'auscultation durant la durée de vie des ouvrages définitifs fournit l'exemple d'un souhait qu'il faudrait tenter de réaliser chaque fois que l'occasion s'y prête. En effet, l'auscultation et l'interprétation des données de comportement des ouvrages dans le temps constituent le prolongement normal des essais de chargement et l'étalonnage le plus significatif de nos tentatives de compréhension et de simulation du comportement des sols ou de la roche en place.

4.2.3. Chargement d'ouvrages finis

Une discussion des essais en vraie grandeur ne saurait être complète sans traiter des essais de chargement effectués sur des fondations existantes ou sur l'ouvrage entier. Ces essais peuvent être faits à titre préventif, c'est le cas du

préremplissage de grands réservoirs, comme outil d'investigation pour optimiser la capacité portante d'une fondation existante ou en vue de confirmer la validité d'un modèle de calcul ou des paramètres adoptés pour la conception de l'ouvrage.

Le préremplissage d'un grand réservoir avec de l'eau est un essai routinier effectué dans le but premier de s'assurer de l'étanchéité du réservoir. Cet essai constitue en même temps un préchargement du sol de fondation. Bien sûr, à ce stade de l'avancement du projet, on aura atteint un degré de confiance dans la prévision du comportement de l'ouvrage suffisant pour ne pas en risquer la rupture et le propriétaire se satisfera généralement de la confirmation de l'étanchéité du réservoir. Toutefois, l'observation du comportement durant le remplissage apporte au concepteur les éléments de vérification des méthodes de calcul choisies et des paramètres incorporés. Cette rétro-analyse des observations permettra aussi d'ajuster le tir pour les prochaines conceptions d'ouvrages semblables. Or, comme ces réservoirs sont souvent construits en groupe, les observations faites sur le premier ne risquent pas d'être inutiles.

Egeli, Erol et Ruwaih présentent et analysent les observations de tassement durant le remplissage d'essai d'un réservoir de 90 m de diamètre construit sur un dépôt stratifié de sols granulaires de compacité dense à très dense, renfermant une couche de 2,5 m de sable fin silteux lâche à faible profondeur. La pleine charge du réservoir de 16,1 m de hauteur est de 163 kPa et fut appliquée à taux constant de 2 m/jour avec arrêt à 1/4, 1/2, 5/8, 3/4, 7/8 de la pleine hauteur. On peut facilement comparer cet essai à celui d'un essai de plaque de grand diamètre. Le tassement fut mesuré sur le périmètre du réservoir à 10 m d'intervalle et à l'intérieur du périmètre par l'intermédiaire des colonnes. Il est regrettable toutefois que des repères de tassement, situés sous le contact de la couche dite compressible, n'aient pu être installés afin d'isoler le tassement de cette couche. Les mesures de tassement, variant du simple au double sous un chargement égal, témoignent de l'hétérogénéité des caractéristiques des sols naturels, même à l'intérieur d'une aire relativement petite de 90 m de diamètre et possédant une stratigraphie plutôt simple et régulière.

La prévision des tassements avait été faite sur la base des indices N de l'essai de pénétration standard et des résistances en pointe de l'essai de pénétration statique. Au profit de ceux intéressés aussi par le thème 5 de ce symposium, il est intéressant de mentionner que ces essais ont confirmé la relation établissant aux environs de 4 à 6 le rapport entre la résistance en pointe (kg/cm^2) et l'indice N sauf pour la couche de sable lâche où le rapport est de l'ordre de 10 (Sanglerat 1972).

Les tassements calculés à l'aide des indices de pénétration N par la méthode de Schultze et Mensenbach (1961) ont été confirmés par les observations au centre du réservoir, mais sous-estimés sur le périmètre du réservoir où ils ne représentaient que 64 % des tassements observés. La méthode Buisman-De Beer (Tomlinson, 1980) utilisée pour le calcul des tassements à l'aide des résistances en pointe du pénétromètre statique, a fourni des valeurs sur-estimées de 34 % pour les tassements au centre et sous-estimées de 13 % sur le périmètre du réservoir. Compte tenu des limites dans l'exactitude des essais de pénétration et de la variabilité du sol, on ne peut exiger davantage et il est difficile de tirer des conclusions sur cette comparaison des tassements calculés et observés sans pouvoir isoler la compression de la couche responsable de la majorité du tassement. Il semble toutefois que les contraintes calculées au droit du périmètre aient été sous-évaluées. Plus de détails sur les calculs de tassement auraient été bienvenus. L'abondance d'informations fournies à peu de frais par un essai de

préremplissage semblable à celui rapporté par Egeli *et al.* devrait encourager un plus grand nombre de publication de ce genre.

La rénovation de vieux bâtiments pour des fins résidentielles, commerciales ou industrielles implique souvent la réutilisation de charpentes ou structures existantes dont les fondations constituent la plus grande interrogation tant des points de vue géométrie que performance, celles-ci étant bien enfouies et les traces de leur comportement souvent disparues. Les plans de ces fondations sont rarement retrouvés, généralement ils n'ont même jamais existé. Leur mise à nu par excavation en révélera les dimensions, mais si elles reposent sur des pieux ou pilotis, la réponse n'est que partielle.

La communication de Aste rapporte une expérience intéressante dans le cadre d'une opération de rénovation d'une ancienne caserne pour la transformer en centre administratif et commercial. La nature médiocre des sols de fondations était reconnue (anciens marécages) et des difficultés rencontrées lors de la construction des fondations ont pu être identifiées par une recherche d'archives. Après avoir apprécié les modifications de contraintes que pouvaient apporter au niveau du sol les transformations envisagées, il devenait indispensable de déterminer si les nouvelles sollicitations pouvaient être imposées aux anciennes fondations sans danger. Pour ce faire, des essais de chargement ont été mis en œuvre sur une des fondations tout en conservant l'intégrité de la structure existante au-dessus et adjacente à cette fondation. Le chargement fut réalisé à l'aide de vérins plats insérés dans le pilier et l'essai fut d'abord effectué sur la fondation continue puis sur la même fondation rendue discontinue par découpage pour simuler une discontinuité artificielle. L'auteur présente en détail le déroulement des essais et, après analyse des déformations mesurées, conclut que les charges pourraient être accrues localement de 15 % sans déformations appréciables, immédiates ou différées, de la fondation continue.

Il aurait été intéressant d'exploiter les résultats des essais de chargement en regard des paramètres géotechniques obtenus de façon conventionnelle, tout au moins de connaître la nature du sol sous-jacent. Toutefois, il faut admettre, en accord avec Aste, que l'expérimentation exceptionnelle mise en œuvre pour ce projet constituait la seule solution pour en arriver à prévoir de façon fiable le comportement des fondations anciennes sous les sollicitations nouvelles envisagées.

La communication soumise par Chernyshev et Paushkin n'illustre aucun essai de chargement comme tel mais présente un exemple d'utilisation de données tirées de l'auscultation d'ouvrages finis en vue de calibrer une méthode d'évaluation du module de déformation d'un massif rocheux. Les auteurs élaborent une méthode de calcul, dite méthode géologique, qui fait intervenir dans la détermination du module de déformation, plusieurs paramètres tel la fréquence, l'ouverture et l'inclinaison des fissures, le module de déformation de la roche en éprouvette, la contrainte *in situ*, la composition minérale et la dureté de la roche. On admet que tous ces facteurs affectent certainement la compressibilité d'un massif rocheux et plusieurs chercheurs ont tenté déjà de les combiner pour permettre le calcul du module de déformation du massif. La communication de Takeuchi et Tanaka constitue aussi un effort dans ce sens.

Il faut toutefois reconnaître que ces paramètres sont souvent difficiles à évaluer ou à mesurer dans un massif. La démonstration faite par Chernyshev et Paushkin est à caractère théorique dans sa présentation actuelle et ne permet pas malheureusement une application pratique, même

si la comparaison faite avec les modules déduits du comportement de deux barrages importants laisse croire à une certaine validité de la méthode. La comparaison avec des modules obtenus d'essais de plaque ou d'essais pressiométriques, annoncée par les auteurs au début de leur texte, reste introuvable dans la suite de la communication.

Sous-thème 4.3: Essais de cisaillement *in situ*

Quatre communications furent présentées sous ce thème, deux traitant d'essais de cisaillement sur des sols et deux autres décrivant des essais de cisaillement de la roche ou du contact roc-béton. Même si ces derniers ont été effectués en souterrains et devraient plutôt se rattacher au thème 6, ils ont été retenus pour discussion dans ce rapport à cause de leur similitude avec les essais de surface.

4.3.1. Montage et application des charges

Essais sur sols

Lorsque les sols dont il faut déterminer les caractéristiques contiennent des éléments grossiers et dont la forme et la disposition des grains impliquent une anisotropie certaine, les essais de laboratoire sont généralement inappropriés comme solution et le géotechnicien doit recourir aux essais *in situ*. Ayant à déterminer les paramètres de cisaillement d'alluvions grossières de forme aplatie, pour l'étude de stabilité de talus de 120 m de hauteur autour d'une mine à ciel ouvert, Romana et Simic ont choisi d'effectuer des essais de cisaillement direct en place à l'aide de montages astucieux qui ont permis de forcer les plans de rupture suivant trois inclinaisons différentes, soient 0° avec l'horizontale (neuf éprouvettes), 30° avec l'horizontale (neuf éprouvettes) et 60° avec l'horizontale (quatre éprouvettes) par chargement d'un coin d'une berme verticale.

Les éprouvettes furent taillées suivant un bloc de 80×80 cm de section transversale pour les essais de cisaillement sur le plan horizontal, 70×60 cm pour ceux inclinés à 30° et 50×100 cm pour les essais sur berme verticale. Les alluvions grossières à faible teneur en particules fines ont dû causer des problèmes de profilage des éprouvettes et d'installation du cadre périmétral à cause d'un manque de cohésion du matériau et de la dimension importante (plus de 100 mm) des plus gros éléments. Toutefois, les auteurs sont muets sur ce point critique du montage.

La charge verticale fut appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique placé sur un couvercle au-dessus de l'éprouvette et appuyé contre la lame d'un bulldozer. Des rouleaux placés entre le couvercle et la base du vérin permettaient le mouvement horizontal du bloc pendant l'essai sans transmission de forces horizontales. Un tel montage exige toutefois des ajustements constants en cours d'essais pour garder constante la charge verticale qui varie en plus ou en moins suivant la dilatation ou la compression de l'éprouvette durant le cisaillement.

Quand à la charge de cisaillement, elle est appliquée à l'aide d'un vérin incliné d'un angle calculé pour que la force transmise passe par le centre du plan de rupture au même point que la charge verticale. Cette précaution assure une contrainte verticale uniforme sur tout le plan de rupture et évite les effets de rotation ou de flexion. Cette pratique est donc fortement recommandée. La méthode de mesure de l'intensité de la charge de cisaillement n'est pas indiquée par les auteurs, et on déduit qu'elle est faite à l'aide d'un manomètre installé sur le circuit hydraulique du vérin, avec les imprécisions éventuelles que comporte cette méthode, tel que discuté déjà pour les essais de chargement sur plaque.

Les déformations verticales et horizontales furent mesurées

à l'aide de six comparateurs attachés à des supports rigides enfoncés dans le sol suffisamment loin (mais les auteurs ne précisent pas davantage) de la boîte pour être fixes. Il semble qu'un écart égal à 3 fois la dimension de l'éprouvette ne serait pas exagéré.

Après avoir saturé l'éprouvette si requis, et appliqué la charge verticale, la charge de cisaillement fut augmentée par paliers (encore aucune précision) successifs jusqu'à la rupture, considérée atteinte lorsque le maintien de la charge d'un palier exige un pompage continu sans stabilisation des comparateurs. L'essai fut prolongé au-delà de la rupture en vue de déterminer les paramètres "résiduels". L'examen du plan de rupture après l'essai constitue une pratique fort recommandable puisqu'elle peut permettre de déceler les causes d'anomalies et de mieux interpréter les résultats de l'essai.

La complexité apparente du montage décrit ci-dessus fait contraste avec la simplicité du système décrit par Brand, Phillipson, Barrie et Clover pour soumettre les sols résiduels de Hong Kong à des essais de cisaillement en place. Ces sols résiduels, résultant de la décomposition totale ou partielle de la roche mère granitique ou volcanique, sont à grains relativement fins et permettent l'usage d'appareillage plus léger. Mais s'ils sont à grains fins, pourquoi les essais de laboratoire ne seraient-ils pas suffisants pour en déterminer les paramètres de résistance au cisaillement ? Les auteurs apportent cinq raisons pour expliquer leur peu de confiance dans les essais triaxiaux effectués sur ces sols et pour justifier les essais *in situ*. En bref, ils reprochent aux essais triaxiaux a) de suivre un cheminement de contrainte bien différent des conditions de rupture *in situ* ; b) d'appliquer des pressions de confinement trop élevées par rapport à celles prévalant dans les talus et ainsi d'en arriver à sous-estimer la résistance réelle des sols en place ; c) de saturer l'échantillon au-delà des conditions de chantier et provoquer une réduction de la résistance ; d) de ne pouvoir compenser un remaniement inévitable de l'échantillon et donc une perte de résistance et ; e) de n'être représentatifs que de la partie fine des sols en place plus hétérogènes, et ainsi sous-estimer la résistance réelle. Ce dernier point constitue un handicap majeur pour les sols résiduels moins décomposés.

Les auteurs ont donc opté pour l'essai de cisaillement direct en chantier qui simulerait davantage le mode de cisaillement observé dans les glissements de Hong Kong. L'appareil décrit par Brand *et al.* se compare étrangement à un appareil de cisaillement direct de laboratoire, sauf que la boîte de cisaillement constituée de deux parties de 15 cm de hauteur chacune, est descendue autour d'une colonne de sol intact de $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$ de section transversale. Le bâti d'essai a une longueur totale de 1,75 m et une largeur de 0,4 m; son poids total de 98 kg après assemblage des composantes le rend facilement transportable par une personne.

La charge verticale est appliquée à l'aide de billes de plomb contenues dans des sacs de 1,0 kg chacun et pouvant être accumulés au-dessus de l'éprouvette pour créer une contrainte verticale constante durant l'essai et d'intensité maximale de 30 kPa.

La force de cisaillement est appliquée à l'aide d'un vérin à vis sur la partie supérieure de la boîte de cisaillement par l'intermédiaire d'un anneau de charge permettant la mesure de la force dont l'intensité peut atteindre 6,3 kN. Elle est appliquée horizontalement et le moment de renversement ainsi créé risque de faire soulever la partie supérieure de la boîte à moins que cette dernière ait été conçue pour en empêcher la rotation. Les auteurs ne donnent aucune précision sur cet aspect de la conception de la boîte.

Les engrenages du vérin mécanique sont entraînés par un moteur électrique à vitesse variable permettant de régler le taux de déplacement entre 0,05 et 1,0 mm/minute. Il s'agit donc dans ce cas d'un essai à taux de déformation constant et la lecture des comparateurs est prise à chaque minute durant l'essai. D'après les informations fournies par les auteurs, il semble qu'un essai peut être réalisé en moins de 24 heures environ à partir du début de l'excavation de la tranchée d'essai jusqu'au démontage du bâti, incluant la période de consolidation. Cette durée totale est relativement courte et met en évidence la simplicité du montage. Il y a quand même lieu de s'interroger sur la nécessité d'effectuer ces essais *in situ* alors que les mêmes essais pourraient être réalisés en conditions contrôlées de laboratoire sur des blocs de même dimension taillés en chantier puis profilés en laboratoire où les essais pourraient être effectués sur des plans autres qu'horizontaux. La sensibilité au remaniement des échantillons peut toutefois être un argument décisif en faveur des essais de chantier.

Les deux cas décrits par Romana et Simic et par Brand *et al.* témoignent de la diversité des montages généralement mis en œuvre pour de tels essais. En effet, on constate qu'ils seront grandement affectés par la nature des sols et les dimensions des particules, par l'orientation du plan de cisaillement suivant lequel on désire provoquer une rupture, par les accès aux sites d'essais, par la fréquence d'utilisation du montage et certainement aussi par les moyens financiers disponibles.

Essais sur la roche

Les communications présentées par Sharma et Joshi et par Mei et Kang décrivent deux montages à peu près semblables pour réaliser des essais de cisaillement de la roche ou du contact béton-roche à l'intérieur de tunnels d'exploration. Dans les deux cas, la détermination des paramètres de résistance au cisaillement du roc et du contact béton-roc est reliée à la conception de barrage en béton.

Les essais de Sharma et Joshi furent effectués sur des ardoises et la section transversale de l'éprouvette ciselée à la main fait 60 cm x 60 cm alors que ceux de Mei et Kang impliquent des schistes à chlorite micassé taillés pour offrir une aire de cisaillement égale à 50 x 50 cm. Pour les essais du contact roc-béton, la surface de la roche est aplaniée suffisamment pour réduire la hauteur des aspérités à moins de 1 cm (Sharma et Joshi) ou entre 1 à 1,5 cm (Mei et Kang), l'aire de contact étant de 50 x 50 cm dans le premier cas et 50 x 60 cm dans le second.

La différence la plus marquée entre les deux montages réside surtout dans le fait que l'éprouvette de Mei et Kang est confinée dans une épaisse couche de béton armé qui offre sûrement l'avantage de mieux distribuer les forces de cisaillement appliquées sur une face. Dans les deux cas, la charge normale au plan de rupture est transmise au plafond du souterrain à l'aide d'un vérin hydraulique et d'un roulement à billes pour permettre le libre mouvement horizontal. En plus, un joint sphérique est utilisé par Sharma et Joshi pour garantir la verticalité de la charge en cas de mouvements différentiels. Aucune des deux communications ne parle d'ajustements requis pour maintenir la charge verticale constante durant le cisaillement.

Dans les deux cas, la force de cisaillement est transmise par un vérin hydraulique incliné pour s'assurer que la résultante des forces passe par le centre de la surface de cisaillement. En l'absence de détails, il faut croire que la charge est calculée sur la base de mesures de pression indiquée par des manomètres branchés sur le circuit hydraulique. La précision d'un tel système de mesure risque d'être faible et a déjà été commentée ailleurs dans ce rapport.

Le montage de Sharma et Joshi comporte huit comparateurs pour la mesure des déplacements verticaux et horizontaux avec une précision de ± 0.01 mm alors que l'arrangement de Mei et Kang en contient douze distribués aux quatre coins de l'éprouvette un peu au-dessus du plan de cisaillement pour mesurer les déplacements absolus et relatifs. Ce dernier arrangement semble préférable à celui de Sharma et Joshi mais implique un très grand nombre de lectures pour chaque point de mesure.

Il est intéressant de comparer les critères adoptés pour vérifier la fin de la consolidation avant le cisaillement. Sharma et Joshi considèrent que la consolidation est complétée lorsque le taux de tassement devient inférieur à 0,05 mm par 15 minutes alors que l'autre groupe fait preuve d'une plus grande patience en attendant que le taux de déformation soit réduit à 0,01 mm/heure avant de procéder au cisaillement.

Dans les deux cas, la force de cisaillement est appliquée par accroissements successifs ; Sharma et Joshi ont choisi des accroissements de 1/10 de la charge normale, lesquels sont réduits en approchant de la rupture. Mei et Kang ne donnent pas de précision sur ce point.

4.3.2. Détermination des paramètres de résistance au cisaillement

Les résultats d'essais de cisaillement direct se traduisent généralement par la détermination des deux paramètres suivants : la cohésion effective c' et l'angle de frottement interne ϕ' . Ce dernier paramètre peut être défini pour correspondre à différentes résistances du matériau par rapport à la mobilisation des contraintes tangentielles, soit la résistance à la limite élastique, ou les résistances maximales et résiduelles. On peut rechercher l'effet sur ces paramètres de la granulométrie des sols, de leur teneur en eau et de l'obliquité du plan de rupture par rapport à l'orientation des grains ou de la schistosité de la roche. Dans le cas de la roche, le paramètre recherché peut se définir simplement en terme de résistance ultime au cisaillement direct.

Le calcul des contraintes tangentielle et normale au plan de rupture d'une éprouvette soumise à un cisaillement direct laisse peu de choix de formulation et ne pose aucun problème, particulièrement lorsque les déplacements sont faibles par rapport à la dimension de l'éprouvette. Les résultats de ces calculs de contraintes normales et de contraintes tangentielles sur le plan de rupture sont mis en graphique dans un diagramme de Mohr et les paramètres c' et ϕ' en sont déduits. Contrairement aux essais de laboratoire sur de petites éprouvettes, les résultats d'essais de chantier sont généralement plus dispersés à cause de l'hétérogénéité inhérente aux matériaux naturels en place, surtout lorsqu'ils contiennent des éléments grossiers. Aussi faut-il être prudent pour ne pas tracer la droite Mohr-Coulomb par deux points seulement et on trouvera souvent que plus de trois points sont requis pour définir la courbe.

Les essais de Romana et Simic sur des alluvions grossières et de forme plate ont permis de démontrer le comportement anisotrope du matériau, que sa résistance diminuait avec une chute de la teneur en eau et que les paramètres (cohésion et angle de frottement) étaient fonction du niveau de contrainte. Les auteurs affirment avoir effectué des essais de cisaillement en laboratoire sur des échantillons intacts des sols les plus fins dans le but de comparer leurs résultats avec ceux des essais *in situ*. Il est regrettable que cette comparaison ne soit pas présentée dans leur communication.

Dans le cas des essais effectués sur les sols résiduels de Hong Kong, Brand *et al.* ont obtenu des paramètres de

résistance au cisaillement toujours supérieurs à ceux dérivés des essais de laboratoire pour les sols résiduels hautement décomposés (grade IV). De plus, ils semblent avoir prouvé leur conviction à l'effet que les essais triaxiaux sous-estimaient les paramètres de résistance des sols plus homogènes dérivés de la décomposition complète du granite (grade V). Toutefois, les essais effectués *in situ* sur des éprouvettes saturées ont donné des résultats très comparables à ceux des essais triaxiaux de laboratoire et les auteurs ne manquent pas d'utiliser cette bonne concordance pour vanter la fiabilité de leur appareil d'essai *in situ*.

Sharma et Joshi ont établi les paramètres de résistance au cisaillement de l'ardoise ou du contact roc-béton en termes de cohésion et de frottement interne pour les résistances de pic et les résistances résiduelles. Ils introduisent de plus un troisième angle de frottement qui correspond à la résistance mobilisée lorsqu'une dilatance commence à se produire au niveau du plan de cisaillement. Cet angle est évidemment très supérieur à celui de la résistance de pic, étant par exemple de 70° par rapport à 56° pour la résistance de pic de l'ardoise. Les auteurs expriment quelques doutes quant à l'utilisation de ce paramètre de résistance dans la conception d'un ouvrage mais recommandent quand même de l'inclure dans les résultats d'essais.

A cause de l'utilisation très généreuse de comparateurs durant l'essai, Mei et Kang ont pu mesurer les déplacements horizontaux et verticaux à l'avant (du côté vérin) et à l'arrière de l'éprouvette et ont ainsi obtenu pour chaque essai suffisamment de point pour faire une interprétation poussée des résultats. La courbe contrainte tangentielle — déformation horizontale est divisée en trois sections, chacune correspondant à une étape bien identifiée du processus de rupture par cisaillement. Quatre points à l'intérieur des trois étapes sont définis ainsi :

Etape 0 — τ_1 :

τ_1 = contrainte tangentielle à la limite du comportement purement élastique. Les déformations sont parfaitement réversibles.

Etape τ_2 — τ_3 :

τ_2 = contrainte tangentielle correspondant au moment où l'accroissement de déformation horizontale de la face avant devient égal à l'accroissement de déformation horizontale de la face arrière. Ce point correspond également au moment où la déformation verticale de la face avant change de direction.

τ_3 = contrainte tangentielle correspond au moment où la déformation verticale de la face arrière change de direction. A ce moment, toute la surface de cisaillement est en dilatance et une fissure se propage à travers tout le plan de cisaillement.

Etape τ_3 — max. :

$\tau_{\max}$ = contrainte tangentielle maximale correspond à la rupture soudaine du bloc de roche.

Les auteurs décrivent le développement de la rupture par cisaillement à l'aide d'exemples graphiques tant pour la roche qui exhibe un comportement fragile que pour des matériaux à caractère plus plastique (courbe parabolique sans pic à la rupture). Pour la roche à comportement fragile, ils préconisent l'adoption de la contrainte τ_1 , soit la limite élastique, comme critère de rupture en cisaillement, alors que pour les roches ou matériaux plutôt plastiques, ils recommandent l'adoption de la contrainte τ_2 . Dans les deux cas, ces contraintes correspondent à environ 60 % de la contrainte de cisaillement maximale. La discussion faite par Mei et Kang est clairement présentée

mais il aurait été aussi très intéressant de connaître les valeurs du coefficient de sécurité que les auteurs proposent d'appliquer à ces résistances lorsqu'elles sont utilisées dans la conception des ouvrages fondés sur la roche.

Sous-Thème 4.4 : Essais ponctuels de surface

Les essais dont il sera question ci-dessous se rattachent à l'établissement de relations entre l'indice C.B.R. (California Bearing Ratio) et la résistance à l'enfoncement du cône de petits pénétromètres dynamiques. Deux communications sont présentées sur ce sujet, l'une par Garidel-Thoron et Javor de France et l'autre par R.B. Smith d'Australie.

La notion de C.B.R. est bien connue et utilisée à travers le monde comme indice de portance pour la conception de chaussée de routes ou d'aéroports. La détermination de l'indice C.B.R. se fait généralement en laboratoire sur des échantillons reconstitués des matériaux d'infrastructure et de fondation de la chaussée ; dans plusieurs pays, elle est faite directement en chantier. Comme les essais requis pour effectuer ces déterminations en laboratoire impliquent des prélèvements importants de sols, le nombre d'essais est généralement limité. De même, les déterminations de l'indice C.B.R. *in situ* sont relativement lentes et coûteuses à cause des moyens mis en œuvre et ne peuvent donc pas être multipliées. On a donc cherché à contourner ces inconvénients en tentant de relier l'indice C.B.R. à d'autres caractéristiques du sol, qui peuvent être déterminées plus rapidement et plus facilement. La résistance à l'enfoncement du cône d'un pénétromètre dynamique en est une qui peut être obtenue à l'aide d'équipements légers, portatifs et faciles de mise en œuvre. De plus, la rapidité de l'essai permet d'en exécuter plusieurs durant le temps d'un seul essai C.B.R. *in situ*. Mais encore, faut-il pouvoir établir avec confiance une corrélation entre les résistances mesurées au pénétromètre et l'indice C.B.R. Cette corrélation est loin d'être unique, puisqu'elle dépendra évidemment des dimensions et formes du cône, de l'énergie de battage du pénétromètre et probablement aussi de la nature des sols ou des matériaux.

Dans le but d'établir cette corrélation, Smith a effectué une soixantaine d'essais comparatifs sur deux types de matériaux argileux pour lesquels l'indice C.B.R. fut déterminé *in situ* au même endroit que les essais au pénétromètre à cône dynamique. Dans ce cas-ci, le pénétromètre est constitué d'un cône de 30° d'angle à la pointe, d'un diamètre maximal de 20,24 mm et le cône est enfoncé sous l'énergie produite par une masse de 9,08 kg tombant d'une hauteur de 508 mm (en unités impériales, ceci se traduit par un cône de 30° ayant une section transversale de 1/2 pouce carré, un poids de 20 lb tombant d'une hauteur de 20 pouces). Ces dimensions sont identiques à celles du pénétromètre développé par un autre chercheur australien en 1956.

Les deux matériaux soumis aux essais sont définis comme des argiles sablonneuses, d'égale plasticité, l'une possédant des nodules ferriques et l'autre des nodules de grès. Leur teneur en eau *in situ* fut également déterminée à chaque point d'essai C.B.R. et prise en compte dans l'étude.

La lecture du pénétromètre correspond au nombre de coups requis pour enfoncer le cône 50 mm sous la surface d'essai. Cette lecture est ensuite traduite en mm/coup pour comparaison avec l'indice C.B.R. Il est à se demander pourquoi Smith a exprimé ces résistances en coups/25 mm pour les fins du traitement des données.

Suite à une analyse statistique assez élaborée pour établir

les coefficients de corrélation des différentes comparaisons, l'auteur propose deux équations de régression reliant l'indice C.B.R. et la pénétration du cône en mm/coup, l'une sous forme log-log et l'autre sous forme d'une relation inverse. Cette dernière semble posséder un plus grand coefficient de corrélation. Même si les relations proposées s'appliquent indifféremment aux deux matériaux soumis aux essais, l'auteur fait avec raison, une mise en garde contre l'adoption de relations publiées pour tous les matériaux. Il a toutefois démontré que la variation des résultats d'essais C.B.R. était indépendante de celle des teneurs en eau des deux matériaux de référence. Une partie de la variation des essais C.B.R. et pénétrométrique peut être attribuée à la présence des nodules sous le piston ou sous le cône et à la variabilité inhérente à la méthode d'essai elle-même. La plus grande part de la variation est probablement attribuable à la variabilité des matériaux, les essais au pénétromètre ne pouvant être physiquement effectués à l'endroit même de la détermination C.B.R. Alors qu'à chaque point de mesure, les trois poinçonnements C.B.R. furent espacés de 10 à 15 cm, les trois essais au pénétromètre étaient, eux, distribués autour des poinçonnements suivant un triangle de 1 m de côté. Cette distance semble un peu grande et a sûrement contribué à la dispersion des résultats.

Dans le but d'évaluer la portance du sol naturel et pour aider au contrôle de la stabilisation des sols en voirie rurale, Garidel-Thoron et Javor ont mis au point un petit pénétromètre encore plus léger que celui de Smith, constitué simplement d'une dame de 2,49 kg utilisée pour l'essai de compactage Proctor normal, tombant avec une chute de 305 mm autour d'une tige de 9 mm de diamètre et munie à son extrémité d'une pointe conique de 12 ou 18 mm de diamètre et de 45° d'angle à la pointe. Son poids de 250 N (environ 25 kg), en fait un instrument très portatif et facile de mise en œuvre.

Pour convertir les résultats d'essais au pénétromètre en données utilisables pour la conception des chaussées, Garidel-Thoron et Javor ont dû aussi établir une corrélation avec l'indice de portance C.B.R. Dans ce cas-ci, les corrélations ont été faites à partir d'un grand nombre d'essais de laboratoire sur des sols à grains fins de nature différente, dont trois (limon d'Orly, loess d'Alsace et une argile) sont mentionnés en exemple. De plus, l'usage de deux cônes de diamètre différent a nécessité un double calibrage pour certains matériaux.

Les auteurs présentent les résultats de calibrage sous forme de courbes de corrélation indice C.B.R. — pénétration (en mm/coup) pour différents matériaux et pour l'un et/ou l'autre des deux cônes. Ni le nombre ni la position des points d'essais sont indiqués, ce qui laisse au lecteur peu de chance d'évaluer la variation des résultats. Ces courbes ont évidemment la même allure que celle présentée par Smith mais pour un pénétromètre et des sols différents.

En plus d'utiliser leur pénétromètre dynamique pour évaluer l'indice de portance C.B.R. des sols fins au niveau des études géotechniques et de conception de chaussées, les auteurs en suggèrent l'usage comme outil de contrôle qualitatif de l'efficacité et de la régularité du compactage, comme outil de surveillance de l'évolution de la portance en fonction de la profondeur et de la teneur en eau, ou pour mesurer la profondeur de pénétration du gel. Ils ont de plus développé une relation entre la résistance à la pénétration du pénétromètre et la résistance à la compression simple d'éprouvettes de sols stabilisés au ciment ou à la chaux. Ainsi calibré, le pénétromètre fournit un moyen rapide de contrôler de manière non destructive la résistance mécanique de la couche traitée. La courbe d'étalonnage établie montre toutefois des limites se situant à des pénétrations inférieures à 2 mm/coup pour les sols durs ou supérieures à 10 mm/coup pour les sols mous.

Les auteurs mentionnent que pour cette dernière corrélation, la résistance adoptée est celle obtenue à partir du nombre de coups pour enfoncer la tige de 30 mm. Dans le cas de la comparaison avec l'essai C.B.R., cet enfoncement d'étalonnage n'est pas rapporté par Garidel-Thoron et Javor. Smith, pour sa part, a établi à 50 mm l'enfoncement considéré. Compte tenu du fait que l'essai C.B.R. peut être assimilé à un essai de chargement sur plaque miniature de 4,9 mm de diamètre, on peut croire que les sols dans les 50 premiers millimètres sous le piston sont ceux qui vont influencer le plus le résultat de l'essai et l'enfoncement de 50 mm spécifié par Smith constitue sûrement un minimum. Il serait probablement encore plus représentatif s'il était augmenté à 1,5 fois le diamètre du piston, ou même 2 fois lorsque la résistance est constante ou diminue en profondeur.

Aucune des deux communications ne décrit le mécanisme de mesure de l'enfoncement du cône. Même si on peut deviner qu'il s'agit probablement de repères sur la tige au-dessus du cône permettant une lecture directe, il demeure que cette mesure d'enfoncement constitue l'une des deux données de l'essai et il aurait été intéressant de pouvoir en évaluer la précision.

Le pénétromètre permet d'établir un profil de résistance à travers plusieurs couches et ainsi déduire un profil de l'indice C.B.R., mais cette démarche doit être faite avec prudence puisque l'effet de confinement n'est apparemment pas pris en compte et des études comparatives plus poussées devront être faites pour en isoler l'influence.

Il est certain que le pénétromètre à cône dynamique représente un outil très maniable permettant de nombreuses mesures et autant d'évaluations de la portance C.B.R. des sols avec beaucoup de rapidité, et ceci, avec un degré de confiance acceptable en autant que ces sols ne soient ni trop durs, ni trop mous. Chacun pourra développer un pénétromètre dynamique portatif qui satisfera ses propres besoins sans jamais connaître les travaux faits indépendamment par d'autres. Mais ne serait-il pas avantageux de pouvoir profiter de l'expérience des autres chercheurs ou praticiens pour améliorer une technique d'essai ou des corrélations utiles pour tous. Ceci ne sera possible quesi des efforts de normalisation de l'appareil et de la méthode d'essai sont entrepris afin d'en uniformiser l'usage.

Même si les méthodes proposées par Smith et par Garidel-Thoron et Javor comportent de nombreux avantages, il faut aussi en faire ressortir quelques limitations : a) peu applicable aux sols contenant des graviers; b) un cône d'autant plus facile à émousser qu'il sera aigu (celui de 30° utilisé par Smith doit être très fragile) et qu'il faut remplacer fréquemment; c) une précision probablement assez faible sur la mesure de l'enfoncement. Un instrument développé en Angleterre semble avoir combiné les avantages du petit pénétromètre à cône dynamique sans en avoir les inconvénients, et la présente discussion ne pourrait être complète sans en faire une mention sommaire. Il consiste essentiellement en un marteau du type requis pour le compactage des sols dans un moule C.B.R., opérant à l'intérieur d'un tube à la base duquel est soudée une plaque métallique d'environ 12 cm de diamètre reposant sur le sol. Un accéléromètre est fixé à la dame et permet d'enregistrer la décélération au moment de l'impact de la dame sur la plaque. L'appareil d'enregistrement à affichage digital est alimenté par des piles internes et tient dans la main de l'opérateur. La lecture faite correspond à la valeur maximale de la décélération pour le quatrième impact de la dame sur la plaque. Cette valeur d'impact peut être reliée à l'indice C.B.R. par essais comparatifs comme ceux effectués par Smith, ou servir à identifier des zones de compactage insuffisant. Il semble que ce soit dans cette

direction qu'il faille entrevoir le développement d'instruments portatifs, simples et fiables qui prennent avantage de la grande versatilité et sensibilité des appareils électroniques.

Sous-Thème 4.5 : Mesures des contraintes à l'intérieur des massifs

Les trois communications groupées sous ce titre se rattachent à la détermination des contraintes dans le sol et la roche soumis à des chargements ou déchargements, ou à l'intérieur même de massifs de surface. Ce sujet à lui-seul pourrait faire l'objet d'une session particulière et est trop vaste pour être traité en détail dans ce rapport. Les trois communications présentées touchent quelques aspects d'intérêt commun avec les essais de chargement et une brève discussion en est faite dans cette perspective seulement.

L'importance et les bénéfices des mesures de contraintes, ou de déformations faites en vue d'en déduire les contraintes, sont mis en évidence par Nakayama qui illustre l'utilité des données à l'aide de trois exemples. L'auteur fait d'abord un rappel de la méthode de calcul des déformations principales et de leur direction à partir de mesures *in situ* des déformations dans trois directions quelconques connues et se sert de l'application du modèle sinusoidal pour déterminer leurs valeurs et orientation principales. Suivant la théorie d'élasticité et à la condition de connaître le module de déformation et le rapport de Poisson, ces valeurs mènent au calcul des contraintes principales.

Cette méthode est mise en application pour d'abord établir les champs de contraintes *in situ* par la technique du surcarottage au site d'un projet de puits de drainage profond de 12 m. Ces contraintes sont prises en compte dans le calcul du blindage du puits et de ses déformations. Les observations de déformation faites après construction auraient indiqué une excellente concordance.

Nakayama se sert du cas d'un réservoir de gaz naturel liquifié construit sous la surface du terrain et de celui de centrales hydroélectriques souterraines pour démontrer le besoin de bien connaître les champs de contraintes lors de la conception des murs, des ancrages et réseaux de boulonnage, particulièrement lorsque de tels ouvrages doivent être construits dans des roches soumises à des champs de contraintes très variables comme au Japon.

Un remblai d'essai est généralement construit en vue d'étudier le comportement du terrain qui le supporte. Celui qui fait l'objet de la communication de Fukuoka et Imamura fut construit dans le but d'évaluer la fiabilité des cellules de pression totale enfouies dans le remblai même durant sa construction. Un remblai de 5 m de hauteur constitué de cendre volcanique fut monté derrière un mur constitué de tubes métalliques reliés entre eux par des plaques minces en acier. Un mur était lui-même retenu par des tirants multiples ancrés dans le remblai à plusieurs niveaux.

De nombreuses cellules de pression totale, d'un type bien connu utilisant la mesure de la pression d'un liquide incompressible entre deux plaques minces, furent installées par forçage statique dans le remblai d'essai, près de la face du mur et à distance et hauteur variable derrière le mur. L'auteur décrit leur calibration faite préalablement dans des réservoirs d'eau sous pression et dans des boîtes de calibration. Les pressions des terres indiquées par les cellules situées près de la face du mur ont pu être comparées aux pressions calculées d'après les déformations des tubes et la concordance obtenue a amené l'auteur à conclure sur le bon fonctionnement des cellules et leur fiabilité. En effet, il semble que la rétro-analyse des déformations des tubes

établissait à 0,3 à 0,5 le coefficient de poussée des terres alors que les mesures des cellules de pression totale ont permis d'évaluer ce coefficient entre 0,2 et 0,4. Même si l'ordre de grandeur est comparable, la conclusion n'est pas évidente. Il faut dire toutefois que certaines difficultés linguistiques dans la rédaction de la communication décrivant l'expérience ont peut-être faussé l'interprétation faite par le rapporteur.

Fukuoka et Imamura proposent d'utiliser les cellules de pressions totales pour analyser la rupture d'un remblai construit sur sol mou. L'idée est théoriquement valide: si la distribution des contraintes horizontales était bien connue dans le massif, on pourrait calculer la contrainte de cisaillement agissant le long d'un plan de rupture par différence des contraintes horizontales entre plusieurs points sur ce plan. Mais encore faut-il bien connaître la position du plan de rupture et il n'est pas certain que les contraintes mesurées après rupture dans la région du plan de cisaillement soient les mêmes que celles qui l'ont causé. De plus, il serait intéressant d'effectuer un calcul d'erreur sur l'effort de cisaillement ainsi calculé en tenant compte de la précision des mesures de contraintes totales. Ces difficultés contournées, la méthode proposée par Fukuoka et Imamura peut apporter un outil additionnel que les spécialistes des études de stabilité de remblai ou de talus naturel sauront apprécier à sa juste valeur.

La communication de Postoev susciterait sûrement plus d'intérêt dans un symposium portant sur l'analyse de stabilité de talus naturel. Mais l'idée de la mesure des tendances aux déformations par le biais de cellules de contraintes totales installées dans le massif est intéressante et digne de mention.

La cellule de pression de type courant est munie de gauges de déformation électriques et est intégrée à une lame qui peut être simplement poussée dans le sol en bout de forage ou remblayée dans une cavité formée par le tubage. La diminution de contraintes horizontales a pu être observée lors de travaux d'excavation faits au pied d'un talus de glissement, lequel avait également été muni d'appareils d'auscultation, tel des repères de déplacements profonds, des extensomètres et des piézomètres. L'expérience décrite n'est toutefois pas assez détaillée pour permettre d'en profiter pleinement.

Postoev présente aussi une méthode dite de déchargement partiel pour identifier des sites susceptibles d'instabilité ou le développement de zones de tension dans le talus. La méthode consiste à excaver le sol à l'intérieur d'un cylindre de 20 cm de diamètre et de 35 cm de profondeur, et lors de l'enlèvement du tubage, de mesurer les déplacements horizontaux ou concentriques de tiges métalliques plantées en surface à des distances de 20 et 40 cm du trou. Il s'agit vraiment de l'inverse d'un essai de chargement. Toutefois, la faible réduction de contraintes ainsi créée et les mesures très superficielles de cet essai laissent douter de sa représentativité. Il faut de plus que la précision des mesures de déplacement soit très grande pour être significative. A nouveau, il faut mentionner au profit de l'auteur, que les problèmes d'ordre linguistique combinés avec l'absence de figures dans le manuscrit fournis au rapporteur, en ont peut-être brouillé la bonne compréhension.

Conclusions

Suite à la revue exhaustive des communications présentées dans le cadre de cette session, les trois remarques générales suivantes sont mises en perspective :

1. Les essais de chargement *in situ* sont très diversifiés dans les objectifs poursuivis, dans les moyens mis en œuvre

pour leur réalisation et dans les conditions géologiques qui en gouvernent l'issue. Ils peuvent donc très difficilement être comparés entre eux et être normalisés dans leur catégorie respective. Toutefois, certaines règles communes s'appliquent à la plupart des essais et touchent particulièrement l'application des charges et leur détermination, la mesure et la précision des déformations, l'importance de l'auscultation du sol ou de la roche sous le niveau d'essai ;

2. L'interprétation des observations et l'extrapolation des résultats doivent être faites en établissant un lien étroit entre les conditions géologiques qui ont gouverné le comportement du terrain durant le ou les essais et celles prévalant au site de l'ouvrage définitif, en considérant avec soin l'étendue et la profondeur des zones d'influence respectives ;

3. En géotechnique, il y a tellement à apprendre des ruptures et du comportement des ouvrages, qu'il faut saisir toutes les occasions de les observer et de les analyser. L'observation du comportement d'un ouvrage durant et après sa construction permettra d'étalonner l'instrument de mesure que constitue l'essai *in situ* et la méthode d'interprétation qui s'y rattache. De plus, pour que ces renseignements puissent servir à la communauté en général, il ne faudra pas hésiter à les publier.

Il est évidemment impossible d'inclure dans un rapport de ce genre toutes les idées émises par les auteurs des 27 communications présentées sous ce thème. Le rapporteur a tenté d'extraire la quintessence de chacune pour la soumettre à l'attention du lecteur en regard des sous-thèmes discutés. Il est probable que certains points particuliers jugés importants par un auteur aient pu être complètement ignorés par le rapporteur ou faussement interprétés. Cependant, le rapporteur général a tenté de se référer suffisamment aux communications pour inciter le lecteur du présent rapport à consulter les textes spécifiques afin d'y rechercher les détails sur des sujets d'intérêt particulier.

Le rapporteur général souhaite que ce rapport contribue à provoquer des échanges de vues qui permettront de mettre en valeur les bénéfices et avantages des essais réalisés *in situ* à la surface des sols et des roches pour déterminer leur déformabilité ou leur résistance.

Remerciements

Votre rapporteur général tient à exprimer toute sa reconnaissance à des collègues, Messieurs A.D. McConnell, C. Lafrance et D.A. Rattue de Rousseau, Sauvé, Warren Inc., Messieurs P. Larochelle et S. Leroueil de l'Université Laval à Québec, M. Guy Lefebvre de l'Université de Sherbrooke, M.L. Samson de Terratech Ltée, Messieurs H. Keira et Z. Aziz de Tecsult International et M.J. Levay de la Société

d'Energie de la Bie James, pour l'aide précieuse apportée dans l'évaluation des communications présentées sous le thème 4. Il est toutefois possible que les opinions émises dans ce rapport ne reflètent pas toujours leurs propres idées ou commentaires. Des remerciements particuliers sont adressés à la direction de Rousseau, Sauvé, Warren Inc. pour le support apporté durant la préparation de ce rapport et pour sa généreuse contribution qui a permis la participation de votre rapporteur à ce symposium.

Enfin, le rapporteur désire remercier tous les auteurs des communications présentées sous le thème 4 ; cette discussion n'aurait pas été possible sans leur active contribution.

Références

- ARNOLD M. (1980): Prediction of Footing Settlements on Sand. Ground Engineering, March 1980, Vol. 13, No. 2, pp. 40-49.
- ASTM (1972): Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil Static Load on Spread Footings. D 1194-72, reapproved 1977, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- BENSON R.P., MURPHY D.K., and McCREATH D.R. (1970) : Modulus Testing of Rock at the Churchill Falls Underground Powerhouse, Labrador. ASTM STP 477, pp. 89-116.
- BOWLES J.E. (1968): Foundation Analysis and Design. McGraw Hill, New York, p. 87.
- BURLAND J.B. and LORD J.A. (1969) : The Load Deformation Behaviour of Middle Chalk at Munford. Proc. Conf. on *In Situ* Investigations in Soils and Rocks (London), pp. 1-13.
- BURMISTER D.M. (1962): Prototype Load Bearing Tests for Foundations of Structures and Pavements. ASTM SPT 322, pp. 98-119.
- EGOROV K.E. (1965): Calculation of Bed for Foundation with Ring Footing. Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal, Vol. II, pp. 41-45.
- SANGLERAT G. (1972): The Penetrometer and Soil Exploration. Elsevier Scientific Publication, Comp., Amsterdam, p. 488.
- SCHULTZE E. and MENSENBACH H. (1961): Standard Penetration Test and Compressibility of Soils. Proc. 5th Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, Vol. I, pp. 527-532.
- STAGG K.C. and ZIENKIEWICZ O.C. (1968): Rock Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons.
- TERZAGHI K. (1955): Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction. Geotechnique, London, Vol. 5, No. 14, pp. 297-326.
- TOMLINSON K. (1980): Foundation Design and Construction. Pitman Advanced Publishing Program, London, 4th Edition, p. 793.
- ZIENKIEWICZ O.C. and STAGG K.G. (1967) : Cable Method of *In Situ* Rock Testing. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 4, pp. 273-300.

General report topic 5 / Rapport général thème 5

ESSAIS DE CHARGEMENT, DE DECHARGEMENT ET DE CISAILLEMENT EN FORAGE OU EN PLACE A L'AIDE D'APPAREILS SPECIFIQUES TELS QUE LE PRESSIOMETRE, PENETROMETRE, SCISSOMETRE, etc.

LOADING, UNLOADING AND SHEARING TESTS CARRIED OUT IN BOREHOLES AND IN-SITU, BY PENETROMETER, PRESSIOMETER, SCISSOMETER

FRANK R.A.*

Introduction

Il est évident que les essais *in situ* occupent une place grandissante dans la reconnaissance et la détermination des propriétés mécaniques des sols et des roches.

Ceci est tout autant dû à la difficulté voire l'impossibilité de prélever des échantillons dits "intacts" et représentatifs d'un massif pour effectuer des essais de laboratoire qu'à la rapidité de l'obtention des résultats lorsque l'on pratique des essais en place (points mentionnés dans bon nombre de contributions à ce symposium).

On doit, de nos jours, reconnaître et tester des sols dans des conditions de site de plus en plus difficiles (par exemple, en mer, sous plusieurs centaines de mètres d'eau) et fournir les résultats ou prendre des décisions souvent très rapidement. Seuls les essais en place peuvent répondre à ce double impératif.

Pour ce faire, les appareillages d'essais ont profité et doivent continuer à profiter du formidable développement technologique de ces dernières décennies (utilisation des matières plastiques, de l'électronique, des mini-ordinateurs, etc.). Il faut non seulement savoir mesurer et enregistrer, il faut de plus en plus aussi pouvoir mettre en place, piloter et conduire les essais d'une manière automatique, et enfin pouvoir interpréter les résultats en temps réel sur le site même.

Les essais en place permettent de tester le comportement d'une masse de sol représentative dans des conditions avantageuses de rapidité et de coût, Mais ils ne présentent, évidemment, pas que des avantages. Leur interprétation théorique est souvent difficile, déjà parce que l'on ne contrôle pas les conditions de contrainte ou de déformation dans la masse de sol.

Deux voies sont habituellement empruntées pour utiliser quantitativement les résultats obtenus :

- l'interprétation directe : la (ou les) caractéristique(s) de l'essai servent à déterminer directement les paramètres de dimensionnement cherchés par des relations ou des abaques d'origine essentiellement empirique (voir par exemple, les règles de détermination de la capacité portante des fondations profondes à partir de la pression limite p_1 du pressiomètre, de Ménard 1963 et 1965 réajustées par Bustamante et Ghaneselli, 1981),
- l'interprétation en terme de paramètres élémentaires : on cherche à partir des résultats des essais en place à obtenir des paramètres de comportement élémentaires tels la cohésion, l'angle de frottement, etc. Les bases de telles

interprétations peuvent être soit empiriques (utilisation de corrélations avec les résultats de laboratoire ou entre essais *in situ*) soit théoriques (voir par exemple la détermination de l'angle de frottement effectif ϕ' à partir de la résistance de cône q_c du pénétromètre statique).

Les essais en place ont donné lieu ces dernières années à de nombreux travaux concernant tant le développement des appareils que l'amélioration des méthodes d'interprétation et plusieurs symposiums ou sessions de congrès leur ont été consacrés.

Citons parmi les plus récents :

- ASCE convention (1981). Session 35 on Cone Penetration Testing and Experience. St-Louis, Missouri.
- Symposium IFP-LPC sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris (1982).
- Second European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II), Amsterdam (1982).

En ce qui concerne la présente session, ayant essentiellement pour thème les essais mécaniques réalisés en profondeur dans les sols, 44 communications sont présentées :

- 18 sont consacrées, en tout ou partie, à l'essai pressiométrique
- 20 à l'essai de pénétration statique (CPT)
- 8 à l'essai de scissomètre
- 6 à l'essai de pénétration dynamique
- 4 à l'essai de plaque en profondeur (plaque ordinaire, plaque hélicoïdale et tarière, plaque autoforeuse)
- 2 à l'essai au dilatomètre plat
- enfin

4 communications sont en partie consacrées à l'essai de pénétration standard (S.P.T.) et 1 à l'essai de pénétration par charges (WST).

1. L'Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique normal fut inventé et développé par Ménard et utilisé en France dès 1957. Depuis il a gagné bien d'autres pays et a donné lieu à de nombreux travaux (voir Baguelin, Jézéquel et Shields, 1978).

Le pressiomètre normal est mis en place dans un forage préalable, ou introduit directement avec refoulement du sol, à l'intérieur d'un tube fendu en général (Modes opératoires du LCPC, 1971).

Pour pallier les inconvénients dus à la procédure de mise en place qui remanie le sol et influence les résultats de l'essai,

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

des pressiomètres capables de forer eux-mêmes leur propre trou furent mis au point en France (Jézéquel, 1968, Baguelin, Jézéquel, Lemée et Le Méhauté, 1972) et en Angleterre (Wroth et Hughes, 1973). Il s'agit des pressiomètres autoforeurs.

Ceux-ci sont, de par leur conception même, limités aux sols fins (éléments inférieurs à 5 mm). Cependant, un appareil de conception nouvelle a été récemment développé et est en cours de mise au point finale. L'autoforage se fait par injection d'air et permet l'évacuation d'éléments jusqu'à 50 mm de diamètre à l'intérieur d'un tube central lisse (voir Jézéquel, 1982).

Les communications à ce symposium concernant tant le pressiomètre normal que le pressiomètre autoforeur. Nous distinguerons schématiquement les aspects technologiques et techniques et les aspects d'interprétation.

1.1. Aspects technologiques et techniques

Les développements technologiques récents de la pressiométrie ont principalement eu lieu dans le domaine de la reconnaissance en mer, comme en témoignent les deux communications à ce symposium de Le Tirant, Fay et Brucy et de Amar, Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté.

Le Tirant, Fay et Brucy décrivent le pressiomètre autoforeur marin (PAM) conçu pour travailler jusqu'à 1 000 m d'eau. Un bâti de 15 tonnes environ est posé au fond de la mer mettant en œuvre une sonde pressiométrique autoforeuse de 6 m de long y compris le module de fonçage qui consiste soit en une masse-tige pour des efforts jusqu'à 11 kN, soit en un vérin-packer pour une avance séquentielle permettant d'atteindre 30-35 kN. Un ombilical électrique et un câble porteur sont les seules liaisons avec le navire. L'ombilical électrique reliant l'électronique de fond et l'électronique de surface (calculateur en temps réel, notamment) permet la commande automatique de l'appareil et l'acquisition des données (paramètres d'avancement et paramètres d'expansion de la sonde). Cet appareil a récemment été mis en œuvre avec succès sous près de 300 mètres d'eau. Les courbes pressiométriques obtenues sont interprétées de la même manière que pour le pressiomètre autoforeur 1976 (PAF 76) et permettent notamment l'identification des sols (voir Jézéquel, 1982).

Le pressio-pénétromètre présenté par *Amar, Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté* est également mis en place à partir d'un bâti immergé, mais il est vériné ou vibro-battu. De conception plus légère, il peut être mis en œuvre sous 100 mètres d'eau. Il permet des essais de pénétration statique, dynamique et des essais pressiométriques. Il est également muni d'un piézomètre. Le déroulement des mesures, l'acquisition des données et leur traitement sont, ici aussi, assurés d'une manière automatique.

Bien évidemment, d'autres appareillages de pressiométrie à la mer existent et ont été présentés, pour certains, au symposium de Paris mentionné plus haut. En ce qui concerne la mise en œuvre à partir d'un bâti posé au fond, citons un équipement pour des profondeurs d'eau faibles et moyennes (jusqu'à 40 mètres) constitué notamment d'une plate-forme hydraulique quadripode et d'une sonde pressiométrique autoforeuse PAF-76 (Bisson, Bognol et Bourges, 1982). Une deuxième possibilité de mise en œuvre à la mer est de descendre le pressiomètre à l'aide d'un câble à l'intérieur d'un train de tiges de forage (méthode "wire-line"). L'expansomètre à câble (Légier, 1982) et le "push-in" pressiomètre (Reid, St. John, Fyffe et Rigden, 1982) sont mis en œuvre par cette méthode. Dans les deux cas la sonde pressiométrique, munie d'une tresse coupante à son extrémité, est enfoncée dans le sol après

avoir été bloquée automatiquement au fond du train de tige de forage. Des essais pressiométriques sous 200 à 300 mètres d'eau ont ainsi été réalisés.

En ce qui concerne des essais à terre, deux appareils nouveaux sont présentés à ce symposium :

— un pressiomètre pour revêtements de chaussée (*Shields et Briaud*). Il s'agit d'un pressiomètre monocellulaire de 230 mm de longueur active et de 32,4 mm de diamètre, mis en œuvre dans un forage préalable (V_0 : volume initial = 190 cm³). Un essai est effectué, en principe, tous les 30 cm, dans les couches de fondation et de sous-fondation du revêtement ainsi que dans la plate-forme jusqu'à 1,5 m de profondeur. L'essai est à déformation contrôlée et on mesure principalement un module de recompression après un premier cycle de charge-décharge. L'essai est ensuite poursuivi jusqu'à une déformation volumétrique $\Delta V/V_0$ de 50 % environ ($\Delta V = 90$ cm³). Une méthode de dimensionnement pour pistes d'aéroport a été proposée pour le Canada, à partir de corrélations avec des essais de plaque McLeod.

— un pressiomètre à très haute pression (jusqu'à 100 MPa) pour les études minières (*Arcamone, Poirot et Schwartzmann*). Il s'agit d'une sonde monocellulaire de longueur active 55 cm et de diamètre 6,2 cm, gonflée par une pompe reliée à un manomètre et à un volumètre pour mesurer le volume injecté. Cet appareillage est facile de mise en œuvre et a permis d'obtenir des modules de déformation de charbon réalistes (atteignant jusqu'à 2 000 MPa). Les auteurs décrivent également une cellule de mesure de surcarottage à trois paires de capteurs utilisée comme pressiomètre pour mesurer le module de déformation dans le forage de surcarottage lui-même. La méthode a été utilisée dans des sites de craie, de gypse, de calcaire et de sel.

Avant de clore ce paragraphe sur les possibilités techniques et les performances de la pressiométrie, mentionnons la contribution d'*El Ghorfi, Magnin, Karpoff et Lakshmanan*, qui rapportent des essais dans des marnes miocènes jusqu'à 184 m de profondeur, grâce au pressiomètre Ménard type G, à l'occasion d'un chantier pour une usine hydro-électrique souterraine au Maroc. Il s'agissait d'obtenir des modules de déformation, des cohésions et angles de frottement pour des problèmes de soutènement provisoire et de revêtement définitif. Une vingtaine d'essais ont été réalisés, comprenant 4 cycles de charge-décharge, et menés parfois jusqu'à une pression de 6 MPa.

1.2. Aspects d'interprétation

1.2.1. Caractéristiques mécaniques

Un essai pressiométrique permet d'obtenir toute une courbe de déformation, à savoir la courbe d'expansion : pression appliquée (p) — déformation volumique de la sonde $\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right)$, et ceci jusqu'à de grandes déformations.

On en tire essentiellement des modules de déformation et une pression limite ainsi qu'une estimation, plus ou moins fine selon les procédures d'essais, de la pression horizontale du sol au repos p_0 qui est la pression de référence pour l'interprétation de l'essai.

Dans l'essai pressiométrique normal (Ménard) on détermine un module E dans la plage linéaire située entre p_0 et p_f (pression "de fluage"), la pression limite étant, elle, conventionnellement la pression (corrigée) obtenue pour une déformation volumétrique $\frac{\Delta V}{V_0} = 100$ % (voir Baguelin, Jézéquel et Shields, 1978).

Pour l'essai pressiométrique "autoforeur" il n'existe, en principe, pas de partie linéaire sur la courbe de première expansion. On peut déterminer, par exemple, des modules sécants à 0 %, 2 % ou 5 % de déformation volumique (voir Jézéquel, 1982) ou sur un cycle de décharge-recharge incorporé dans l'essai (voir Wroth, 1982). Les essais avec pressiomètre autoforeur sont, en général, conduits jusqu'à une déformation $\Delta V/V_0$ de l'ordre de 20 %.

Si on se réfère à la théorie élastique isotrope en déformation plane cylindrique pour interpréter la phase initiale (avant que le sol, au contact de la sonde, ait atteint la rupture), l'essai pressiométrique apparaît comme un essai de

cisaillement simple et les pentes de $\left(p, \frac{\Delta V}{V_0}\right)$ sont des

modules de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ (le module pressiométrique normal E est conventionnellement calculé en prenant $\nu = 0,33$).

Ménard, dès 1957, chercha à déduire des caractéristiques de rupture (c, ϕ) à partir de l'essai pressiométrique et proposait de déterminer l'enveloppe des cercles de Mohr (courbe intrinsèque) à partir des sous-tangentes à la courbe d'expansion (voir aussi Cassan, 1960). Gibson et Anderson (1961) démontraient qu'en utilisant la variable $\Delta V/V_0$ (V volume déformé de la cavité) on pouvait obtenir la cohésion apparente c_u (cohésion non drainée) d'une argile ou l'angle de frottement effectif ϕ' d'un sable, en traçant respectivement les diagrammes $\left(p, \ln \frac{\Delta V}{V_0}\right)$ ou $\left(\ln p', \ln \frac{\Delta V}{V_0}\right)$.

Ces théories initiales de l'essai pressiométrique étaient basées sur un comportement élastique, parfaitement plastique, sans variation de volume. En 1972, Baguelin, Jézéquel, Lemée et Le Méhaut, Ladanyi et Palmer indépendamment, montraient que la sous-tangente à la courbe d'expansion représentait la contrainte de cisaillement mobilisée pour la déformation correspondante, sans aucune restriction sur la loi de cisaillement du sol. On supposait simplement que la déformation avait lieu à volume constant. Cette méthode dite de la "sous-tangente" donne donc la courbe de cisaillement du sol pour des conditions non drainées, c'est-à-dire pour un essai d'expansion relativement rapide dans des sols fins. Le pic ou la valeur maximale de cette courbe est interprété comme étant la cohésion non drainée c_u .

Pour les sables, l'hypothèse de non variation de volume ne peut plus être retenue. Il est nécessaire de remplacer cette condition par une donnée supplémentaire. Hughes, Wroth et Windle (1977) se servent de l'angle de frottement à volume constant ϕ'_{cv} , et leur méthode permet de déterminer ϕ' et ν , l'angle de dilatance, notamment grâce à l'équation de contrainte-dilatance de Rowe (1962).

La méthode de Baguelin et Jézéquel (1978) peut fournir, elle, dans certains domaines, la déformation volumétrique du sol en fonction de la déformation tangentielle, en comparant le chemin de contrainte apparent (obtenu par la méthode de la sous-tangente) au chemin de contrainte réel, ce qui nécessite la connaissance de c' et ϕ' , ou de ϕ'_{cv} .

Ces méthodes d'interprétation "fines" de la courbe d'expansion pressiométrique en terme de caractéristiques élémentaires de rupture doivent être réservées aux pressiomètres autoforeurs. Pour le pressiomètre normal les incertitudes sur la pression initiale et sur la première partie de la courbe d'expansion, dues au remaniement plus ou moins important du sol par la méthode de mise en œuvre, rendent en effet les résultats très aléatoires. Ménard, lui-même, avait

renoncé à déterminer une courbe intrinsèque à partir de l'essai pressiométrique et c'est sans doute une des raisons qui le poussa à s'orienter vers des règles empiriques de dimensionnement des fondations directement à partir des résultats pressiométriques (voir la contribution de Van Wambeke).

Cependant pour d'autres problèmes (soutènements notamment), Ménard proposa des estimations de la cohésion apparente c_u ou de l'angle de frottement ϕ' , mais à partir de la pression limite p_q .

En ce qui concerne la cohésion apparente c_u déterminée à partir de la pression limite p_q on s'accorde pour se servir de la solution théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique — parfaitement plastique incompressible (Bishop, Hill et Mott, 1945) qui conduit à :

$$\frac{p_q - p_0}{c_u} = 1 + \ln \frac{G}{c_u}$$

En théorie ce rapport varie, en effet, relativement peu pour les valeurs usuelles de G/c_u . En fait les comparaisons expérimentales entre le pressiomètre et le scissomètre ou les essais de laboratoire sont souvent très dispersées et ce, pour de nombreuses raisons (voir Amar et Jézéquel, 1972, et Cassan, 1978).

Powell, Marsland et Alkhafagi comparent les modules G et les cohésions apparentes c_u obtenues dans une argile à blocs glaciaire, par le pressiomètre normal d'une part, et des essais de plaque de 86,5 cm de diamètre en profondeur d'autre part. Les cohésions au pressiomètre obtenues par la méthode de la sous-tangente sont 2 à 3 fois supérieures à celles de l'essai de plaque. Les valeurs obtenues par $c_u = \frac{p_q - p_0}{6,18}$ (Marsland et Randolph, 1977)

sont en meilleur accord, bien que toujours supérieures. En ce qui concerne les modules de cisaillement G du pressiomètre normal, ils sont, par contre, 2 à 5 fois plus petits que ceux obtenus par l'essai de plaque. Les auteurs remarquent que plus G approche les valeurs données par l'essai de plaque, plus les deux méthodes de prévision de c_u convergent. Tous ces éléments montrent clairement l'influence du remaniement autour de la sonde et vont dans le même sens que les résultats théoriques obtenus par Baguelin, Frank et Jézéquel (1975). Powell, Marsland et Alkhafagi donnent également des résultats fort intéressants concernant l'influence de la pression initiale p_0 ou des durées de palier de pression.

Morris rapporte des essais monotones et cycliques, réalisés avec un pressiomètre autoforeur dans des argiles sensibles à très sensibles normalement consolidées. La cohésion apparente est calculée à partir de la pression limite et les résultats sont en bon accord avec les résultats d'essais triaxiaux consolidés — non drainés, montrant une croissance linéaire avec la pression effective verticale correspondant à un angle de frottement effectif $\phi' = 32^\circ$ et un coefficient de pression interstitielle $A = 1$. Les essais cycliques, qui consistent en une dizaine de cycles, visent à apprécier le potentiel de liquéfaction de ces argiles sensibles et sont cohérents avec les résultats d'essais de laboratoire. L'auteur indique, à juste titre, que l'interprétation de tels essais — très prometteurs — nécessite encore du travail de recherche.

Kustov et Ruppeneit interprètent des essais pressiométriques dans des sables (c' et ϕ') en se servant pour la phase plastique du critère de Coulomb-Mohr ou du critère de Mises-Botkin, avec la loi d'écoulement associée (angle de dilatance égal à l'angle de frottement effectif) ou les équations de comportement de Hencky (proportionnalité entre

la déformation plastique totale et la contrainte déviatorique). Les meilleurs résultats sont obtenus avec le critère de Mohr-Coulomb et la loi associée. Les équations de Hencky fournissent des valeurs de ϕ' trop élevées, voire irréalistes. Ces équations sont d'ailleurs présentées comme contestables par les auteurs (voir aussi Hill, 1950). Le critère de Mises-Botkin avec la loi associée donne des valeurs trop faibles. Une méthode qui évite la dérivation de la courbe d'expansion (méthode de la sous-tangente) est notamment présentée. Enfin remarquons que le pressiomètre est descendu dans un tubage avec trousse coupante, mis en place par vibration. Le pressiomètre est alors gonflé à la pression naturelle du sol et le tubage est remonté.

L'utilisation du pressiomètre autoforeur dans des argiles molles à raides fait l'objet de la contribution de *Ghionna, Jamiolkowski, Lacasse, Ladd, Lancellotta et Lunne*. Les résultats présentés, concernant essentiellement 3 sites en Italie, sont représentatifs, selon les auteurs, de leur expérience de 7 années acquise aux Etats-Unis et en Europe avec divers pressiomètres autoforeurs. Le "Camkometer" de l'Université de Cambridge, d'élanement $l/d = 6$ dont la particularité est de mesurer le déplacement radial dans 3 directions à 120° par trois palpeurs à jauges de déformation, est utilisé. Les différences parfois importantes entre les pressions p_0 obtenues par les trois mesures sont principalement attribuées à des défauts mécaniques du système de palpeurs. La déformation moyenne conduit cependant à de bonnes estimations dans les argiles molles. Pour les argiles raides les valeurs trouvées sont trop fortes. En ce qui concerne les cohésions non drainées c_u obtenues par diverses méthodes d'interprétation de la courbe d'expansion, elles sont, en général, largement supérieures à celles données par d'autres essais de sol. Il en est de même pour les modules E_u comparés aux résultats d'essais de laboratoire. Les pressions interstitielles mesurées après stabilisation ne sont pas en bon accord avec des mesures au piézocône. Ceci est dû, selon les auteurs, à des problèmes liés à l'équipement. Ils proposent, en conclusion, une amélioration de l'équipement de base et de l'électronique avant de pousser plus avant les méthodes d'interprétation.

1.2.2. Influence de l'élanement

Toutes les interprétations de l'essai pressiométrique font l'hypothèse de condition de déformation plane (cavité cylindrique de longueur infinie). De nombreuses études théoriques et expérimentales ont ainsi été menées pour déterminer l'élanement : longueur l /diamètre d , optimum afin d'assurer au mieux cette condition ainsi que pour déterminer le rôle des cellules de garde du pressiomètre normal tricellulaire Ménard (voir Baguelin, Jézéquel et Shields, 1978).

Suyama, Ohya, Imai, Matsubara et Nakayama comparent la déformation d'un pressiomètre monocellulaire LLT (Lateral Load Tester) d'élanement $l/d = 10$ et celle d'un pressiomètre normal tricellulaire d'élanement total $l/d = 8,3$. Les pressiomètres, à l'échelle 1/3, de diamètre $d = 20$ mm sont placés dans une cuve de 40 cm de large, de 16 cm d'épaisseur et 40 cm de profondeur et contenant du sable à silice et des billes de plomb. Les déplacements sont observés avec précision aux rayons X grâce aux billes de plomb. Dans les deux cas le diamètre moyen calculé par le volume d'eau injecté est en très bon accord avec le diamètre mesuré aux rayons X. D'autre part la sonde monocellulaire et la cellule de mesure de la sonde tricellulaire présentent des profils d'expansion bien cylindriques. A la pression limite cependant, les deux cellules tendent à avoir un diamètre croissant vers le bas. Dans le sol les profils de déplacement sont raisonnablement cylindriques, avec une tendance à la

protubérance au niveau de la cellule de mesure du pressiomètre tricellulaire. Des résultats par éléments finis sont aussi présentés et les auteurs concluent à la grande fiabilité des caractéristiques de sol mesurées par ces deux pressiomètres dont les résultats sont peu différents.

Faugeras, Gourves, Meunier, Nagura, Matsubara et Sugawara consacrent également une partie de leur contribution à la comparaison entre les résultats obtenus avec un pressiomètre LLT monocellulaire et un pressiomètre tricellulaire sur 7 sites en France et au Japon (25 essais par site et par appareil). La comparaison des pressions initiales p_0 , des modules E , des pressions de fluage p_f et des pressions limites p_g ne montre pas de différence significative pour un essai par rapport à l'autre et les dispersions sont semblables (les pressions p_0 et les modules E semblant les plus dispersés). Les auteurs comparent également les modules obtenus avec le pressiomètre LLT en faisant varier la méthode de chargement (contrainte contrôlée, déformation contrôlée et vitesse de chargement), le diamètre de la sonde et la méthode de forage préalable. Le seul facteur qui ait une influence claire est la méthode de forage préalable. Le module minimal obtenu pour chaque sol peut être le quart ou la moitié du module maximal, confirmant la grande influence de la méthode de forage, en accord avec les études publiées auparavant sur ce sujet (voir notamment Jézéquel, Lemasson, Touzé, 1968).

Borsetto, Imperato, Nova et Peano utilisent la méthode des éléments finis avec un modèle de sol élasto-plastique avec écrouissage pour comparer l'influence de l'élanement l/d de pressiomètres autoforeurs sur les modules tangents initiaux et les cohésions dérivées en faisant l'hypothèse de déformation plane. Plus l'élanement est faible plus les courbes d'expansion sont raides (ce qui va dans le sens d'une expansion sphérique) et plus les cohésions recalculées par la méthode de la sous-tangente sont fortes (+ 20 % pour $l/d = 6$, + 35 % pour $l/d = 2$ environ par rapport à la solution pour $l/d = +\infty$). La comparaison avec des résultats expérimentaux montrent que l'on obtient, au mieux, une borne supérieure de la cohésion déterminée en laboratoire dans un essai en déformation plane. En ce qui concerne le module de cisaillement aux très petites déformations, les auteurs ne trouvent pratiquement pas de différences dès que $l/d > 4$ et les résultats sont en très bon accord avec les résultats de laboratoire. (On notera que les auteurs n'indiquent pas comment est modélisée la membrane, ce qui nous semble être un point important pour les simulations numériques de l'essai pressiométrique).

1.2.3. Mesure du coefficient de consolidation horizontal

Bien d'autres types d'essais sont réalisables avec le pressiomètre, en sus des essais d'expansion relativement rapides : essais cycliques (voir Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté, 1981, qui présentent des résultats pour plusieurs milliers de cycles au pressiomètre autoforeur), essais de longue durée ou drainés, essais dynamiques, etc. On a également pensé à déterminer en place un coefficient de consolidation radiale, en suivant l'évolution des pressions interstitielles en fonction du temps (voir Baguelin, 1973). Mais les interprétations théoriques restaient très simples. Récemment (1979), Randolph et Wroth publièrent la solution analytique de la consolidation radiale autour d'un pieu, en sol élastique et en déformation plane et considèrent, comme distribution initiale de surpression interstitielle, celle créée par une expansion cylindrique dans un milieu élastique — parfaitement plastique (c_u), dont la contrainte effective moyenne est supposée constante dans des conditions non drainées. Carter, Randolph et Wroth (1979) montrèrent que la solution élastique pour la phase de consolidation était suffisamment précise pour un sol

élasto-plastique. Cette solution fut appliquée par Clarke, Carter et Wroth (1979) à des essais pressiométriques auto-foueurs.

Mc Kinlay et Shwaik rapportent des essais de ce genre avec un pressiomètre mis dans un forage préalable. Les pressions interstitielles sont mesurées par un disque de céramique poreuse de 6 mm de diamètre fixée à travers la membrane gonflable du pressiomètre. Après un gonflement initial la déformation ou la pression est bloquée et la dissipation des surpressions interstitielles est suivie en fonction du temps. Les coefficients de consolidation sont calculés à l'aide de la solution de Randolph et Wroth (strictement applicable aux essais à déformation bloquée uniquement). Les résultats obtenus ne varient pas particulièrement suivant la vitesse de gonflement (déformation du rayon de 3,5 %, à une vitesse de 0,38 % par minute ou 0,76 % par minute) ou le type d'essai effectué (rayon bloqué ou pression bloquée). Pour l'argile à blocs testés les valeurs trouvées sont 5 à 10 fois supérieures à celles déterminées à l'oedomètre lors d'études antérieures, dans des sols analogues.

1.2.4. Dimensionnement des fondations

On a déjà évoqué le calcul de la capacité portante des pieux directement à partir de la pression limite donnée par le pressiomètre normal. Les résultats pressiométriques sont également utilisés pour calculer la force portante ou le tassement des fondations superficielles, ou le déplacement des pieux chargés latéralement. Bien que ce soit ce domaine d'application qui ait fait la réputation du pressiomètre normal, domaine d'application voulu par Ménard lui-même, il serait trop long d'exposer ici même les principes de base et le lecteur est invité à se reporter à Baguelin, Jézéquel et Shields (1978).

Briaud, Smith et Meyer proposent une nouvelle méthode de construction des courbes de réaction $p-y$ pour les pieux sous charge latérale. La pression de réaction frontale est assimilée à la pression obtenue au pressiomètre normal avec avant-trou pour le même déplacement relatif. Pour le frottement sur les côtés et sur la base on propose pour l'instant — en attendant des améliorations — d'utiliser la méthode de la sous-tangente pour déterminer la courbe de mobilisation. Des facteurs de forme, basés sur l'étude théorique de Baguelin, Frank et Saïd (1977), sont introduits et permettent de tenir compte de la géométrie (pieux circulaires ou carrés).

2. L'Essai de pénétration au cône (C.P.T.)

L'essai de pénétration au cône (ou "essai de pénétration statique" ou encore "essai de pénétration hollandais") est né, comme l'un de ses noms l'indique, en Hollande vers le début des années 1930 (Delft Laboratory, 1936, Barentsen, 1936).

Ces premiers pénétromètres étaient à transmission mécanique (l'effort est transmis en pointe par un train de tiges intérieures) et permettaient d'obtenir par pénétration discontinue la résistance de cône et la résistance totale (cône + frottement latéral sur les tiges de fonçage). Les appareils allaient subir une continue évolution en même temps que leur emploi gagnaient de nombreux pays. Notons ainsi l'introduction du manchon de frottement (Begemann, 1953) ou la mesure hydraulique directement en pointe (appareil à pénétration continue construit par Parez en 1953 ; voir le livre de Sanglerat (1972) pour un historique complet des essais de pénétration). Vers la fin des années 1960, apparurent les pénétromètres électriques (de Ruiter, 1971), qui sont les plus utilisés à l'heure actuelle et de-

viennent de plus en plus élaborés grâce aux développements de l'électronique et de l'informatique (voir, par exemple, l'appareil présenté par *Bruzzi*). Ces appareils, à cône fixe, mesurent continuellement la résistance de cône d'une manière électrique et peuvent comporter, pour la mesure locale du frottement, un manchon situé, généralement, juste au-dessus du cône.

Devant la multiplication des appareils et des procédures d'essais, des efforts de normalisation apparurent assez vite afin d'homogénéiser les résultats. Ils ont notamment abouti en 1977 à une norme recommandée (Sous-Comité Européen de Standardisation des essais par pénétration, 1977), qui est, dans l'ensemble, bien suivie si l'on en juge par les contributions à ce symposium. Mentionnons simplement ici que cette norme préconise un cône non débordant de 35,7 mm de diamètre à sa base (surface de 10 cm²) et d'angle au sommet 60°. La vitesse de pénétration conseillée est de 2 cm/s.

Un des aspects majeurs du développement de la pénétrométrie de nos jours est la mesure des surpressions interstitielles développées pendant le fonçage ainsi que la mesure de leur dissipation à l'arrêt de la pénétration. Cette tendance est très récente. Les premières recherches publiées datent de 1974-1975 (voir les comptes rendus de ESOPT I, Stockholm, 1974 et de l'ASCE Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, North Carolina, 1975). Elle confère une dimension nouvelle à l'essai de pénétration au cône. L'utilisation du "piézocône" (cône muni d'un capteur piézométrique) est de plus en plus fréquente et une proportion relativement importante des communications que nous examinons ci-dessous le concerne.

2.1. Aspects technologiques et techniques

La réalisation de l'essai CPT dans des couches profondes ou raides est limitée par la capacité de pénétration totale et l'effort maximal que peut supporter le peson dans le cône. Les pénétromètres "lourds", les plus courants permettent d'atteindre aux alentours de 200 kN d'effort de fonçage total et de mesurer 100 à 150 kN d'effort de cône. On peut reconnaître ainsi 30 à 80 mètres de sols meubles, suivant leur résistance (de Ruiter, 1982).

Pour les applications en mer, on retrouve les deux méthodes déjà évoquées à propos de l'essai pressiométrique : schématiquement, exécution de l'essai à partir d'un bâti posé au fond et relié à la surface par des connections souples ou descente du pénétromètre dans un train de tiges de forage depuis le bateau (méthode "wire-line"). Les bâtis de fond permettent d'atteindre plusieurs centaines de mètres d'eau. La pénétration est limitée notamment par le poids du bâti lesté. L'exécution de l'essai de pénétration en fond de forage permet d'accroître la profondeur de sol testée.

La reconnaissance sous-marine par essais de pénétration statique, commencée au début des années 1970, est maintenant une opération courante et divers équipements pleinement opérationnels répondant aux principes énoncés ci-dessus sont décrits dans les synthèses de de Ruiter, de van den Berg et de van den Zwaag et Sunderland à l'occasion du récent symposium ESOPT II (1982).

Au présent symposium *Bruzzi* présente un appareil pour la reconnaissance en mer sous 300 mètres d'eau ou plus. L'équipement, entièrement automatique, est essentiellement constitué d'un pénétromètre électrique avec piézomètre, d'un bâti de fond, d'un câble de liaison fond-surface et d'un mini-ordinateur de pilotage de contrôle des opérations et d'acquisition de données. La capacité de pénétration est de 100 à 200 kN. Trois pointes de forme normali-

sée, mais de conception différente, ont été construites, permettant de mesurer la résistance de cône, le frottement latéral, la pression interstitielle et l'inclinaison et pouvant résister à des pressions de 10 MPa.

A cause de l'eau qui peut entrer par les joints des pointes pénétrométriques, la pression interstitielle influence les résultats de l'essai qui devraient, en toute rigueur, être corrigés en fonction du rapport net des surfaces résultant de la conception de la pointe (voir, par exemple, Bruzzi et Cestari, 1982, et Campanella, Gillespie et Robertson, 1982). En pratique, cette correction peut avoir de l'importance dans le cas des sols présentant de grandes surpressions interstitielles pendant la pénétration (argiles normalement consolidées) et de faibles valeurs de résistance de cône.

La contribution de Bruzzi et Cestari est consacrée à ce problème de conception des pointes en liaison avec l'influence de la pression interstitielle sur la résistance de cône mesurée. 5 cônes électriques différents ont été conçus : deux cônes dits de "contrainte effective", deux cônes de "contrainte totale" (TS) et un piézocône avec l'élément poreux au-dessus de la base du cône. Les étalonnages en chambre hydrostatique sont satisfaisants, ne montrant un comportement particulier que pour le cône TS1, à vide annulaire scellé par un joint de silicone, pour lequel la résistance de cône mesurée ne représente que 50 % de la pression d'eau appliquée. Le profil moyen obtenu *in situ*, pour un site d'argile molle et de limon lacustre, pour chaque pointe, est corrigé grâce aux mesures de pression interstitielle et aux résultats de la chambre d'étalonnage, pour obtenir un profil de résistance de cône effective et un profil de résistance totale. Les résultats sont alors beaucoup moins dispersés pour un cône par rapport à l'autre.

2.2. Aspects d'interprétation

2.2.1. Utilisation de q_c et f_s

L'essai de pénétration au cône consiste à vérifier quasi-statiquement une pointe conique, éventuellement surmontée d'un manchon de frottement, et à déterminer la résistance de cône q_c et le frottement total sur les tubes de fonçage ou le frottement local unitaire sur le manchon f_s .

Le sol est constamment sollicité à la rupture et les paramètres mesurés sont des caractéristiques limites (de rupture). Contrairement à l'essai pressiométrique, l'essai de pénétration statique ne permet pas, dans sa version normale, d'obtenir une courbe effort-déformation ou de mesurer un paramètre de déformabilité de sol.

On peut cependant imaginer arrêter la pénétration à une cote donnée et réaliser un essai de chargement "véritablement statique" (au sens d'un essai statique de pieu ou de plaque) afin d'obtenir une courbe effort-déplacement (voir Faugeras, Fortuna et Goures plus bas).

Les résultats de l'essai courant peuvent tout d'abord être interprétés qualitativement dans le cadre d'une reconnaissance de sols d'un site donné (homogénéité, épaisseur, dureté et compressibilité des différentes couches). L'exemple d'une telle reconnaissance pour la construction d'un port en Belgique est donné par de Wolf, Carpentier, de Ruck et de Voghel. Des essais avec pénétromètre mécanique à cône simple, ainsi que des prélèvements d'échantillons sont effectués sous des hauteurs d'eau relativement faibles à partir d'une petite plateforme auto-élevatrice. La campagne comprend une reconnaissance générale du site prévu — composé de sables de différentes compacités et d'argiles molles à raides —, une reconnaissance systématique aux emplacements définitifs des jetées ainsi qu'une reconnais-

sance détaillée en des endroits critiques. Les essais CPT y sont aussi utilisés pour contrôler la qualité et le compactage de matériaux de substitution, décidée à certains emplacements.

A part les interprétations qualitatives, les essais de pénétration statique servent également à identifier les sols, à déterminer la capacité portante des fondations profondes et sont parfois aussi utilisés pour estimer des caractéristiques élémentaires de comportement.

L'identification des sols se fait en étudiant le rapport f_s/q_c , pourcentage de frottement (ou q_c/f_s , indice de frottement). Les valeurs élevées de l'ordre de 5 à 10 %, correspondent aux sols argileux à tourbeux, et les valeurs faibles (1 à 2 %) aux sables grossiers à fins (Begemann, 1965, Sanglerat, 1972).

L'essai de pénétration statique peut être considéré, en fait, comme la mise en place d'un mini-pieu et il est naturel que son utilité première ait été perçue pour le dimensionnement des fondations profondes dès son apparition. De nombreux travaux ont été faits en ce sens, à l'origine en Hollande (Delft Laboratory, 1936) et en Belgique, puis dans bien d'autres pays (voir, par exemple, De Beer, 1945, et Kérisel, 1961). C'est là un domaine d'utilisation privilégié du pénétromètre, et plusieurs contributions à ESOPT II (1982) lui sont consacrées, notamment celle de Bustamante et Ganeselli, qui proposent des corrélations directes entre la résistance de cône et les efforts résistants unitaires des fondations profondes basées sur l'interprétation de nombreux essais statiques de pieux en vraie grandeur.

Amar, Nazaret et Waschkowski relèvent que les méthodes de calcul des fondations profondes étant toutes "calées" expérimentalement sur les résultats obtenus avec un pénétromètre donné, la normalisation ou l'étalonnage du pénétromètre statique utilisé s'impose. Cette contribution donne, par ailleurs, des corrélations entre la résistance de cône q_c et les résultats pressiométriques (E et p_1). On souligne également la spécificité du pénétromètre statique qui, grâce aux équipements élaborés dont il bénéficie de nos jours, est bien adapté aux reconnaissances détaillées et quantitatives des sols.

Détermination de la cohésion apparente

En ce qui concerne les caractéristiques élémentaires des sols, la cohésion apparente c_u des sols fins est généralement reliée à la résistance de cône par :

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_K}$$

où σ_{vo} est la contrainte verticale totale et N_K le facteur de cône.

Plusieurs formules issues de travaux théoriques sont disponibles pour évaluer le facteur N_K (voir Jamiolkowski, Lancellotta, Tordella et Battaglio, 1982). Ainsi, la théorie rigide-plastique (par exemple, Meyerhof, 1961), la théorie d'expansion de cavités (Vesic, 1977) ou la théorie de la pénétration en état permanent ("Steady State") qui combine une solution rigide-plastique et la solution de l'expansion d'une cavité cylindrique (Baligh, Vivatrat et Ladd, 1978).

On se rend compte que le mécanisme de poinçonnement d'un pénétromètre ou d'une fondation profonde est un problème très complexe, et l'interprétation théorique de l'essai de pénétration statique est encore plus compliquée que pour le pressiomètre.

Que l'on se base sur l'expansion d'une cavité sphérique ou cylindrique, le facteur N_K devrait relativement peu varier.

Dans la réalité ce n'est pas le cas, et comme pour le pressiomètre on peut trouver des valeurs fort dispersées. Un certain nombre de raisons sont données par Schmertmann (1975).

Cependant, on peut retenir, en première approximation, une valeur pour N_K de 10 à 15 pour les argiles normalement consolidées et de 15 à 20 pour les argiles surconsolidées, la cohésion apparente c_u étant généralement déterminée au scissomètre de chantier (de Ruiter, 1982).

Barakat, Courtecuisse, Mabit, Dupas et Sebag interprètent des essais au pénétromètre électrique avec manchon de frottement dans des argiles très plastiques normalement consolidées, réalisés à l'occasion de travaux portuaires en Egypte. Les résistances de cône varient linéairement avec la profondeur et les cohésions apparentes obtenues avec un facteur $N_K = 10$ sont en bon accord avec les résultats d'essais non drainés de laboratoire consolidés isotropiquement ou anisotropiquement. Le pourcentage de frottement est faible, de l'ordre de 2 % (le frottement latéral unitaire ne représente que 30 % de la cohésion apparente). Par contre, après arrêt de 6 heures ou de 15 heures, on note un accroissement du frottement de 100 % et 350 % respectivement.

Vakili, Bhattacharyya et McKie utilisent un pénétromètre électrique avec manchon de frottement pour étudier la stabilité de remblais constitués de sols excavés, essentiellement argileux, placés sur de l'argile molle. Ces remblais, réalisés pour exploiter une mine de lignite, peuvent atteindre 30 à 40 mètres de haut et sont parfois instables. Les cohésions apparentes des sols concernés sont déterminées à partir du frottement local unitaire (voir Gorman, Drnevich et Hopkins, 1975). Elles sont, en moyenne, en très bon accord avec l'analyse des cas de rupture et avec les résultats d'essais de pénétration standard (S.P.T.). Les cohésions mesurées en laboratoire sont notablement inférieures et prévoieraient des ruptures pour des hauteurs de remblais bien plus faibles. Les essais pénétrométriques sont également utilisés pour déterminer la nature des sols, ainsi que proposé par Begemann (1965). Enfin, ils permettent la localisation de la surface de rupture et un modèle de calcul de stabilité des remblais est proposé.

Après une analyse dimensionnelle du rapport N_K de la résistance de cône à la résistance au cisaillement du scissomètre dans les sols minéraux cohérents, *Mtynarek et Sanglerat* examinent les résultats obtenus sur des sites d'argiles pliocènes ou varvées, surconsolidées. Pour chaque sol testé avec des appareils fixés, ce rapport croît avec le rapport des vitesses de chargement pour une profondeur donnée. En ce qui concerne l'influence de la profondeur pour une vitesse fixée, des régressions exponentielles ou polynomiales par les moindres carrés, sont effectuées. La précision est meilleure pour les essais pénétrométriques que pour les essais scissométriques. Pour les argiles étudiées, les valeurs de N_K sont de l'ordre de 20-24, en accord avec Schmertmann (1978) et de Ruiter (1982).

Les valeurs de N_K obtenues par *Cancelli* concernent 12 sites de dépôts fins récents lacustres et alluviaux de l'Italie du Nord (bassin du Pô). Un pénétromètre mécanique avec manchon de frottement est utilisé. Selon la classification de Searle (1979), en fonction de q_c et de f_s/q_c , les essais CPT indiquent un frottement local relativement faible, surtout pour les sols surconsolidés. L'influence sur N_K de l'origine du dépôt (alluvial ou lacustre), de sa plasticité et de la surconsolidation est étudiée. La grande dispersion des résultats (N_K de 15 à 60) est attribuée à la variabilité naturelle de ces dépôts continentaux. Egalement, les valeurs de la cohésion non drainée c_u sont obtenues à partir d'essais scissométriques, d'essais de laboratoire de compression

simple ou triaxiaux UU, suivant le site. Cependant des tendances générales sont dégagées : ainsi il ne semble pas que l'origine du dépôt ait une influence ; N_K augmente de 25-30 pour les sols très plastiques, à plus de 40 pour les sols peu plastiques ; enfin N_K passe d'environ 25 pour les sols normalement consolidés à 30-35 pour les sols surconsolidés.

Détermination de l'angle de frottement effectif

Diverses approches théoriques ou purement empiriques sont également utilisées pour déterminer l'angle de frottement effectif ϕ' des sols pulvérulents à partir de la résistance de cône q_c . Les principales méthodes disponibles à l'heure actuelle, ainsi que les différents facteurs qui peuvent influencer ce genre de corrélations, peuvent être trouvées dans la contribution de *Bellotti, Ghionna, Jamiolkowski, Manassero et Pasqualini* dont l'objet est de comparer différentes méthodes de détermination de ϕ' à partir de q_c . Des essais de pénétration dans une chambre d'étalement sont réalisés ainsi que des essais de compression triaxiale, et concernent un sable moyen uniforme dans des densités moyenne à très forte. La résistance au cisaillement de ce sable peut être représentée par une enveloppe intrinsèque curviligne (Baligh, 1975). La méthode de prévision de Durgunoglu et Mitchell (1975) basée sur un comportement rigide-plastique conduit à des angles de frottement légèrement supérieurs aux angles de pic du triaxial, lorsque la contrainte normale moyenne effective à la rupture autour du cône est estimée suivant la formule de de Beer (1967). C'est l'inverse lorsque cette contrainte est estimée suivant la formule de Schmertmann (1982). La méthode de prévision à partir de la théorie de l'expansion d'une cavité sphérique dans un milieu élasto-plastique parfait, Vesic (1972), ainsi que la méthode empirique indirecte de Schmertmann (1978) à partir de la densité relative ont également été utilisées dans le cas des échantillons normalement consolidés et avec la formule de Schmertmann (1982). Elles conduisent toutes les deux plutôt à une légère surestimation.

Dans le cadre des méthodes rigides-plastiques, *Butterfield et Last* présentent une solution analytique à deux dimensions de la pénétration dans un sol purement frottant (ϕ). Les lignes de glissement, diagrammes dans le plan de Mohr, et hodographes, sont données pour $\delta = \phi$ et $\delta = 0$ (δ angle de frottement au contact) mais des solutions analogues peuvent être obtenues quel que soit δ . L'application aux essais pénétrométriques nécessite des hypothèses supplémentaires : introduction d'un facteur de forme empirique, la pression normale sur le fût du pénétromètre est prise égale à la contrainte moyenne effective en place p_0 , approximation légère sur l'angle du fût du pénétromètre. Un abaque donne le facteur $N_p = q_c/p_0$ en fonction de ϕ et de δ/ϕ .

Détermination de la compressibilité

La résistance de cône est parfois utilisée pour calculer la capacité portante et le tassement des fondations superficielles. Les différentes méthodes sont décrites, notamment, dans le livre de Sanglerat (1972).

Le module de compressibilité oedométrique est généralement corrélé à la résistance de cône par la relation $E_{oed} = \alpha q_c$ (Bachelier et Parez, 1965, Gielly, Laréol et Sanglerat, 1970). Une méthode de calcul des tassements des fondations sur le sable à partir des résultats de l'essai de pénétration statique a également été donnée par Schmertmann (1970) et améliorée par Schmertmann, Hartman et Brown (1978).

L'utilisation d'un pénétromètre à cône mobile pour prévoir le tassement d'un dallage sur terre-plein pour un bâtiment de stockage de cacao au Cameroun fait l'objet de la contri-

bution de *Bergin*. Le sol de fondation est constitué de dépôts très compressibles sur une vingtaine de mètres et les résultats oedométriques conduisent à des tassements inadmissibles. En estimant le module de compressibilité à partir de la résistance de cône et du coefficient α , on obtient un tassement au moins diminué de moitié. D'autre part, des relevés tassométriques ont aussi été réalisés et on note une concordance satisfaisante avec la méthode pénétrométrique utilisée. Au vu de ces résultats, la solution du dallage désolidarisé des pieux de fondation du bâtiment a pu être définitivement retenue.

Faugeras, Fortuna et Gourves réalisent des essais de chargement statique sur le cône mobile (tronqué) d'un pénétromètre mécanique afin d'obtenir des courbes effort-déplacement. Les essais réalisés sur 5 sites différents sont interprétés de manière similaire à l'essai au pressiomètre normal et permettent d'obtenir un module pénétrométrique E_{pn} , une pression de fluage et une pression limite. Des corrélations entre les résultats obtenus et les résultats d'essais pressiométriques sont données. D'autre part, les valeurs de $\alpha' = E_{pn}/q_c$ (E_{pn} est déterminé en appliquant un coefficient de remaniement de 5) correspondent assez fidèlement aux valeurs du coefficient $\alpha = E_{oed}/q_c$ proposées par *Gielly, Laréal et Sanglerat* (1970).

2.2.2. Piézocône

La mesure et l'interprétation des pressions interstitielles associées à l'essai de pénétration au cône est maintenant une des voies principales de recherche concernant cet essai.

La détermination des surpressions Δu (positives ou négatives) générées par la pénétration et l'étude de leur dissipation, en fonction du temps, à l'arrêt de la pénétration, permet indiscutablement d'élargir l'utilisation de l'essai au cône.

Les mesures de surpressions interstitielles associées aux mesures au cône peuvent détecter plus finement la stratigraphie et fournir une classification des sols plus précise. Les sols cohérents normalement consolidés présentent une surpression interstitielle importante à la pénétration. Le rapport $\Delta u/q_c$ diminue lorsque le degré de surconsolidation augmente (*Baligh, Vivatrat et Ladd*, 1978, *Tumay, Boggers et Acar*, 1981). Pour les sols dilatants (argiles très surconsolidées, sables denses), c'est une surpression interstitielle négative que l'on peut même mesurer par rapport au niveau hydrostatique. Les résultats de piézocône sont également utiles pour déterminer les conditions de drainage d'un massif de sol. Ils sont une voie pour la détermination *in situ* des caractéristiques de perméabilité et de consolidation des sols fins.

Du point de vue technologique les différents piézocônes se distinguent principalement par la position de l'élément filtrant (voir de *Ruiter*, 1982, ou *Tavenas, Leroueil et Roy*, 1982). Le filtre en pointe du cône donne les mesures les plus élevées et la sensibilité la plus grande, malheureusement il est plus endommageable que s'il est placé dans la partie conique ou à la base du cône. C'est l'une de ces deux dernières solutions qui est le plus souvent retenue aujourd'hui. Il ne semble pas que la précision ou la sensibilité en soit trop affectée.

Des mesures fiables des pressions interstitielles ou de leur dissipation nécessitent évidemment un capteur à grande rapidité de réponse ainsi qu'un parfait désaéragé du système. Le pic remarqué sur certaines courbes de dissipation de surpressions interstitielles, à l'arrêt de la pénétration, pourrait s'expliquer par la lenteur de la réponse du capteur (*Parez, Bachelier et Sechet*, 1976) ou par la procédure de désaéragé (*Lacasse et Lunne*, 1982).

Du point de vue de l'interprétation de l'essai au piézocône, les théories d'expansion de cavité cylindrique ou sphérique en milieu élastoplastique sont utilisées pour obtenir une relation entre la surpression interstitielle générée à la pénétration et la cohésion apparente des argiles. En plus des inconvénients usuels et nombreux à l'application de telles relations théoriques aux résultats d'essais en place, on notera que dans le cas de mesures au piézocône il faut, de plus, connaître le coefficient de pression interstitielle à la rupture A_f de *Skempton* (ou α_f de *Henkel*) (*Vesic*, 1972) ou supposer que la contrainte moyenne effective reste constante pendant la pénétration ($A = 1/3$ ou $\alpha = 0$, correspondant à un squelette élastique).

Les dissipations des surpressions interstitielles à l'arrêt de la pénétration sont, elles, interprétées pour estimer *in situ* le coefficient de consolidation des argiles, dans un écoulement sphérique ou cylindrique. Les principales solutions utilisées à l'heure actuelle, pour les essais de pénétration, sont celles de *Torstensson* (1977), *Randolph et Wroth* (1979) et *Baligh et Levadoux* (1980). Une approche empirique est proposée par *Tavenas, Leroueil et Roy* (1982) visant à évaluer plutôt la perméabilité par les essais de piézocône pour tenir compte de la variation du module oedométrique.

Jones et Rust utilisent un pénétromètre électrique avec mesure de pression interstitielle par une bague filtrante placée à la base du cône. Un abaque de classification des sols en fonction de la surpression interstitielle et de la résistance de cône est proposé, à partir de nombreux résultats d'essais pénétrométriques et d'essais de classification et de consistance en laboratoire. Cet abaque prend également en compte les résultats comparables qui ont pu être trouvés dans la littérature scientifique. L'utilité, pour l'interprétation des résultats pénétrométriques, en est montrée sur des exemples tirés de l'établissement d'une coupe géologique. D'autre part, un modèle simple de prévision des surpressions interstitielles et de leur dissipation est présenté et les exemples d'application sont en bon accord avec les mesures. Enfin, les auteurs préconisent la standardisation des appareils piézométriques.

Le piézocône utilisé par *Ventura* pour reconnaître les sédiments normalement consolidés des fonds marins comporte un capteur à corde vibrante et un élément poreux situé à la base du cône. Pour les quatre cas de vases présentés (essais sous 10 à 15 mètres d'eau) on peut considérer que la surpression interstitielle varie linéairement avec la profondeur (les valeurs du rapport $K_u = \Delta u/\sigma_{vo}$ se situent aux alentours de 1,8 à 2,5) et qu'elle est proportionnelle à la cohésion apparente mesurée en laboratoire ($N_u = \Delta u/c_u$ vaut en moyenne de 7 à 9, suivant le profil étudié). Les essais de dissipation de surpression interstitielle sont utilisés pour estimer la perméabilité *in situ* à partir du temps de dissipation t_{50} et de résultats d'essais oedométriques.

Un piézocône électrique est utilisé par *Juran, Canou, Bensaïd, te Kamp et Tumay* pour reconnaître les sols argileux et sableux du site de *Cran* (France), qui a déjà fait l'objet d'essais scissométriques, ainsi que d'essais au pressiomètre et au perméamètre autoforeurs, parmi d'autres. Les solutions de *Vesic* concernant l'expansion d'une cavité sphérique (*Vesic*, 1972, 1977) sont notamment utilisées pour interpréter les résistances de cône et les suppressions interstitielles initiales mesurées. L'indice de rigidité G/c_u est calculé par les résultats des essais au pressiomètre autoforeur (G_0) et des essais scissométriques (c_u). L'accord entre théorie et expérience est, en moyenne, satisfaisant. Les résultats des essais de dissipation des surpressions interstitielles à l'arrêt du cône sont, eux, confrontés à la théorie de *Torstensson* (1977) pour une cavité sphérique. Le coefficient de consolidation, obtenu par calage

sur les courbes théoriques, ainsi que la perméabilité déduite de la compressibilité oedométrique, sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus avec le perméamètre autoforeur (Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté, 1974). Les auteurs concluent à l'utilité du piézocône électrique pour la reconnaissance et la détermination *in situ* des caractéristiques des sols.

3. L'essai scissométrique

L'essai au scissomètre à pales est l'essai de prédilection pour déterminer *in situ* la cohésion apparente des sols mous dans le but d'étudier la stabilité des ouvrages.

L'essai scissométrique est un essai en déformation permettant d'obtenir, en principe, une courbe contrainte de cisaillement-rotation. Cependant, on ne peut en déduire un module de cisaillement, vu l'incertitude sur la rotation réelle du moulinet à pales lui-même, dû à la déformation du train de tiges.

Dans le cas du scissomètre autoforeur constitué par un cylindre — éventuellement muni de lames minces — englobant un potentiomètre de précision pour mesurer la rotation, les modules de cisaillement sont trouvés notoirement inférieurs à ceux donnés par le pressiomètre autoforeur (Amar Baguelin, Frank et Jézéquel, 1977). Les résultats théoriques et expérimentaux montrent que le remaniement du sol par la mise en place influence grandement la mesure du module de cisaillement. De plus la rotation à rupture est très faible, en général, de l'ordre de 1° (environ $20 \cdot 10^{-3}$ rad).

Yang Muhai, Wang Wulin, Xu Changwei et Li Zhao présentent un scissomètre à contrainte contrôlée, utilisé pour réaliser des essais de fluage à long terme dans deux sols tourbeux de teneur en eau $w > 300\%$ et $w > 600\%$. Les paliers de chargement sont maintenus une centaine d'heures. Les mesures d'angle de rotation permettent d'obtenir les courbes contrainte de cisaillement-rotation pour différents temps de cisaillement. On en déduit une résistance à long terme. Pour les deux sols considérés cette résistance représente environ 40 % de la résistance obtenue lors d'essais rapides. Selon les auteurs, la variation de la résistance à long terme avec la profondeur permet d'obtenir une cohésion c' et un angle de frottement ϕ' . Les auteurs insistent sur l'intérêt des essais en place pour ce type de sols.

En suivant les propositions de Aas (1967), Silvestri et Aubertin ont utilisé différents types de pales pour étudier l'anisotropie d'une argile sensible du Canada : des pales rectangulaires de même diamètre ainsi que des pales en losange. Les rapports d'anisotropie c_{uh}/c_{uv} sont déterminés par la méthode de Wiesel (1973) qui permet de dissocier les moments mobilisés sur les deux plans. La distribution des contraintes sur les extrémités des pales est prise en accord avec les résultats de Lemasson (1976) qui a utilisé un moulinet coaxial pour mesurer entièrement séparément les moments sur les deux plans. Les valeurs trouvées pour c_{uh}/c_{uv} , voisines de 1,5 dans la couche supérieure et de 1,85 dans la couche inférieure, sont sensiblement supérieures à celles proposées par Bjerrum (1973). En ce qui concerne la cohésion apparente sur des plans d'inclinaison quelconque, les résultats semblent indiquer un bon accord avec le critère de Davis et Christian (1971).

Une campagne d'essais scissométriques est relatée par Faust, Moritz et Stiefken dans le cadre de constructions routières en Allemagne dans des zones tourbeuses, plus ou moins fibreuses. Les résistances au cisaillement obte-

nues sur les deux sites expérimentaux (tourbes pures et limons organiques) sont comparables et sont proches des cohésions obtenues en laboratoire par des triaxiaux non consolidés, non drainés. Sur l'un des sites, des mesures scissométriques sont également faites pendant la construction du remblai expérimental. Les mesures sous le remblai montrent un accroissement pratiquement linéaire avec la charge appliquée, tandis que les mesures à 3 mètres du pied ne montrent pratiquement pas d'accroissement. Pour le calcul de la stabilité des remblais construits sur de tels sols, les auteurs considèrent que l'on peut utiliser la résistance au cisaillement scissométrique, malgré les limitations *a priori*.

La contribution de Lavallée concerne également l'utilisation d'essais scissométriques pour les calculs de stabilité de remblais. La construction de nombreuses digues de grande hauteur sur des argiles sensibles du Canada (projet de la Baie James) a nécessité la mise en place d'une organisation stricte de chantier ainsi qu'un mode opératoire précis pour l'exécution des essais scissométriques. L'auteur analyse en termes statistiques les résultats de 29 profils scissométriques obtenus sur un site d'argiles marine et lacustre. La variabilité des résultats est plus attribuée à la nature des sols qu'à une mauvaise utilisation du scissomètre qui était limitée au maximum par les conditions d'organisation mises en place.

4. L'essai de pénétration dynamique

Plusieurs contributions mentionnent l'essai de pénétration dynamique parmi d'autres essais. Deux communications (complémentaires) lui sont particulièrement consacrées : celle de Amar, Delmulle, Keraudren et Waschlowski et celle de Amar, Nazaret et Waschkowski.

Après le rappel de quelques résultats de recherche obtenus par les Laboratoires des Ponts et Chaussées de France sur la pénétration dynamique, la première communication donne les principales recommandations du Sous-Comité Européen de Standardisation (1977) à l'élaboration desquelles ces Laboratoires ont contribué. Un pénétromètre dynamique à pointe débordante et avec injection de boue à l'arrière, répondant aux normes de l'essai de référence (DPA) est présenté ainsi que les principaux résultats obtenus sur 5 sites de sols différents. Les résultats sont comparables à ceux donnés par d'autres essais *in situ* : pressiomètre normal, pénétromètre statique (Parez, Gouda ou à pointe électrique, selon le cas). L'influence de la destruction partielle ou totale du frottement latéral est étudiée pour un site et est bien mise en évidence. En conclusion, les auteurs pensent que, grâce à la normalisation, le pénétromètre dynamique peut servir à estimer, au stade de l'avant-projet, la capacité portante des fondations. On recommande cependant un étalonnage de l'énergie transmise en tête et en pointe.

La seconde concerne plus précisément les corrélations entre résistance dynamique et résultats d'essais de pénétration statique, pressiométrique et scissométrique. Pour les auteurs, le pénétromètre dynamique est utilisable dans tous types de sol et devrait être largement utilisé pour la reconnaissance préliminaire et les problèmes de pénétrabilité des pieux et des palplanches.

On a déjà évoqué plus haut le pressio-pénétromètre de Amar, Baguelin, Jézéquel et Le Méhauté. En ce qui concerne les essais de pénétration, la surface de pointe est de 62 cm^2 et l'appareil permet des essais de pénétration statique ou dynamique. Dans ce dernier cas, la résistance de cône q_{cd} et le frottement local f_{sd} sont mesurés électriquement. L'indice de frottement dynamique q_{cd}/f_{sd} , pour

divers sites, est trouvé comparable à celui obtenu avec un pénétromètre statique. La mesure de la résistance de pointe (ou du frottement sur le manchon) au lieu de l'évaluation à partir de l'énergie appliquée est, à notre connaissance, d'une grande originalité et marque, en pénétration dynamique, un progrès considérable. Par ailleurs, la méthode est applicable à n'importe quel type de pénétromètre statique-dynamique.

5. L'essai de plaque en profondeur

A part la communication de *Powell, Marsland et Alkhafagi* évoquée plus haut, qui compare les résultats d'essais pressiométriques aux résultats d'essais de plaque, 3 autres communications concernent des essais de plaque en profondeur.

Des essais de plaque de 80 cm de diamètre sont utilisés par *Tchokhonélidzé, Gadéla et Tsertsvadzé* en parallèle avec des essais de laboratoire pour déterminer la résistance et la compressibilité d'argiles sableuses, lacustres et de loess en Géorgie. Les essais de plaque, réalisés en général à 2,5 m et 5 m de profondeur, servent, en quelque sorte, à étalonner les essais de laboratoire qui sont estimés être moins chers mais moins représentatifs. Des corrélations entre compressibilités ou résistances entre essais in situ et essais de laboratoire sont données. Elles permettent d'obtenir des facteurs de conversion à appliquer aux essais de laboratoire pour obtenir des caractéristiques fiables. Sur l'un des sites, des essais pressiométriques ont aussi été effectués mais sont jugés moins fiables que les essais de plaque.

Les essais de type plaque hélicoïdale et tarière pour déterminer la déformabilité et la résistance au cisaillement non drainées des sols mous d'origine glaciaire de l'est du Canada et de la Scandinavie font l'objet de la communication de *Selvadurai*. La plaque, formée d'une seule hélice, est mise en place dans le sol soit mécaniquement, soit manuellement. L'essai permet d'obtenir, comme pour l'essai de plaque classique, une courbe charge-déplacement. Le module non drainé est calculé sur la pente initiale d'un second cycle et la cohésion apparente à partir de la charge de rupture. Les formules proposées contiennent des fourchettes relativement étroites: elles sont issues des travaux théoriques de *Selvadurai et Nicholas* (1979) qui ont étudié l'influence de facteurs tels que le remaniement du sol, la profondeur, la rigidité de la plaque ou la nature du contact avec le sol. Les résultats d'une série d'essais effectués sur un site, objet d'une reconnaissance géotechnique poussée, sont en bon accord avec les résultats d'essais de laboratoire sur échantillons de haute qualité. L'auteur décrit également un nouvel appareil d'essai: la tarière hélicoïdale, ayant les mêmes buts que l'essai précédent. Les études théoriques seront publiées ailleurs, l'auteur résumant ici les différents facteurs ayant une influence.

Mori décrit un appareil autoforeur permettant de faire des essais de plaque en profondeur. La plaque de 90 mm de diamètre est munie de lames coupantes et la mise en place se fait par rotation. Les sédiments remontent par l'ouverture entre la plaque et les lames qui sont rétractées lorsque la profondeur d'essai est atteinte. Les résultats d'essais (A) avec paliers de chargement de 20 minutes, sont présentés pour un site de sable moyen à dense. Ils sont comparés à ceux obtenus en chargeant une plaque placée au fond d'un forage tubé (B) ou en chargeant la même plaque après l'avoir battue de 90 cm avec un mouton (C). Les résultats (B) donnent les plus faibles résistances (sable remanié) et (C) les plus fortes (sable densifié). Les résultats intermédiaires (A) avec l'appareil autoforeur sont, selon l'auteur, les plus représentatifs du sol intact en place. La compressibilité du sable obtenue en laboratoire est proche de celle

obtenue par la procédure (B), alors que la procédure (A) donne des résultats 1,2 à 5,2 fois plus élevés.

6. L'essai au dilatomètre plat

L'essai au dilatomètre plat de *Marchetti* (1975) consiste à véliner une spatule munie d'une membrane circulaire dilatée de 60 mm de diamètre. A l'arrêt, tous les 20 cm, la membrane est gonflée au gaz et l'on mesure la pression initiale d'expansion et la pression pour un déplacement de 1 mm du centre. A partir des résultats obtenus on définit un "indice de matériau", un "indice de contrainte initiale" et un "module de dilatomètre" (correspondant au module d'Young d'un milieu élastique linéaire isotrope). Des corrélations entre ces résultats et des paramètres géotechniques tels que le type de sol, le degré de surconsolidation, le module œdométrique ou la résistance au cisaillement ont été données par *Marchetti* (1980) (voir aussi plusieurs articles à ESOP II).

L'objet de la contribution de *Davidson et Boghrat* est de vérifier certaines de ces corrélations pour des sols en Floride, variant depuis des argiles, argiles limoneuses, etc., jusqu'à des sables limoneux et sables, et également d'étudier les conditions de drainage autour du dilatomètre plat. Pour ce faire, un nouvel appareil a été conçu: la "spatule piézométrique". Elle a la même forme que le dilatomètre plat et comporte un élément poreux et un capteur de pression. Pour ce programme expérimental, des échantillons "intacts" et remaniés sont également prélevés pour des essais de laboratoire. Les résultats montrent que l'indice du matériau déterminé au dilatomètre plat caractérise très précisément le type de sol. On remarquera que pour les sables et sables limoneux les surpressions interstitielles de vélinage, déterminées par la spatule piézométrique, sont positives alors que pour les limons, limons argileux, argiles limoneuses et argiles, elles sont négatives, avec une tendance grandissante avec le degré de surconsolidation. Les dissipations de surpressions interstitielles à une minute montrent que les essais aux dilatomètres plats sont des essais drainés pour les sables uniquement. Pour tous les autres sols, l'essai ne semble être que partiellement drainé ou non drainé. Enfin, pour les sols étudiés, les corrélations de *Marchetti* surestiment le degré de surconsolidation (voir aussi *Marchetti*, 1979) et le module œdométrique. Le module d'Young, dans des essais triaxiaux consolidés non drainés, serait, par contre, sous-estimé d'environ 30 %.

Des résultats d'essais au dilatomètre plat sont aussi présentés par *Lutenegger et Donchev*. L'originalité de cette contribution est qu'elle concerne trois sites de loess effondrables de la vallée du Danube en Bulgarie (masse volumique de 1 300 à 1 500 kg/m³, coefficient d'affaissement entre 0,01 et 0,13). L'indice de matériau I_d , déterminé au dilatomètre plat, correspond à celui des sables et des sables limoneux. Les valeurs de K_d , indice de contrainte initiale, sont particulièrement basses dans les zones effondrables et liquéfiables, indiquant une densité relative faible. Cet indice pourrait donc être très utile pour prévoir les problèmes d'effondrement et de liquéfaction de tels sols. Enfin, les auteurs suggèrent que le dilatomètre plat pourrait conduire à des valeurs irréalistes de K_d dans des sols à cimentation permanente à cause des changements structuels pendant la pénétration.

7. Reconnaissance avec plusieurs essais en place

Dans une zone sismique en Yougoslavie, constituée de sables sur 60 m d'épaisseur, *Novosel, Lisac, Kvasnicka et Tusic* relatent des essais de pénétration standard (SPT), de

pénétration dynamique, statique (CPT), des essais pressiométriques normaux, des essais sismiques en forage et des essais de laboratoire sur 5 sites différents. L'analyse statistique fournit des profils de variation linéaire avec la profondeur. Les résultats pressiométriques sont en accord satisfaisant avec les modules de compressibilité et les angles de frottement déterminés en laboratoire. Les essais de pénétration standard ont été interprétés pour évaluer le potentiel de liquéfaction suivant Seed et Idriss (1971) notamment. Les auteurs concluent à la fiabilité des essais en place, qui donnent des résultats concordant à ceux obtenus en laboratoire, sur échantillons prélevés par congélation.

Tan Boon Kong présente une campagne d'essais en place effectuée sur deux sites de barrage pour le projet Bekok en Malaisie. Elle comprend des essais de pénétration standard (SPT), de pénétration par charges (WST, Swedish Weight Sounding Test), de sonde Mackintosh (pénétromètre dynamique léger), de scissomètre et des essais de perméabilité et de sismique réfraction. Des dépôts alluvionnaires de sables et d'argiles, tourbeux et organiques en surface, recouvrent sur une dizaine de mètres, des sols résiduels et le bedrock. Les essais SPT, WST et Mackintosh servent essentiellement à différencier les types de sol et à interpoler les couches de sol entre forages de prélèvement. Les essais scissométriques sont réalisés pour déterminer la résistance au cisaillement des argiles. On insiste sur le grand emploi du SPT en Malaisie, et sur la rapidité et le coût peu élevé des essais WST et Mackintosh.

La contribution de *Popovic et Sarac* concerne une campagne complète d'essais en place (CPT, SPT et scissomètre) pour reconnaître les sols médiocres du site d'une centrale thermique en Indonésie, prévue sur pieux de 48 et 67 m de longueur. Les résultats d'essais de laboratoire étaient très dispersés. Les essais de pénétration statique (CPT) avec manchon de frottement et les essais de pénétration standard (SPT) montrent des résultats relativement peu dispersés. Pour l'argile molle organique d'une épaisseur de 11 à 18 mètres, le pourcentage de frottement est situé aux alentours de 5 %, ce qui est en accord avec Begemann (1965) et la corrélation entre la résistance de cône q_c et le nombre de coups N au SPT correspond aux résultats de Schmertmann (1970). Les quelques essais scissométriques sont assez dispersés mais les rapports q_c/c_u varient principalement entre 25 et 33, correspondant aux plus hautes valeurs citées par De Mello (1969). Les résultats d'essais de chargement de pieux montrent qu'il faut appliquer un coefficient d'adhésion de 0,75 environ sur la cohésion non drainée, ce qui est en très bon accord avec Kérisel (1967). Les essais de laboratoire auraient conduit à des résultats irréalistes.

Favre étudie statistiquement (analyses factorielles) les résultats d'essais pressiométriques normaux et autoforés, pénétrométriques statiques, scissométriques et triaxiaux obtenus sur le site d'argile de Cran (France). L'étude concerne 12 paramètres mécaniques obtenus dans de nombreux sondages : q_c et f_s pour le pénétromètre, modules, pressions caractéristiques et cohésion obtenue par dérivation τ_f pour les pressiomètres, cohésions c_u triaxiale et scissométrique. Les pressiomètres donnent les résultats les moins dispersés, les pressions et les modules apparaissant, de plus, comme les variables les moins corrélées possibles. Cependant les résultats du pressiomètre autoforé marin sont plus faibles (5 à 10 %) que ceux du pressiomètre autoforé PAF-76. Il semble que les mesures pénétrométriques (en nombre réduit) soient peu comparables aux mesures pressiométriques. Enfin l'allure des cohésions c_u , tant en moyenne qu'en fluctuation autour de cette moyenne est comparable à τ_f .

Van Wambeke apporte une note générale à cette session en se penchant sur la spécificité et la complémentarité des

essais de pénétration dynamique, statique et pressiométrique. L'essai dynamique est simple, peu coûteux mais difficile à interpréter. Le CPT est plus cher, mais sollicite le sol d'une manière plus réaliste. L'essai pressiométrique, le plus coûteux, a l'avantage notamment de séparer les caractéristiques de rupture et de déformation. Ces deux derniers essais servent surtout à l'heure actuelle à déterminer la capacité portante des fondations par une exploitation directe. L'utilisation de tel ou tel essai dépend de la nature du site à reconnaître, du problème géotechnique à résoudre, de l'ampleur économique du projet et évidemment de l'expérience personnelle de l'ingénieur. Le danger mais également l'utilité des corrélations entre essais sont également abordés. Un exemple de complémentarité d'essais et un exemple d'usage réussi de corrélations sont commentés. L'auteur insiste, à juste titre, sur le danger de corrélations entre paramètres de nature différente (caractéristiques de rupture et de déformation, par exemple).

Conclusions

L'examen des contributions au thème 5 de ce symposium a été l'occasion d'aborder un certain nombre d'aspects du vaste sujet que constituent les essais en place pour la reconnaissance et la détermination des propriétés mécaniques des sols.

Les études présentées concernent principalement :

- la technologie et le développement d'appareillages nouveaux,
- l'application pratique des essais en place à des cas d'études courantes,
- l'évaluation de méthodes d'interprétation existantes.

On remarquera, cependant, que peu de contributions concernent des essais de type nouveau ou des interprétations originales de résultats d'essais en place "classiques". De plus, les problèmes de précision des mesures sont très peu ou pas abordés du tout.

L'impression générale du rapporteur est finalement que l'on est dans une phase d'affermissement des essais en place existants, se traduisant par des appareils de plus en plus élaborés et/ou performants ainsi que par l'extension de leur utilisation aux reconnaissances courantes.

L'avantage des essais en place par rapport aux essais de laboratoire (prix, rapidité, contexte difficile, fiabilité, etc.) est souvent souligné à l'occasion de cas d'études précis. On note également la tendance à valider (ou à invalider) l'utilisation des essais *in situ* en comparant les résultats obtenus, traduits en terme de paramètres élémentaires (c , ϕ , E , etc.), aux résultats de laboratoire.

L'obtention à partir des essais en place de tels paramètres élémentaires est notamment légitime s'il s'agit de situer les résultats des essais en place par rapport aux connaissances générales, ou particulières à un site donné, acquises par ailleurs. Mais ces paramètres ne doivent être considérés, en l'état actuel des choses, que comme un résultat plus ou moins fiable des essais en place. Leur comparaison avec les résultats d'essais de laboratoire pose notamment le problème du niveau de contrainte. Le danger est grand de les utiliser, sans discernement, dans des méthodes de calcul qui ont été "calées" avec des paramètres de sol déterminés autrement.

Pour dimensionner les fondations, l'utilisation directe des résultats d'essais en place, tels l'essai pressiométrique et pénétrométrique, doit être considérée comme l'approche la plus satisfaisante. Par exemple, l'utilisation de paramètres élémentaires obtenus à partir d'essais en place dans des

méthodes classiques basées sur les essais de laboratoire, serait non seulement soumise aux mêmes inconvénients évidemment que ces méthodes, mais de plus cumulerait les incertitudes liées à deux étapes, ce qui n'est jamais conseillé.

L'utilisation des essais en place seuls pour dimensionner les fondations est déjà une pratique courante dans certains pays, France, Belgique et Hollande notamment et cette tendance semble, de plus en plus, gagner d'autres pays. On peut même se demander si le prélèvement d'échantillons pour l'identification des sols en laboratoire ne deviendra pas inutile grâce à l'utilisation d'appareils permettant une classification suffisamment précise des sols tels que le pressiomètre autographe ou le piézocône. Bien évidemment, cela dépendra de l'avancée des connaissances concernant l'interprétation des résultats de tels appareils.

La dérivation de paramètres élémentaires est surtout intéressante du point de vue des corrélations entre essais et du point de vue théorique.

En ce qui concerne les corrélations, elles peuvent aider l'ingénieur à faire des calculs préliminaires et un dégrossissage des problèmes en se servant de méthodes de calcul connues. Cependant, il faut bien maîtriser la corrélation utilisée. La littérature internationale est riche en corrélations mais une grande confusion semble régner. Même si cela peut paraître irréaliste à l'heure actuelle, il serait intéressant que les corrélations entre essais soient présentées sous une forme normalisée au niveau international, tant en ce qui concerne la classification des sols, les matériels et procédures d'essais et les méthodes d'interprétation. Les corrélations entre résultats d'essais sont tellement sensibles à tous ces paramètres, qu'elles n'ont souvent guère de sens ou sont inutilisables (problèmes de dispersion notamment) si les conditions exactes (mode opératoire, géométrie des sondes, nature et vitesse de sollicitation, etc.) de leur obtention ne sont pas maîtrisées et/ou définies.

De plus, il faut toujours garder à l'esprit que des caractéristiques d'essais en place tels p_1 , q_c ou N (nombre de coups du S.P.T.) sont des caractéristiques globales dépendant non seulement des paramètres de rupture du sol mais également de ses paramètres de déformation. Les corrélations entre une de ces grandeurs et un paramètre de comportement élémentaire (c , ϕ , E , par exemple) ne peuvent ainsi au mieux être éventuellement envisageables que par type de sols à plage de déformabilité ou de résistance étroite.

Les études théoriques concernant les essais en place et notamment la dérivation de paramètres élémentaires sont indispensables pour affiner notre compréhension des phénomènes et des mécanismes induits par les essais en place. Elles ont une valeur explicative et démonstrative évidente. Cependant l'application stricte des relations théoriques obtenues est souvent soumise à de sévères limitations (modélisation de la mise en place et modélisation du comportement intact ou remanié du sol essentiellement). De grands progrès théoriques ont déjà été réalisés. La méthode des éléments finis qui permet, entre autres, de suivre le comportement du matériau tout au long de la déformation n'a pas encore épuisé toutes ses possibilités en mécanique des sols. Une connaissance théorique plus approfondie de certains essais *in situ*, tel l'essai au pénétromètre statique ou au piézocône pourrait notamment en être obtenue en prenant en compte les grandes déformations.

Pour en revenir aux différents essais présentés à cette session, il faut bien évidemment distinguer les essais de reconnaissance générale et les essais de détermination de caractéristiques mécaniques dans le but de dimensionner des ouvrages.

Le pressiomètre et le pénétromètre répondent à ce dernier objectif et les services que peuvent rendre ces appareils sont maintenant bien connus.

L'intérêt du pressiomètre normal est de fournir une courbe effort-déformation et donc une caractéristique de déformabilité du sol en plus de la pression limite. Il peut être mis en œuvre dans tous les types de sols et de roches, au moins à terre, grâce à l'avant-trou. Les interprétations théoriques de l'essai ne posent pas de problème particulier, si ce n'est l'appréhension de l'influence du remaniement du sol. Les appareils autographe, dont on peut dire que ce sont les appareils d'essais en place qui remanient le moins le sol, permettent de pousser plus loin l'interprétation et d'approcher des paramètres élémentaires intacts du sol. Ses résultats sont notamment très utiles pour les calculs aux éléments finis qui nécessitent la connaissance de ces paramètres dans une grande partie du massif. La mise en œuvre des appareils autographe est cependant limitée par la taille des éléments de sol. L'utilisation du pressiomètre autographe dans la pratique courante ne peut se concevoir, vu le coût des essais aujourd'hui, que pour des problèmes bien spécifiques, tel celui des poussées latérales sur les pieux fichés dans une grande épaisseur de sol mou. Par ailleurs, l'utilisation de l'essai pressiométrique avec mesure des pressions interstitielles devrait connaître un intérêt grandissant pour déterminer *in situ* les paramètres de consolidation des sols et aborder les problèmes de contraintes effectives autour des fondations.

Le pénétromètre statique est un outil intéressant tant au niveau de la reconnaissance qu'au niveau de l'interprétation quantitative. La normalisation de l'essai au cône est un grand pas dans son utilisation rationnelle. Il faut noter cependant que la pénétrabilité limite l'utilisation de cet essai. L'interprétation théorique de l'essai est complexe et reste encore soumise à de nombreuses hypothèses. L'effet d'échelle, en particulier, est mal connu. Le piézocône devrait être appelé à connaître un important développement pour la reconnaissance et la classification des sols, pour une interprétation plus fine des résultats des essais au cône et pour l'extension de ces essais aux problèmes mettant en jeu les pressions interstitielles. La normalisation des essais au piézocône est vivement souhaitable, notamment en ce qui concerne la position du piézomètre, les procédures et interprétations des essais.

L'essai au scissomètre de chantier est maintenant un essai classique pour déterminer la résistance au cisaillement des sols fins et son utilisation pour le dimensionnement des ouvrages en terre est largement acceptée.

Le sondage au pénétromètre dynamique est essentiellement perçu comme un moyen de reconnaissance générale peu onéreux et performant. Les contributions qui le concernent à ce symposium tendent à montrer que l'essai de référence (DPA) pourrait rendre plus de services d'ordre quantitatif qu'admis usuellement. Par ailleurs, les mesures directes en pointe (cône et manchon) ouvrent des perspectives nouvelles pour cet essai.

L'essai SPT, développé aux U.S.A., bien que ressenti par de nombreux chercheurs comme un essai rudimentaire, est probablement à l'heure actuelle l'essai en place le plus utilisé dans le monde pour les reconnaissances de sols. Ses résultats ont notamment été corrélés au potentiel de liquéfaction des sables.

L'intérêt de l'essai de plaque en profondeur réside dans son analogie avec le chargement d'une fondation. L'utilisation de cet essai dans la pratique courante est peu répandue, principalement à cause des phénomènes d'échelle ou à cause du coût des essais avec des plaques de relativement fort diamètre.

Le dilatomètre plat est un appareil récent et de mise en œuvre simple par rapport aux types de mesures qu'il permet. On peut prévoir pour cet appareil intéressant un développement grandissant dans les études géotechniques grâce aux services qu'il peut rendre.

En définitive le choix de tel ou tel essai en place dépend de nombreux facteurs dont certains, et peut-être pas les moins importants, sont souvent liés à l'expérience propre du mécanicien des sols ou à l'équipement de son organisme. Sur un plan plus scientifique le choix doit être guidé par le but de la reconnaissance envisagée, par le type de sols à tester, la profondeur à atteindre, les paramètres que l'on cherche à déterminer en fonction du problème mécanique posé, ainsi évidemment que par les contraintes budgétaires.

A une époque où l'on veut des résultats de reconnaissance dans des conditions particulièrement avantageuses de prix et de rapidité, on relèvera l'intérêt des appareils récents d'essais en place capables de réaliser plusieurs types de mesures dans un même sondage (appareils autoforeurs 1976 modulables, piézocône, pressiopénétromètre, pénétrogammadensimètre (Ledoux, Ménard et Souldard, 1982), etc.).

Bien d'autres choses pourraient être encore dites sur les essais *in situ*. Faute de place et pour une meilleure concision, nous nous sommes notamment limité aux essais les plus courants et les plus représentés dans les communications écrites. D'autres appareils et essais existent à l'heure actuelle et il ne fait aucun doute que la panoplie s'étendra fortement ces prochaines années, tellement est grande l'avidité des géotechniciens à solliciter le sol de toutes les manières possibles et là où il se trouve naturellement. Mais ces progrès sont conditionnés par les avancées en métrologie, en informatique, et par la capacité des chercheurs à développer des matériaux nouveaux plus performants (caoutchoucs, plastiques, métaux, etc.).

Remerciements

Nous tenons à remercier nos collègues des Laboratoires des Ponts et Chaussées et particulièrement MM. Amar, Baguelin, Bustamante et Jézéquel, dont la longue expérience des essais à place et des fondations a grandement facilité l'élaboration de ce rapport général.

Références

- European Symposium on Penetration Testing (ESOPT I), Stockholm, 1974, National Swedish Building Research, Volume 1, 1974, 218 p., Volume 2.1, 1975, 259 p., Volume 2.2., 1975, 436 p.
- In Situ* Measurement of Soil Properties, Specialty Conf. Geot. Engng Div., ASCE, Raleigh, North Carolina, 1975, Volume 1, 1975, 554 p., Volume 2, 1976, 393 p., notamment :
- DURGUNOGLU H.T. and MITCHELL J.K. : Static Penetration Resistance of Soils, Vol. 1, p. 151-171 (I), p. 172-189 (II).
- GORMAN C.T., DRNEVICH V.P. and HOPKINS T.C. : Measurement of *In Situ* Shear Strength, Vol. 2, p. 139-140.
- MARCHETTI S. : A New *In Situ* Test for the Measurement of Horizontal Soil Deformability, Vol. 2, p. 255-259.
- SCHMERTMANN J.H. : Measurement of *In Situ* Shear Strength (State-of-the-Art report), Vol. 2, p. 57-138.
- Cone Penetration Testing and Experience, Session Geot. Engng Div., ASCE, St-Louis, Missouri, 1981, 479 p., notamment :
- TUMAY M.T., BOGGESS R.L. and ACAR Y. : Subsurface Investigations with Piezo-Cone Penetrometer, p. 325-342.
- Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, 1982, IFP-LPC, Editions Technip, 426 p., notamment :
- BISSON D., BOUGNOL J. and BOURGES F. : Self-boring pressure-meter for shallow deep water, p. 289-304.
- JEZEQUEL J.F. : The self-boring pressuremeter, p. 111-126.
- LEGIER A. : Wire-line expansometer, p. 263-274.
- REID W.M., St. JOHN H.D., FYFFE S. and RIGDEN W.J. : The push-in-pressuremeter, p. 247-261.
- WROTH C.P. : British experience with the self-boring pressuremeter, p. 143-164.
- Penetration Testing, Second European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II) Amsterdam, 1982, Balkema, Volume 1, p. 1-386, Volume 2, p. 387-982, notamment (Volume 2) :
- Van den BERG A.P. : Latest developments in static cone penetrometers and other soil testing equipment (on land-offshore), p. 447-455.
- BRUZZI D. and CESTARI F. : An advanced static penetrometer, p. 479-486.
- BUSTAMANTE M. and GIANESELLI L. : Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT, p. 493-500.
- CAMPANELLA R.G., GILLEPSIE D. and ROBERTSON P.K. : Pore pressures during cone penetration testing, p. 507-512.
- JAMIOLKOWSKI, LANCELLOTTA R., TORDELLA L. and BATTAGLIO M. : Undrained strength from CPT, p. 599-606.
- LACASSE S. and LUNNE T. : Penetration tests in two Norwegian clays, p. 661-669.
- LEDOUX J.L., MENARD J. and SOULARD P. : The penetrogammadensimeter, p. 679-682.
- de RUITER J. : The static one penetration test. State-of-the-art report, p. 389-405.
- SCHMERTMANN J.H. : A method for determining the friction angle in sands from the Marchetti dilatometer test (DMT), p. 853-861.
- TAVENAS F., LEROUÉIL S. and ROY M. : The piezocone test in clays : Use and limitations, p. 889-894.
- Van der ZWAAG G.L. and SUNDERLANG G.R. : A comparison of downhole and seabed cone penetration tests for offshore foundations studies, p. 971-977.
- AAS G. (1967) : Vane Tests for Investigation of Anisotropy of Undrained Shear Strength of Clays, Proc. Geot. Conf., Oslo, 1, p. 1-8.
- AMAR S., BAGUELIN F., FRANK R. and JEZEQUEL J.F. (1977) : The Self-Boring Placement Method and Soft Clay Investigation, Geotechnical Aspects of Soft Clays, Proc. Symp. Soft Clay, Bangkok, p. 337-357.
- AMAR S. et JEZEQUEL J.F. (1972) : Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents. Comparaison des résultats. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 58, mars-avr., Réf. 1140, p. 97-108.
- BACHELIER M. et PAREZ L. (1965) : Contribution à l'étude de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre à cône. Comptes rendus 6^e Cong. Int. Méc. Sols et Tr. Fond., Montréal, 2, p. 3-7.
- BAGUELIN F. (1973) : Discussion session 1, Comptes Rendus 8^e Cong. Int. Méc. Sols et Tr. Fond., Moscou, 4.2, p. 22-23.
- BAGUELIN F., FRANK R. et JEZEQUEL J.F. (1975) : Quelques résultats théoriques sur l'essai d'expansion dans les sols et sur le frottement latéral des pieux, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. 78, juil.-août, Réf. 1687, p. 131-136.
- BAGUELIN F., FRANK R. and SAID Y.H. (1977) : Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles, Géotechnique 27, No 3, September, p. 405-434.
- BAGUELIN F. and JEZEQUEL J.F. (1978) : French Self-Boring Pressuremeters: PAF 68 - PAF 72 and PAF 76, Proc. Symp. Site Expl. Soft Ground Using *In Situ* Techniques, Alexandria, Virginia, Report No FHWA-TS-80-202, p. 36-61.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F., LEMEE E. and LE MEHAUTE A. (1972) : Expansion of Cylindrical Probes in Cohesive Soils, Jnl Soil Mech. Fdns Div. ASCE, 98, SM11, November, Proc. Paper 9377, p. 1129-1142.

- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F. et Le MEHAUTE A. (1974): Le perméamètre autoforeur, *Can. Geotech. J.* 11, No. 4, novembre, p. 624-628.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F. et Le MEHAUTE A. (1981): Essais cycliques au pressiomètre autoforeur, *Comptes rendus 10^e Cong. Int. Méc. Sols Tr. Fond.*, Stockholm, 1, p. 547-550.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.F. and SHIELDS (1978): The Pressuremeter and Foundation Engineering, *Trans Tech Publications*, Aedermannsdorf, Switzerland, 617 p.
- BALIGH M.M. (1975): Theory of Deep Site Static Cone Penetration Resistance, MIT Report No R - 75-76.
- BALIGH M.M. and LEVADOUX J.N. (1980): Pore Pressure Dissipation After Cone Penetration, MIT Report No MITSG 80-13, 368 p.
- BALIGH M.M., VIVATRAT V. and LADD C.C. (1978): Exploration and Evaluation of Engineering Properties for Foundation Design of Offshore Structures, MIT Publ. No R 78-40, 268 p.
- BARENTSEN P. (1936): Short Description of a Field Testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus, *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Cambridge, Massachusetts, 1, p. 7-10.
- BEGEMANN H.K.S. Ph. (1953): Improved Method for Determining Resistance to Adhesion by Sounding Through a Loose Sleeve Placed Behind the Cone, *Proc. 3rd. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Zurich, 1, p. 213-217.
- BEGEMANN H.K.S. Ph. (1965): The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile, *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Montréal, 1, p. 17-20.
- BISHOP R.F., HILL R. and MOTT N.F. (1945): The theory of indentation and hardness tests, *Proc. Phys. Soc.* 57, Part 3, No 321, p. 147-159.
- BJERRUM L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soil (collapsible, expansive and others), *State-of-the-Art Report*, *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Moscou, 3, p. 111-159.
- BUSTAMANTE M. et GIANESSELLI L. (1981): Prédiction de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques, *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* 113, mai-juin, Réf. 2536, p. 83-108.
- CARTER J.P., RANDOLPH M.F. and WROTH C.P. (1979): Stress and Pore Pressure Changes in Clay During and After the Expansion of a Cylindrical Cavity, *Int. Jnl Num. Anal. Meth. Geomech.* 3, No 4, Oct.-Dec., p. 305-322.
- CASSAN M. (1960): Méthode pressiométrique d'étude des sols, *Revue Ing. Constr.* 38, mai, p. 215-228.
- CASSAN M. (1978): Les essais *in situ* en mécanique des sols, Tome 1 (Réalisation et interprétation), 458 p., Tome 2 (Applications et méthodes de calcul), 331 p., Eyrolles, Paris.
- CLARKE B.G., CARTER J.P. and WROTH C.P. (1979): *In situ* determination of the consolidation characteristics of saturated clays, Design parameters in geotechnical engineering, *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Brighton, Vol. 2, p. 207-211.
- DAVIS E.H. and CHRISTIAN J.T. (1971): Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils, *Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE*, 97, SM5, May, Proc. Paper 8146, p. 753-769.
- De BEER E.E. (1945): Etude des fondations sur pilotis et des fondations directes. L'appareil de pénétration en profondeur, *Annales des Tr. Pub. de Belgique*, 45, p. 229-243, p. 361-385, p. 479-511.
- De BEER E.E. (1967): Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations, *Proc. Symp. Duke University* (1965), p. 15-33.
- DELFT Laboratory (1936): The Predetermination of the Required Length and the Prediction of the Toe Resistance of Piles, *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Cambridge, Mass., 1, p. 181-184.
- DE MELLO V.V.B. (1969): Foundations of Buildings in Clays, *State-of-the-Art Report*, *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Mexico, State-of-the-Art, Vol., p. 49-136.
- De RUITER J. (1971): Electric Penetrometer for Site Investigations, *Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE*, 97, SM2, February, Proc. Paper 7907, p. 457-472.
- GIBSON R.E. and ANDERSON W.F. (1961): *In situ* Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter, *Civil Engng Pub. Works Rev.* 56, No 658, May, p. 615-618.
- GIELLY J., LAREAL P. and SANGLERAT G. (1970): Correlation between *in situ* penetrometer tests and the compressibility characteristics of soils, *Conf. In situ Invest. Soils Rocks*, London, 1969, p. 167-191.
- HILL R. (1950): The Mathematical Theory of Plasticity, Oxford University Press, 355 p.
- HUGHES J.M.P., WROTH C.P. and WINDLE D. (1977): Pressuremeter tests in sands, *Géotechnique* 27, No 4, December, p. 455-477.
- JEZEQUEL J.F. (1968): Essais *in situ* et fondations sur pieux, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.* 31, mai, p. 111-126.
- JEZEQUEL J.F., LEMASSON H. et TOUZE J. (1968): Le pressiomètre Louis Ménard. Quelques problèmes de mise en œuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques, *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch.* 32, juin-juil., Réf. 537, p. 97-120.
- KERISEL J. (1961): Fondations profondes en milieux sableux : variations de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncement, *Comptes Rendus 5^e Cong. Int. Méc. Sols et Tr. Fond.*, Paris, 2, p. 73-83.
- KERISEL J. (1967): Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundations in Clay, Bearing Capacity and Settlement of Foundations, *Proc. Symp. Duke University* (1965), p. 45-51.
- LADANYI B. (1972): *In situ* Determination of Undrained Stress-Strain Behaviour of Sensitive Clays with the Pressuremeter, *Can. Geot. Jnl* 9, No 3, August, p. 313-319.
- LEMASSON H. (1976): Une nouvelle méthode pour la mesure en place de l'anisotropie des argiles, *Bull. Liaison Lab. P. et Ch., spécial III*, décembre, p. 107-116.
- MARCHETTIS (1979): The *in situ* determination of an "extended" overconsolidation ratio, Design Parameters in Geotechnical Engineering, *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Brighton, 2, p. 239-244.
- MARCHETTI S. (1980): *In situ* Tests by Flat Dilatometer, *Jnl Geot. Engng Div., ASCE*, 106, GT3, March, Proc. Paper 15290, p. 299-321.
- MARSLAND A. and RANDOLPH M.F. (1977): Comparisons of the results from pressuremeter tests and large *in situ* plate tests in London Clay, *Géotechnique* 27, No. 2, June, p. 217-243.
- MENARD L. (1957): Mesures *in situ* des propriétés physiques des sols, *Annales P. et Ch.*, mai-juin, No 14, p. 357-377.
- MENARD L. (1963): Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols-Soils* n° 5, juin, p. 9-24 et n° 6, sept., p. 9-27.
- MENARD L. (1965): Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques, *Comptes rendus 6^e Cong. Int. Méc. Sols Tr. Fond.*, Montréal, 2, p. 295-299.
- MEYERHOF G.G. (1961): The Ultimate Bearing Capacity of Wedge Shaped Foundations, *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Paris, 2, p. 105-109.
- Modes Opératoires du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1971) Essai pressiométrique normal, Dunod, Paris, 52 p.
- PALMER A.C. (1972): Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test, *Géotechnique* 22, No 3, September, p. 451-457.

- PAREZ L., BACHELIER M. et SECHET B. (1976): Pression interstitielle développée au fonçage des pénétromètres, Comptes rendus 6^e Cong. Eur. Méca. Sols Tr. Fond., Vienne, 1.2, p. 533-538.
- RANDOLPH M.F. and WROTH C.P. (1979): An analytical solution for the consolidation around a driven pile, Int. Jnl Num. Anal. Meth. Geomech. 3, No 3, July-Sept., p. 217-229.
- ROWE P.W. (1962): The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proc. Royal Soc. A 269, p. 500-527.
- SANGLERAT G. (1972): The Penetrometer and Soil Exploration, Elsevier, Amsterdam, 464 p.
- SCHMERTMANN J.H. (1970): Static Cone to Compute Settlement Over Sand, Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE, 96, SM3, Proc. Paper 7302, May, p. 1011-1043.
- SCHMERTMANN J.H. (1978): Cone Penetration Test Performance and Design, U.S. Department of Transportation, Report No FHWA-TS-78-209.
- SCHMERTMANN J.H., HARTMAN J.P. and BROWN P.R. (1980): Improved Strain Influence Factor Diagrams, Jnl Geot. Engng Div., ASCE, 106, GT 8, August, Tech. Note, p. 1131-1135.
- SEARLE (1979): The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters, Design Parameters in Geotechnical Engineering, Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Fond. Engng, Brighton, 2, p. 265-270.
- SEED H.B. and IDRIS I.M. (1971): Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE, 97, SM9, September, Proc. Paper 8371, p. 1249-1273.
- SELVADURAI A.P.S. and NICHOLAS T.J. (1979) : A theoretical assessment of the screw plate test, Proc. 3rd Int. Conf. Num. Meth. Geomechs, Aachen, 3, p. 1245-1252.
- Sous-Comité Européen de Standardisation des Essais par Pénétration (1977): Norme recommandée pour l'essai de pénétration au cône (CPT), p. 121-135 (en anglais p. 95-109), Norme recommandée pour le sondage au pénétromètre dynamique, p. 136-145 (en anglais p. 110-114), Comptes rendus 9^e Cong. Int. Méc. Sols Tr. Fond., Tokyo, 3.
- TORSTENSSON B.A. (1977): The pore pressure probe, Nordiske Geoteknikke Mote, Oslo, Paper No 34, p. 34.1-34.15.
- VESIC A.S. (1972): Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Jnl Soil Mech. Fdns Div., ASCE 98, SM3, March, Proc. Paper 8790, p. 265-290.
- VESIC A.S. (1977): Design of Pile Foundations, Nat. Coop Highway Res. Prog. 42, Transportation Research Board, 68 p.
- WIESEL C.E. (1973): Some factors influencing *in situ* vane tests results, Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Moscou, 1.2, p. 475-179.
- WROTH C.P. and HUGHES J.M.P. (1973): An Instrument for the *In situ* Measurement of the Properties of Soft Clays, Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Moscou, 1.2., p. 487-494.

General report topic 6 / Rapport général thème 6

LOADING, UNLOADING AND SHEARING TESTS CARRIED OUT IN UNDERGROUND WORKS INCLUDING STRESS MEASUREMENTS

ESSAIS DE CHARGEMENT, DE DECHARGEMENT ET DE CISAILLEMENT EN TRAVAUX SOUTERRAINS Y COMPRIS LES MESURES DES CONTRAINTES

SHARP John C.,*

1. Introduction

The title of this topic includes a number of important elements that can be classed as follows:

- The *in situ* nature of the tests implies that they are essentially direct measurements of *rock mass* response**.
- The scale and number of the tests must be directly related to the nature of the rock mass such that a representative sample is involved.
- The loading characteristics including both force and stiffness considerations must be directly related to the proposed engineering structure.
- The essence of the tests is to provide direct observations of rock response that can be used as design parameters.

The type of tests that are commonly employed include the following:

- Load-displacement measurements to determine rock mass deformability,
- shear-displacement measurements to determine rock mass shear strength,
- stress measurements to determine the initial state of stress in the rock,
- thermal heating tests to determine the thermomechanical response of the rock.

In addition to individual parameter assessment, tests are often carried out on prototype structures such as underground openings and pressure tunnels where rock mass conditions in relation to the applied loadings might be critical or where complex interactive loading mechanisms are involved.

For the planning and assessment of *in situ* testing programmes, three criteria need to be carefully considered as follows:

- Test scale.
- Stress state of the test sample.
- Stiffness or confinement of the test sample.

Before proceeding into specific test areas, it is perhaps useful to reflect on the value of the testing process in relation to the final design product. Throughout the development of soil and rock mechanics there have been two poles of thought on testing as follows:

- undertake a large number of relatively quick, cheap tests to provide an overall coverage of the site
- perform THE UNIQUE large scale *in situ* test.

Those that live exclusively at the poles do so at their peril. Those that combine both approaches usually find success.

In planning *in situ* test programmes it is therefore essential to have a hierarchy of tests that provide a complete spectrum of answers to cover all aspects of the design process. It is well known that large scale *in situ* tests provide extremely valuable DIRECT observations of rock mass behaviour whilst other smaller scale tests (typically performed in boreholes) and geophysical tests generally provide INDIRECT values that must be calibrated by overall CONTROL measurements from the DIRECT observations.

In the evolution of rock mechanics great pains were taken to try and relate laboratory values to *in situ* properties. In rock masses that not only contain material but also gaps (joints) with different or no material, relationships could often not be found. Laboratories were then deserted and people left for the field. Unfortunately it is my belief that in many cases people took their laboratory training into the field and continued in their former ways by trying to execute small scale borehole tests and again relate this to the rock mass in an attempt to produce design properties. In some ways they were simply testing outwards from their core sample instead of inwards.

Whilst all this activity was proceeding a group of people called Engineers (who were somewhat sceptical about the borehole people and their gadgets or 'patentes') continued to build projects including dams on difficult foundations and large underground structures. Fortunately for us today measurements were made on the overall response of the rock mass in relation to the construction activity that have provided us with an empirical basis for design.

It is from this empirical understanding of rock mass behaviour that rock mass test programmes should be planned. Every site has its specific features and every engineering structure imposes different loading conditions. Thus testing will always be required if meaningful rock mass properties for design are to be obtained. The scope of the testing will be dictated by both the rock mass conditions at the site and an estimate of the likely effects of the rock behaviour on the final engineering product. At this point it is worth mentioning that we are experiencing an ever increasing participation of the rock in the final engineering product and this can be well demonstrated for underground structures in the field of rock reinforced cavern arches (as a replacement for thick concrete arches) and in pressure tunnels

* Consultant in Rock Engineering, San Peter, Jersey, Channel Islands (U.K.)

** The term rock mass is used in this report to emphasise the assemblage of discrete material pieces. Many of the remarks are equally applicable to soils.

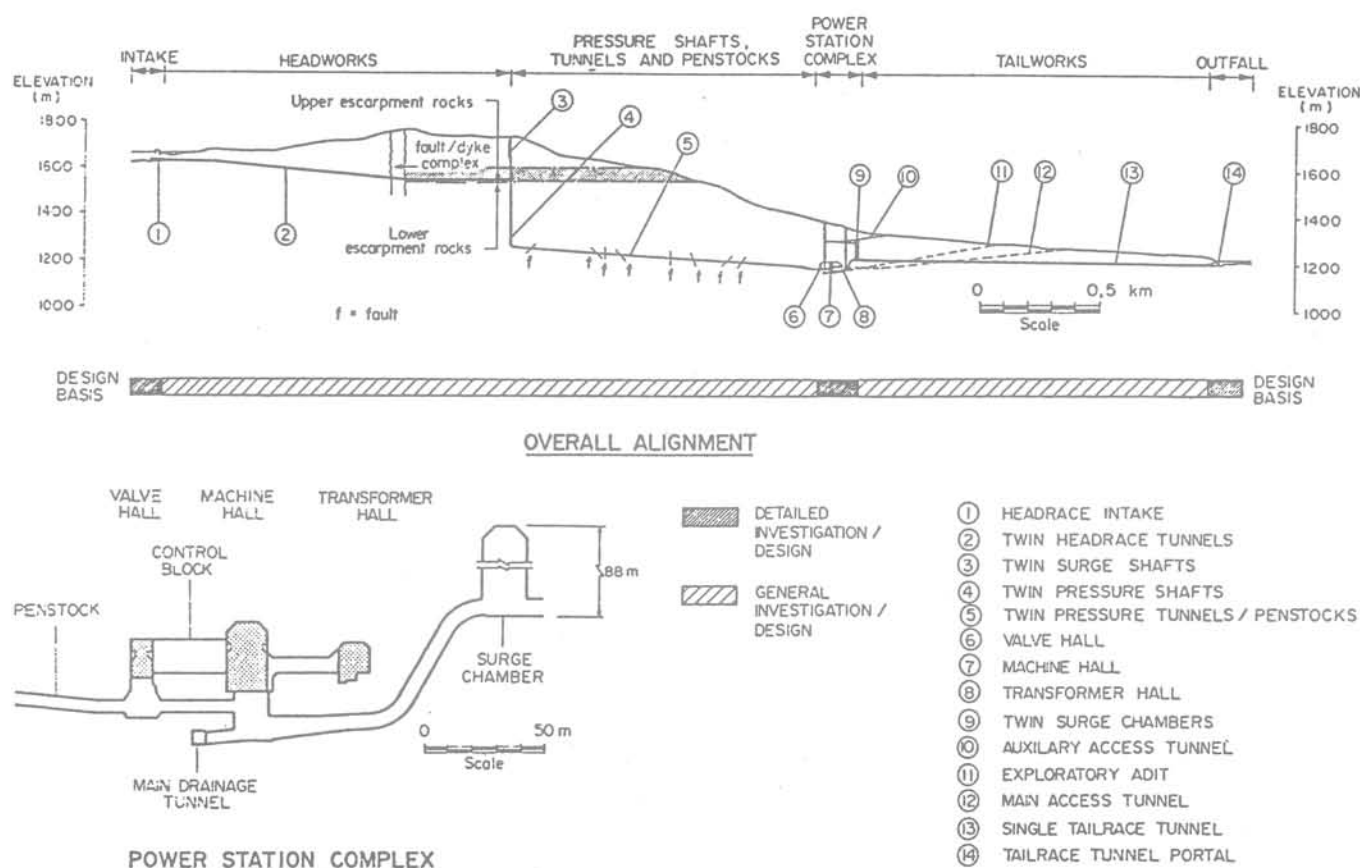


Fig. 1: Drakensberg pumped storage scheme – Longitudinal section

where reliance on the rock for long term support purposes has reduced the need for expensive, thick steel linings.

A fairly comprehensive example of underground testing can be found at the Drakensberg Project (Mellors and Sharp 1982) the overall layout for which is shown on Figure 1 and the exploratory works on Figure 2.

The scheme proposals involved two major features for which little precedence was available as follows:

- Excavation and permanent stabilisation of an underground power station complex in relatively weak argillaceous rocks that were subject to deterioration on exposure.
- Use of concrete-lined pressure tunnels in the relatively deformable argillaceous rocks with heads in excess of 500 m. (Sharp & Gonano 1982).

Because of the nature of the potential engineering problems, an overall testing strategy that included the following elements was developed:

- Full scale prototype structures.
- Large scale *in situ* design tests at selected sample locations.
- Small scale *in situ* classification tests over a widespread area.
- Stress measurements at critical locations over the project alignment.

A breakdown of the principal tests in relation to the main scheme elements is given in Table 1.

In reviewing the papers submitted to the Symposium an attempt has been made to evaluate the purpose and scope of the test measurements and their justification or otherwise in relation to our current understanding of rock mass

behaviour as well as the engineering structure being investigated. The tests in Topic 6 should fall into the following categories and the papers have been grouped accordingly:

I *In situ* Design Property Tests

- Rock Mass Deformability
- Shear Strength
- Thermal Properties

II *In situ* Stress Measurements

III Full Scale *In situ* Observations

The distribution of papers received in relation to the above groups is indicated on Table 2. It is particularly encouraging to see a significant number of papers dealing with full scale observations. Most of the papers dealt either with dam foundations or pressure tunnel design and have been grouped accordingly.

Tests at a smaller scale in boreholes which can usually only be used indirectly to determine rock mass property values have already been addressed in Topics 1 and 5. The associated and important range of geophysical tests has been covered in Topic 2.

In terms of test methods, the International Society for Rock Mechanics has published a number of standards covering most test types and therefore the subject of basic test methodology will not be addressed here.

2. *In situ* design property tests

Overall, twelve contributions were received all of which were addressed wholly or in part to the measurement of

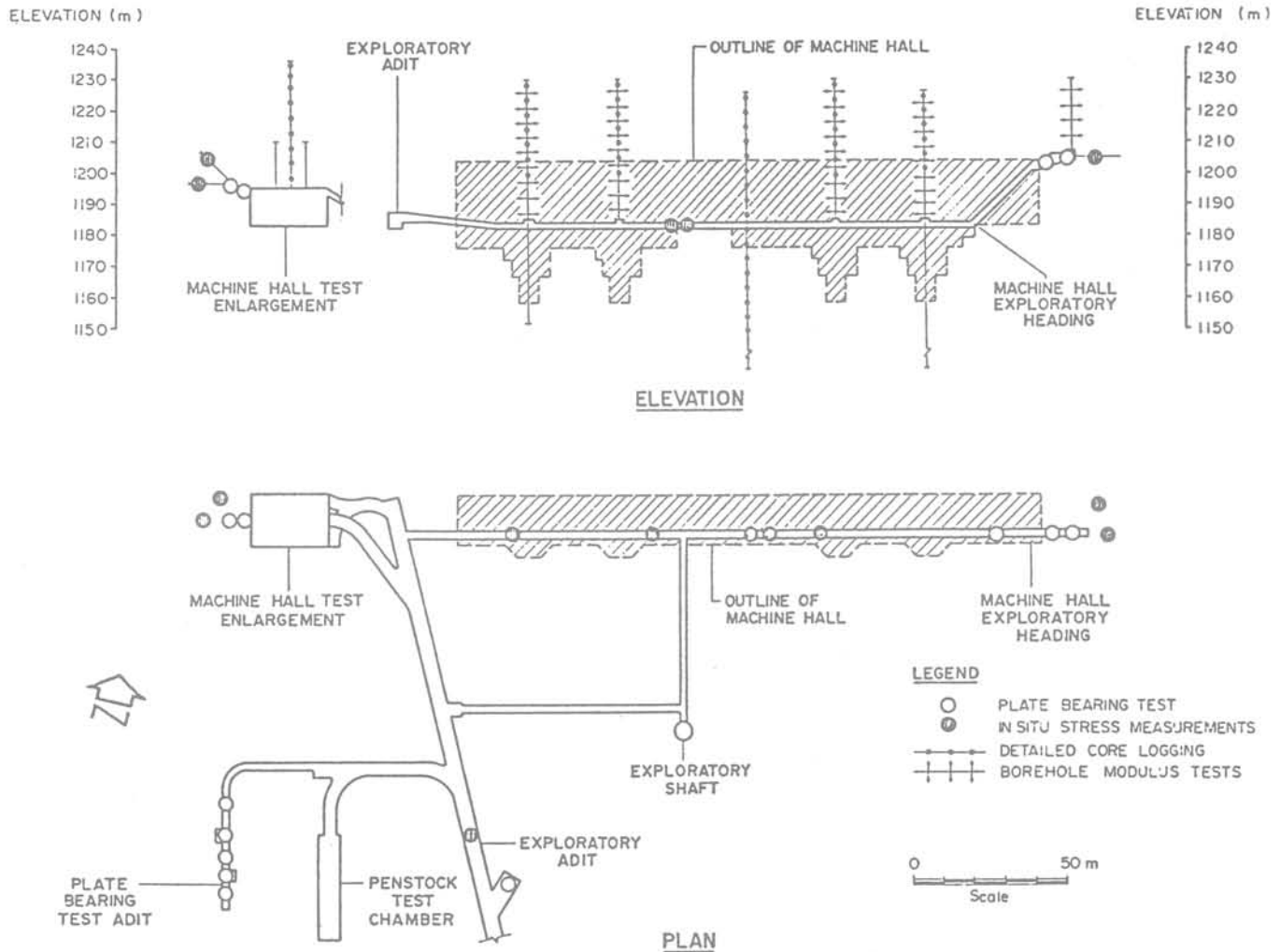


Fig. 2: Drakensberg pumped storage scheme — Layout of exploratory works and *in situ* test locations.

rock mass deformability. Only one paper contained some information on shear strength measurement which may be an indication of the difficulties of representative determination of this parameter *in situ* as well as a recognition of the advances made in the empirical determination of shear strength parameters (Barton 1977). No papers on thermal property determination were forthcoming.

2.1. Rock mass deformability

The most commonly accepted large scale deformability measurement technique is the plate loading test and loads up to 1000 tons on an area of the order of 1 m^2 are now accepted practice. Between 1957 and 1982, some twenty-five programmes of rock mass deformability measurement using the plate loading test method have been carried out. Some of the published results are given in Table 3.

A second less popular method is the flat jack method that was developed largely by the late Dr. Rocha and his colleagues at LNEC in Portugal. Many sites have also been investigated using this method.

Deformability Measurements: Dam Foundations

Okamoto and his colleagues from Japan have reported on both plate bearing and flat jack tests carried out at four different dam sites located in various rock types, princi-

pally granite, diorite and tuff. Valuable results are provided from their measurements. The flat jack type used is semicircular and has limited penetration into the rock mass. The effective loaded area is approximately 0.25 m^2 . In comparing plate bearing and flat jack tests, the latter are preferred by the authors as they believe that they are less affected by blasting damage. Details of the site preparation for the plate bearing tests are not given but clearly it is necessary to produce a representative surface by controlled blasting and if necessary manual excavation as they in fact did for their flat jack tests. Whilst they develop an expected correlation between deformation and elastic moduli, their correlations between modulus and rock type / weathering class show a significant degree of scatter indicating the influence of variability on the results particularly at the test scale selected.

Additional general information on dam foundation tests in Japan is given by Baba. The need for overall geological classification in relation to the selection of detailed test sites is emphasised but few test details or results are included.

Price Jones and Hobbs describe a series of 800 ton capacity plate load tests carried out in adits for the assessment of abutment conditions for the arch dam at the Victoria Project in Sri Lanka situated in high grade Precambrian metamorphic rocks. Useful practical details are given

Tabl. 1: Example of *in situ* test programmes for underground cavern and pressure tunnel design (drakensberg pumped storage scheme)

Power station complex cavern design

Full scale observations *in situ*

Machine Hall Test Enlargement

- Displacement measurements (MPBX, Convergence, Levelling, Rock Bolts)
- Load measurements (Hydraulic support props, Rock bolt load cells)
- Stress change measurements (Embedded stress cells)
- Piezometric measurements (Hydraulic type piezometers)
- Rock determination observations (High resolution MPBX system direct observation)

***In situ* design property tests**

Rock Mass Deformability

- Plate bearing tests (500 ton; horizontal and vertical on roof strata)
- Borehole modulus tests (Goodman jack tests [limited value])
- Geophysical measurements

Shear Strength

- Geometrical characterisation of significant planes of weakness (with laboratory testing)

***In situ* stress measurements**

- Triaxial strain cell overcore tests from exploratory headings

High Head concrete lined pressure tunnel design

Full scale observations *in situ*

Test Chamber

- Displacement, stress and water pressure monitoring in rock
- Displacement, stress and strain measurements in lining

***In situ* design property tests**

- Plate bearing tests (500 ton around test chamber periphery [H, V, 45°]) Permeability testing at ambient and elevated pressures

***In situ* stress measurements**

- Triaxial strain cell overcore tests from pilot tunnels
- Stress measurements in chamber lining
- Hydrofracture stress measurements from pilot tunnels

highlighting the need for careful test site preparation. The loading arrangement was conventional except that loads were measured in each loading column in addition to the loading plate flat jacks. No reasons are given as to the necessity of the extra load cells. Although the results were highly satisfactory from the dam designer's viewpoint giving *in situ* deformation moduli (close to elastic) in excess of 35GPa, the small displacement, as measured by the extensometers, required particular care in their evaluation. In spite of a high resolution measurement system, displacements measured more than 2.5 m below the loading surface could not be interpreted.

In comparing the results from Victoria with those reported from Japan, a lesson on the need for thorough site prepa-

Tab. 2: Distribution of papers: Topic 6

	Number of papers	
	Dam foundations	Underground works
I. <i>In situ</i> design property tests		
– Rock Mass Deformability		
• Flat jack tests	1	2
• Plate bearing tests	2	0
• Radial jacking tests	0	1
• Pressure chamber tests	0	3
• Seismic methods	0	1
– Shear Strength	1	0
– Thermal Properties	0	0
II. <i>In situ</i> stress measurements		
– Flat jack method	1	2
– Borehole overcore methods	0	3
– Hydraulic fracturing and associated methods	0	3
III. Full scale observations <i>in situ</i>		
– Underground Storage		3
– Tunnels		2

ration can be learned. It is however important to create a representative surface either of the rock mass or of the surface that may form the actual dam abutment when excavation methodology may require to be taken into account.

Fernandez Bollo and colleagues from Spain have reported on *in situ* flat jack tests using one or two (orthogonal) jacks typically 2 m² in area. The paper provides a critical review of the measurement method and then gives outline details of time dependant tests for a damsite study.

Deformability Measurements: Pressure Tunnels

Within Topic 6, this class of measurements has received considerable attention with nearly all data being derived from chamber tests designed to act as a prototype for the actual structure. The use of large scale tests in this manner often coupled with seismic investigations to extend the test data to other geological conditions shows a promising trend in investigation methods. The use of such simulated tests recognises that the problem of rock support to pressure tunnel/penstock linings involves a complex interaction of geological, construction and stress variables that cannot necessarily be tested individually and the synthesised into a design model.

In the planning of chamber tests it is necessary to use an excavation technique that will be representative of the main tunnel excavation method and carry out tests in a representative geological and stress environment. Because of the complexity of the tests, it is normally only possible to carry out one or two tests at a given site and thus the results must be applied to the overall tunnel alignment by means of more general geological observations often employing geophysical methods.

Chamber tests that utilise water as their loading medium provide the best simulation of the pressure tunnel loading /

Tab. 3/1: Selected plate bearing test data

PROJECT LOCATION DATE	ROCK TYPE	NO.OF TESTS	T E S T A P P A R A T U S						T E S T M E T H O D				REFERENCE
			PLATE DIMENSIONS (CM)	ROCK- PLATE CONTACT	LOADING METHOD	ORIENT- ATION	DEFORMATION MEASUREMENTS	TESTING PRO- CEDURE	TIME (DAYS)	MAXIMUM STRESS (MPa)	MODULUS (GPa)		
KARADJ ARCH DAM IRAN 1957	Diorite	31	45 76	Mortar	Hydraulic Jack	Inclined	Plate and Rock Surface Dial Gauges	1 Inc.	-	22.4	$E_s = 14.1$ to 18.0	Waldorf Veltrap, Curtis 1963	
DEZ DAM IRAN 1960	Conglo- merate	257	25 x 25	Sulphur	Hydraulic Jack	Horizontal	Plate Surface Dial Gauges	4 Inc. Creep	1.0 16	13.8	$E_s = 6.9$ to 12.4 $E_r = 10.3$ to 26.2	Dodds, 1966	
TUMUT 2 AUSTRALIA 1960	Chert	6	30	Rubber Concrete	Hydraulic Jack	-	Plate and Rock Surface Dial Gauges	-	-	10.9	$E = 1.8$ to 51.7	Alexander, 1960	
OROVILLE POWER- HOUSE CALIFORNIA 1961	Amphi- bolite	5	53	Concrete	Hydraulic Jack	Horizontal Vertical	Center MPBX TDG	-	-	-	$E = 8.3$ to 12.4	Kruse, 1970	
ADIGUZEL DAM TURKEY 1963	Marble, Schist	5	30	Concrete	Hydraulic Jack	Horizontal	Rock Surface Dial Gauges	4 Inc. Creep	1.2 -	6.9	$E_u = 1.0$ to 12.3 $E_t = 0.3$ to 3.3	Timur, 1970	
HENDRIK VERWOERD DAM S. AFRICA 1965	Dolerite	18	-	-	-	Horizontal Vertical	-	-	-	-	$E = 62.7$ to 77.2	Bieniawski, 1978	
P. K. LEROUX DAM S. AFRICA 1965	Dolerite	15	-	-	-	Horizontal Vertical	-	-	-	-	$E = 18.6$ to 40.6	Bieniawski, 1978	
ORANGE FISH TUNNEL S. AFRICA 1965	Mudstone Siltstone Sandstone	20	-	-	-	Horizontal Vertical	-	-	-	-	$E = 6.5$ to 26.2	Bieniawski, 1978	
ARCH DAM CZECHOSLOVAKIA 1965	Gneiss Amphibolite	21	71 x 71	Concrete	Hydraulic Jack	Horizontal Vertical	Rock and Plate Surface, Dial Gauges	3 Inc.	-	8.0	$E_t = 1.8$ to 9.8 $E_r = 1.0$ to 19.7	Drozd and Louma, 1966	
GRAN SUARNA DAM SPAIN 1966	Quartzite	48	160	Neoprene Mortar	Hydraulic Jack	Horizontal Vertical Inclined	Rock Surface Dial Gauges	4 Inc.	-	3.9		Serafim and Guerreiro, 1966	
HYDROELECTRIC DAM USSR 1966	Limestone	8	80	Rubber Mortar	Hydraulic Jack	Vertical	Rock Surface Dial Gauges	6 Inc.	-	7.1	$E_s = 1.4$ to 53.5	Sapegin and Shiryaev, 1966	
HYDROELECTRIC DAM USSR 1966	Gneiss	4	80	Rubber Mortar	Hydraulic Jack	Vertical	Rock Surface Dial Gauges	6 Inc.	-	7.1	$E_s = .08$ to 1.6	Sapegin and Shiryaev, 1966	
HYDROELECTRIC DAM USSR 1966	Bituminous Limestone	8	80	Rubber Mortar	Hydraulic Jack	Vertical	Rock Surface Dial Gauges	6 Inc.	-	7.1	$E_s = 2.9$ to 15.4	Sapegin and Shiryaev, 1966	

Tab. 3/2: Selected plate bearing test data (continued)

PROJECT LOCATION DATE	ROCK TYPE	NO.OF TESTS	TEST APPARATUS					TEST METHOD				REFERENCE
			PLATE DIMENSIONS (CM)	ROCK PLATE CONTACT	LOADING METHOD	ORIENT- ATION	DEFORMATION MEASUREMENTS	TESTING PROCEDURE	TIME (DAYS)	MAXIMUM STRESS (MPa)	MODULUS (GPa)	
CRESTMORE MINE CALIFORNIA 1967	Marble	1	-	Concrete	Hydraulic Jack	Vertical	Rock and Plate Surface Dial Gauges	3 Inc.	-	20.7	E = 12.0 to 16.9	Heuze and Goodman, 1968
TEHACHAPI TUNNEL CALIFORNIA 1967	Diorite Gneiss	16	53	Concrete	Flat Jack	Horizontal Vertical	Center MPBX TDG	3 Inc.	-	17.2	E = 0.9 to 15.2	Kruse, 1970
AUBURN DAM CALIFORNIA 1969	Amphi- bolite	17	86	Mortar	Flat Jack	Inclined	Center MPBX TDG	5 Inc. Creep	12	6.9	-	Wallace Slebir and Ander- son, 1970
LAGO DELIO POWER- HOUSE ITALY 1970	Gneiss	11	51	Concrete	Hydraulic Jack	Horizontal Vertical	Rock Surface Dial Gauges	-	-	9.8	E = 7.0 to 21.0	Enrico, Paolo & Armando, 1970
CHURCHILL FALLS POWERHOUSE CANADA 1970	Diorite Gneiss	10	86	Mortar	Flat Jack	Horizontal Vertical	Center MPBX Edge MPBX TDG	3 Inc. Creep	21	9.3	E _i = 4.8 to 134 E _s = 33.8 to 224	Benson, Murphy and McCreath, 1970
MICA PROJECT CANADA 1970	Granite Gneiss Schist	12	28	Sulphur	Hydraulic Jack	Horizontal Vertical	Plate Surface Dial Gauges	4 Inc. Creep	0.3 -	27.5	E = 1.3 to 48.8	Meidal and Dodds, 1973
GORDON DAM TASMANIA 1971	Quartzite	4	50	Concrete	Hydraulic Jack	Horizontal	Plate Surface Dial Gauges	4 Inc.	-	7.0	E _s = 3.2 to 38.7 E _r = 7.5 to 43.6	Giudici, 1979
ELANDSBERG SCHEME S. AFRICA 1970-77	Greywacke	12	78	Concrete	Flat Jack	Horizontal Vertical	Center MPBX TDG	-	-	-	E = 27.1 to 59.4	Bieniawski, 1978
LG-2 POWERHOUSE CANADA 1976	Granite	-	-	-	-	-	-	-	-	-	E = 38.0 to 60.9	Murphy, Leway & Rancourt, 1976
DRAKENSBERG SCHEME S. AFRICA 1976	Mudstone Siltstone Sandstone	14	113 56	Concrete	Hydraulic Jack	Horizontal Vertical Inclined	Center MPBX Rock Surface Dial Gauges	5 Inc. Creep	2 -	4.5 9.0	E _s = 1.6 to 27.4	Bowcock et al. 1976 Golder Ass. 1979

Plate Dimensions (cm)

100 = Circular plate diameters
25 x 25 = Rectangular plate, length x width

Deformation Measurement

MPBX = Multiple position borehole extensometer
TDG = Tunnel diameter gauge

Testing Procedure

4 Inc. = Number of increasing pressure increments and decrements in one cycle
Creep = Creep test

Modulus

E = Modulus of deformation (undefined)
E_i = Initial loading modulus.
E_t = Tangent Modulus
E_s = Secant Modulus (1st pressure increment).
E_m = Secant Modulus (maximum pressure).
E_u = Unloading Modulus
E_r = Reloading Modulus
E* = Modulus at depth

deformation state as they are able to take into account the effects of water pressure within the rock mass. This is particularly important for concrete-lined tunnels where leakage into the rock will inevitably occur unless special water-proofing provisions are provided.

Other simulation tests such as the radial jacking test do not allow for the effect of water pressure in the rock mass and thus are better directed to the determination of the potential contribution of rock support to the dimensioning of steel linings. One major benefit of the radial jacking tests as opposed to chamber tests in the use of the test at multiple locations along the completed tunnel alignment. This does however assume that testing and lining dimensioning can be carried out after tunnel excavation which may be at a late stage in the overall construction programme. The effect of grouting is obviously difficult to measure with this method.

A summary of past chamber test experience together with other modulus determination methods for pressure tunnel design is given in Table 3.

The use of the radial jack test in China is covered in a comprehensive paper on pressure tunnel investigations by Yang Zi Wen. Twenty-one tests on ten different projects are reported covering tunnel sections in granite, granodiorite, basalt, conglomerates, limestones and sedimentary rocks. The test techniques appear similar to those developed by TIWAG of Austria (Lauffer and Seiber 1961). In addition to providing a considerable amount of test data, studies covering the influence of cylinder length and the depth of influence of the jacking method are described. An interesting section of the paper deals with interpretation of rock mass anisotropy. For a tunnel section in altered basalt a ratio of maximum to minimum diametral deflections of 3.9 was recorded (vertical to horizontal). The anisotropy is attributed to the rock mass but it is perhaps better explained by the potentially loosened zone above the crown giving exaggerated vertical deflections. Nevertheless such results are applicable to the resulting lining design unless the apparent deflection anisotropy can be reduced by grouting.

The use of chamber tests in conjunction with seismic methods to provide input to an analytical model simulating the various zones around a pressure tunnel are well illustrated by Doucerain from EDF, France. His paper describes tests conducted in granite at the Super Bissorte project to determine the participation of rock support in the steel liner design. The test chamber with a 2 m steel lining diameter had an excavated diameter of some 3.20 m, a length of 30 m and was placed close to a fault zone some 300 m below surface. Extensometers were used to measure the response of tunnel loading into the rock which covered an internal pressure range up to 25 MPa which is an extremely high loading in this type of test. The steel lining itself reached its elastic limit at about 10 MPa internal pressure and was thus subjected to permanent deformations above this value. Seismic methods were used to define three distinct zones around the excavation corresponding to a disturbed zone, a transition zone and the undisturbed rock mass. The pressurisation tests together with the numerical model derived in conjunction with the radial deformability distribution taken from the seismic tests allowed the load taken by the steel and rock to be determined together with deformability values for the rock mass. Values of deformability between 50 and 100 GPa were obtained after the first loading. Like other workers in this field the authors found that the values obtained from a confined chamber test were high in relation to values predicted from small scale test measurements. The overall test

arrangement, measurement programmed and analytical interpretation have provided a good example of the use of *in situ* tests to provide representative design data for high head penstocks.

In situ tests at the Nurek Hydro Project (USSR) reported by Rukin and colleagues have been directed towards the use of 'polymercement' concrete linings developed to inhibit cracking where the stiffness of the rock surround permits excessive deformations. The use of latex additives in the concrete linings have reduced the overall concrete modulus two fold and allowed water tightness to be improved under enhanced deformation. A test tunnel comprising sections of ordinary and polymer concrete linings was constructed in the sandstone – siltstone rock mass. Limited contact grouting was undertaken. Using seismic measurements, it was established that a blast damaged zone up to 1.2 m thick was present compared with an excavation diameter of 3.1 m which appears to indicate limited control on the excavation method. Moduli of the surrounding rock mass were measured prior to and following grouting, the grouting resulting in a 50 % increase in modulus to about 18 GPa. (This value appears very representative for the type of rock mass at the test site). Tests were conducted using both an internal loading frame (radial flat jack arrangement) and pressurisation of the entire chamber. Typical tests pressures were up to 1.4 MPa. Significant anisotropy in diametral deflections was observed with vertical deflections being some 2-3 times horizontal. This again could be related to disturbance to the bedded strata in the tunnel crown as such values in the undisturbed rock mass do not seem plausible. The tests demonstrated the superiority of the polymer concrete linings over the ordinary concrete the latter exhibiting longitudinal cracks following pressurisation. Leakage rates were also comparatively less.

In relation to the internal pressures used, cracking in the ordinary concrete appears to have taken place at a relatively low pressure. This could have possibly been prevented or suppressed by more extensive grouting measures. The paper again is a good example of the use of representative test measurements to provide reliable data for tunnel lining design.

Another paper from the USSR by Lavrov describes the use of 'seismoacoustic' measurements along pressure tunnel alignments together with borehole ultrasonic methods to determine the effective deformability of the rock surround. He emphasises the important need to measure the deformation properties of the rock in the immediate vicinity of the excavation which has been disturbed by the excavation process and by stress redistribution. The methods discussed have been used on four major projects including the Inguri tunnel with a length of 15 km and a diameter of 9.5 m. Some 25 km of seismic profiling and 6.4 km of borehole logging have been executed over the past 16 years. The use of radial boreholes allows detailed cross sections to be established which can then be extrapolated along the tunnel alignment by the longitudinal profiling. Useful descriptions are given concerning the results from a number of different rock types and using a three zone radial classification (near surface fractured zone / zone of relaxation / undisturbed rock) typical average values for depth and deformability are given. The theory used has been checked against static deformability tests (presumably plate bearing or chamber tests) and interesting data are provided on correlation factors. The method has also been extended to checking the adequacy of grouting behind the concrete lining of the Inguri tunnel using a total of 800 boreholes to depths of 8 m. Although the techniques described are in use in a number of countries, the Russian work provides useful new

data and may encourage other engineers to adopt or develop this approach.

Additional summary data from Japan has been provided by Baba and quotes results from the Shintoyone scheme where both steel lined and concrete lined chambers were constructed in granitic rocks.

Deformability Measurements: Underground Excavations

Unlike the case of pressure tunnels where one is trying to determine the 'reaction modulus' at the surface of a rock excavation, the design of large underground openings requires a knowledge of rock mass deformability.

The combined resources of ENEL and ISMES in Italy have over a number of years been studying a number of hydro-electric and pumped storage sites in various rock types in an attempt to develop general trends for underground excavation response. Their report to this conference concerns the interpretation of flat jack measurements in granitic metamorphic and sedimentary rocks. The flat jack arrangement used is the established method of drilling a series of overlapping holes. Like many researchers they have opted for relatively shallow jacks (0.5 m) in order presumably to overcome the problem of deflection measurements which they carry out using rigid rods anchored at the flat jack mid-plane. The measurements made (which were compared with other borehole stress data) allowed a comparison between the theoretical stress state at the jack location and that actually measured. A good agreement between theoretical (elastic) stresses and measured values was only obtained in the soft sedimentary rocks. In other cases the stress concentration was either less or greater than 2. For values less than 2, an attempt was made to obtain results on the residual strength parameters of the rock on the basis that yielding had occurred around the tunnel. As pointed out in the paper the results show that the flat jack measurements are not conclusive either in terms of the mechanical properties of the rock or the stress state. It would appear as others have found that the overlying assumption of elastic or at best a uniform but yielding rock is rarely applicable in rock masses particularly if disturbance due to the tunnel excavation has occurred. By correlating the flat jack data with other plate bearing test information and microseismic studies, a layer of loosened rock up to 0.8 m from the excavation surface was deduced. A further problem that arises is in the rotation of the measurement rods. This will be influenced in particular by unfavourably oriented rock structure and other inhomogeneities. The paper mentions that further study of the data will be carried out using a 3-D elastic, isotropic and homogeneous model. For the geometrical arrangement used (shallow jack emplacement) it is doubtful, given the uncertainties arising from geological and excavation conditions, whether meaningful values will ever be deduced. Furthermore the use of the data from flat jack tests in pressure tunnel design is considerably less direct than the plate bearing or radial jacking test which loads in the same sense as the tunnel lining.

Additional laboratory studies have been conducted by Borsetto and colleagues from ISMES and ENEC in an attempt to further rationalise the *in situ* observations. The tests which were made on a 1 m concrete block show an expected agreement between measured and theoretical values. Problems of measurements of internal displacements are addressed and the rotation of rods (as used in their *in situ* experiments) was found to be quite significant. Their studies on a rather idealised 'massive' specimen tend to reinforce earlier doubts as to the applicability of shallow

flat jack measurements for the determination of the mechanical properties of real rock masses.

2.2. Rock mass shear strength

The execution of shear tests for determining the strength of dam foundations is briefly reported by Baba from Japan. The test arrangement is fairly classical and no field results are quoted.

For both dam foundations and underground openings, the *in situ* measurement of joint shear strength remain a problem. With the standard ISRM test arrangement, the normal stiffness of the test specimen cannot be controlled and thus the major parameter controlling the strength of joints in *in situ* rock masses cannot be properly taken into account.

3. In situ stress measurements

The *in situ* state of stress has a well known influence on the stability and deformation properties of underground openings. Before dealing with actual measurements it is perhaps useful to mention that a great deal of information can be obtained from regional geological observations including the nature of deposition and erosion processes and tectonic events. In planning stress measurements it is thus useful to assess the likely stress field based on geological evidence.

A further general comment is concerned with the underlying assumptions of linear elasticity for the interpretation of many of the test methods. Whilst competent granitic rock masses may respond in this manner stresses are often not relevant in such rock types. In the weaker rocks where stress to strength ratios approaching unity may be encountered in common underground construction, the behaviour of the rock to an unloading stress path (common to all methods except hydrofracturing) may be quite non-linear. For such test methods it is very important to determine the relationship between stress and strain in the unloading mode on the same material sample as that used for the actual *in situ* measurements. (Gonano and Sharp 1983).

Stress measurement programmes should not be embarked upon lightly. No measurements are better than the odd stress measurement. For many projects they may not be necessary and an estimation of stress ranges may be all that is required. Critical conditions in underground construction can be summarised as follows:

- excavation resulting in induced stress to strength ratios greater than 0.5
- geological environments where stresses may be highly anisotropic (near surface excavations in sedimentary rock)
- large shallow excavations in low stress environments
- pressure tunnels in regions where the internal pressure is of the same order as the minimum principal stress.

The criteria governing the choice of method are complex and relate particularly to the nature of the rock. Because of uncertainties associated with all current methods, most well planned investigations will involve more than one method to provide a realistic degree of measurement redundancy and a cross check between results. In many rock masses significant variability in data should be expected and thus the test programme must be sufficiently comprehensive to cater for this.

Tab. 4/1: Review of modulus determinations for various hydroelectric projects

SCHEME	ROCK CONDITIONS	DESIGN REQUIREMENTS /OBJECTIVES	METHODS	RESULTS	REMARKS	REFERENCE
DEZ DAM	poor conglomerates of variable composition and cementation	rock support conditions for design of prestressed concrete penstocks	Laboratory Tests Hydraulic jacks Plate Bearing Tests Two hydrostatic chambers	$D = 7-12 \text{ GPa}$ $D_s = 8-10 \text{ GPa}$	Special attention to creep behaviour. Moduli are quoted as secant values. Behaviour of rock was very non-linear.	Dodds (1966)
DRAKENSBERG	impermeable inter-bedded sandstones/siltstones/mudstones	assessment of rock support and over-burden criteria	Laboratory Tests Plate Bearing Tests Chamber Test	$E =$ $E_s = 18-24 \text{ GPa}$ depending on direction $D_s = 16-22 \text{ GPa}$ depending on direction	Plate Bearing Test results do not include disturbed zone. Vertical modulus is significantly less than horizontal.	Project Report (1979) Sharp & Gonano (1982)
FFESTINIOG	good siltstones and greywacke, strong competent bedding	verify support capacity of grouted rock and determine over-burden requirements	Seismic Tests Pressure Gallery Tests (4 off)	$E = 46-58 \text{ GPa}$ $D_d = 21-53 \text{ GPa}$ parallel to bedding $D = 19 \text{ GPa}$ perpendicular to bedding	Substantial saving in steel effected by investigating rock support conditions under low cover	Chapman (1961)
KAUNERTAL	schists, gneiss, phyllite	design of pressure tunnel using prestressed rock support	TIWAG radial jack	$D = 6 \text{ GPa}$ before grouting $D = 12 \text{ GPa}$ after grouting (for fissured line schist)	Design method using radial jack testing and deformation moduli is well established.	Lauffer & Seeber (1962)
KEMANO		rock modulus required for optimization of steel lining thickness	Instrumented steel sphere grouted into cavity	$D = 15-30 \text{ GPa}$ allowing for creep	15 GPa used in design. At the time few designs relied on rock support to minimize steel thickness.	Brewer (1952)
LAGO DELIO			Plate Bearing Tests Pressure chamber Back analysis of Machine Hall	7-21 GPa 10-27 GPa 7-20 GPa		Jaeger (1971)
ORANGE FISH	similar to Drakensberg		Lab Tests mudstone siltstone sandstone PBT mudstone siltstone sandstone Pressure Gallery Tests (in silt/sandstone)	$D = 8 \text{ GPa}$ $D_s = 35 \text{ GPa}$ $D_s = 25 \text{ GPa}$ $D_s = 7 \text{ GPa}$ $D_s = 25 \text{ GPa}$ $D_s = 25 \text{ GPa}$ $D_s = 15-35 \text{ GPa}$	On average, field values are about 0,6 times the laboratory values, PBT and pressure gallery tests are comparable.	Kidd et al. (1976)

Tabl. 4/2: Review of modulus determinations for various hydroelectric projects (continued)

<u>SCHEME</u>	<u>ROCK CONDITIONS</u>	<u>DESIGN REQUIREMENTS /OBJECTIVES</u>	<u>METHODS</u>	<u>RESULTS</u>	<u>REMARKS</u>	<u>REFERENCE</u>
RAMA	competent rocks	investigation of grouting to improve rock support capacity	Micro-seismic intact specimens in situ Flat Jack Pressure Gallery Lab specimens	$E_d = 67 \text{ GPa}$ $D_d = 38 \text{ GPa}$ $E_d = 13-33 \text{ GPa}$ $D_s = 10-16 \text{ GPa}$ $E_s = 45 \text{ GPa}$ $D_s = 24 \text{ GPa}$ $D_s = 37-62 \text{ GPa}$ $E_s = 38-63 \text{ GPa}$		Kujundzic et al (1970)
SNOWY (EUCEMBENE- TUMUT TUNNEL)	fine grained quartz- ite tightly jointed gneissic granite	to test load sharing capacity of rock five sites tested	Water Pressure loading of tunnel with measurement of deformation	$D_s = \text{GPa AV.}$	Concluded that design could rely on support from rock and that PBT an adequate indication of modulus.	Belin (1960)
Various projects		pressure tunnel des- ign and to study - effect of grouting	Plate Bearing Tests Pressure Chamber Tests	Comparable res- ults obtained from the two methods	Notes that grouting improves modulus considerably by up to a factor of 2 or more.	Jaeger (1955)
Various projects	variety of rocks none sedimentary	determination of moduli of reaction for pressure tunnel and shaft design	TIWAG radial jack		Correct design values of deformability believed to be closer to bottom of experim- ental range of values.	Seeber (1970)

E = Elastic Modulus (static)
 E_s = Elastic Modulus (dynamic)
 D_d = Deformability Modulus (static)

3.1. Measurement methods

Bertrand and Durand from BRGM in France have provided a survey of test methods dividing them into three main classes:

- flat jack relaxation method
- borehole overcore technique
- hydraulic fracturing.

In particular they point out the limitations of each method in the light of simplifying assumptions that are often required (linear elasticity, undisturbed rock mass zone etc.). The main contributions of this paper are the results provided from the Sain Sylvestre granite massif. The geological history of the site has been carefully studied to provide geomorphological and tectonic evidence for regional stress orientations.

Tests were carried out broadly in the same area using all three methods. As usual interpretation of the flat jack measurements was influenced by assumptions regarding the stress concentrations around the adit periphery in which the tests were executed, the adit having been adversely influenced by blasting damage. More useful data were obtained from the borehole overcore tests which provided a basic indication of the governing stress field. Hydraulic fracturing tests were conducted both in a vertical borehole from surface and from horizontal boreholes underground. The data from the vertical hole gave a good correlation with the overcore test data for the minimum principal stress. These data in turn correlated well with the major tectonic activity associated with the alpine thrust. The authors have demonstrated the benefit of using overcoring tests together with hydraulic fracturing to provide a comprehensive understanding of stress conditions in relation to the geological environment. A similar test programme although at considerably greater depths was recently carried out in the granites in Cornwall, U.K. Again good correlation between overcoring, hydraulic fracturing and the major alpine thrust direction was obtained (Pine *et al.* 1983).

A contribution from Charrua – Graça from LNEC, Portugal describes a test programme involving both flat jack and overcoring measurements for a damsite foundation in an anisotropic schistose rock mass. The results of the flat jack programme were as usual adversely influenced by excavation disturbance and the validity of the gallery stress concentration model used was obviously questionable. Ten overcoring tests were made at three separate locations and biaxial tests were subsequently carried out on the overcore retrieved. The isotropic interpretation of the data was correctly viewed by the author as a limitation of the method. In spite of reservations about various aspects of the tests, a reasonable correlation was obtained between the two methods as shown by stereographic plotting of the principal stresses.

An interesting contribution on a new development using the sleeve fracturing technique has been provided by Stephansson from the University of Luleå, Sweden. The technique in principal is similar to the hydrofracture technique although problems regarding pore pressure assumptions and effective stress conditions are avoided by isolating the pressurising fluid from the rock. The use of the cell to determine other properties such as modulus suffers from the same limitations as the Goodman Jack and the CSM cell in that they can only be regarded as point measurements as far as most rock masses are concerned. Thus it cannot be considered as an adequate loading mechanism for the rock

mass. In terms of stress measurement the method is a useful development but should it is suggested be used in conjunction with the hydrofracture technique. If used solely as a borehole technique, the principal advantage of hydrofracturing, namely the stressing of a representative volume of the rock mass is lost. (It is well known that all borehole methods require assumptions regarding the stress field around the borehole and that this can be modified by proximal fractures.) Although overcoming the uncertainty of pore fluid pressure conditions in the rock prior to fracturing, the method still requires assumptions on the tensile strength of the rock in order to obtain the maximum principal stress, a major difficulty that is inherent in the hydrofracture technique.

An example of the use of structural geological observations in predicting potential stress conditions followed up by extensive confirmatory measurements is given by Kazikaev from the USSR. The approach used is a good example of how stress measurements should be used to confirm the findings of prior geological evaluation. Too many stress measurement studies are carried out without prior thought for the geological environment and end up as a critique of the method rather than as an applied engineering study. The Russian data gives stress measurements over a depth range from 150 to nearly 400 m and interestingly show increasing ratios of horizontal to vertical stress with depth. Principal stress ellipses in relation to rock structure are presented showing how the stress conditions vary over the study region (3 km²). A further interesting finding relates to vertical stresses in a 100 m wide shale block bounded by quartzites. The vertical stresses in the shale corresponded to only 50 % of those in the quartzites as a result of interactive support between the quartzites and the shale.

Most of the contributions reviewed so far have involved measurements in rocks where linear elasticity can be reasonably assumed and where time dependency effects are small. Unfortunately not all engineering projects can be located in such easily understood materials and it is often necessary to understand stress conditions in weaker sedimentary rocks and salt deposits. (Particular attention is being focussed on salty rock formations for the disposal of radioactive waste products).

A contribution from Pahl and colleagues from Germany describes overcoring and flat jack tests in anhydrite and rock salt formations. They report initially on stresses within both intact and overloaded pillars and present interesting data on both absolute stress levels and horizontal to vertical stress ratios in anhydrite rock. Measurements in rock salt were also conducted using both methods. The rock stresses were calculated assuming linear elasticity, the effect of rock creep being compensated by using a dilatometer loading period equal to the overcore unloading period. The authors do not comment on the differences between the unloading and loading stress paths which could be significant in this type of rock.

Hydraulic fracturing stress measurements in a bedded salty deposit at a depth of some 700 m are described by Cornet and Thomas from France. Their paper presents a critical review of the hydrofracture method and the assumptions used. The use of properties derived from fracture propagation (second stage injection) to overcome assumptions regarding the tensile strength of the rock is proposed and examples are given of the results obtained from both methods. Results are provided from two sites in the same region. At the first site, three tests were carried out at a depth of some 700 m in a vertical borehole and attempts to obtain initial breakdown and repressurisation characteristics were made. At the second site two subhorizontal

boreholes from galleries at a similar depth to the first site were tested. A good correspondence between the various tests was obtained indicating the validity of the method and assumptions used. In particular the results obtained from holes in different directions allow an improved understanding of the interrelationship of the principal stresses.

4. Full scale *in situ* observations

An important group of full scale tests has already been discussed for establishing design parameters for pressure tunnels. Other papers received have covered observations in salt cavities, low temperature caverns in argillites, measurements in coal mine roadways and settlement observations associated with road tunnels.

A paper from Hugout and Dussaud of France discusses the performance of gas storage in leached out salt cavities in which large pressure variations occur as a result of the operating conditions. Particular attention is focussed on volume losses amounting to some 30% over 10 years. A sonar survey after 10 years operation showed a significant heave of the floor of the cavity with little distress to the cavity roof. The changes in cavity volume are related to number of other factors besides creep such as thermal expansion, complementary dissolution and apparent compressibility. After devising tests with different liquid and gaseous fluids, it was found possible to isolate the creep component and produce reliable simulations of this factor using established creep laws and measured material properties.

The verification of creep behaviour on this overall scale and over a prolonged time period is a valuable development in the understanding of salt cavern behaviour.

Berest and colleagues from France have presented a new technique for determining the volume of underground storage caverns. By inducing a pressure drop at the well head and observing the subsequent pressure oscillations it is possible to relate the level response to the cavity volume knowing the compressibility characteristics of the fluid and the cavity walls. The theoretical studies which involve dynamic simulation of the overall system are applied to an actual cavern in salt filled with brine and fuel oil. Comparisons are made with a static compressibility method which is regarded as complementary to the dynamic method proposed. Data are given for a 7 500 m³ cavern at various ambient pressures. The method proposed involves an elegant dynamic simulation approach and overcomes certain limitations of established static methods.

An interesting pilot study for a low temperature underground LNG storage cavern in clay is reported by De Sloovere from France. The need to study problems involving both high and low temperatures in underground excavation design is becoming increasingly common and it is fitting that at least one paper in this Topic should be concerned with thermal effects. The excavation has been created in a stiff eocene clay with a diameter of 3.7 m and a length of 100 m by means of a roadheader followed by a segmental concrete lining. The depth below surface is some 23 m. A test section some 30 m long was cooled to -196 °C over the period November 1981 to June 1982. The temperature was maintained at that value until September 1982 and then allowed to recover. The response of the cavity to cooling was measured by multipoint extensometers on horizontal and vertical arrays and by fixed clinometers in vertical boreholes. In addition monitoring of the segmental concrete lining was undertaken together with monitoring of the excavated clay surface. Extensive use was

made of vibrating wire instrumentation systems which were found to be the only reliable measurement method at the temperatures involved. In general the instrumentation appears to have behaved extremely well. The field results have been analysed by a study of displacement fields and induced stresses on the lining structure. Apart from being able to determine the interactive effects of the clay and chamber lining from the measured values, this type of pilot facility provides an extremely good overall demonstration of the feasibility of operating such underground structures under adverse thermal conditions. It is perhaps worth noting that similar studies to +200 °C are in the advance planning stages for the underground storage of nuclear waste materials.

A paper from China by Zhenxi and Guoliang provides interesting observed performance from underground openings in coal mines. Perhaps in the mining industry one has the greatest opportunity for developing designs through observed performance owing to the ongoing nature of the operation. Clearly in China where some 1 000 km of shafts and tunnels per year are supported by bolting and shotcreting there is tremendous opportunity for optimisation. The instrumentation used is described and comprises convergence, extensometer and support load monitoring as well as acoustic investigation of the excavation surround. Results are given from the sites at depth in the range 270-360 m. As might be expected in coal measure rocks, closures of the order of 20 mm have been typically observed. The extent of rock loosening around the opening is of the order of 1.0 m for a 4 m wide roadway. The performance of the roadways subsequently subjected to coal seam extraction has also been monitored and additional closures of some 20 mm were measured when the face was within ± 50 m of the roadway location. From the evidence given it is apparent that the shotcrete lining in conjunction with bolting can in the softer rocks withstand up to 100 mm of closure without general distress. It is reported that some spalling of shotcrete in the crown has been observed (a rather typical occurrence in this type of rock) which requires remedial treatment. Use of mesh reinforcement in such areas generally improves the performance of the shotcrete lining. The paper reports a well planned and executed observations program which has allowed modern support techniques to be applied with confidence. In a world where we are still so often bound by tradition necessitating the continuing use of inefficient steel arch systems, this alternative, systematic approach is very encouraging.

The final paper on observed conditions concerns shallow tunnelling in Japan through sand and silt with an excavated cross section of some 85 m². Yokoyama and colleagues have relied heavily on observations of tunnel performance together with borehole loading tests to estimate the magnitude of ground settlement and the stability of the tunnel face. Shotcrete, mesh and steel ribs together with anchor bars are used to stabilise the tunnel periphery. The ground characteristics in terms of stiffness are determined ahead of tunnelling using pressuremeter and borehole jacking tests. With the type of support used (relatively stiff) and the limited overburden depth, the main settlement problems are related to the behaviour of the tunnel face and the overlying ground ahead of the tunnel. Face collapse and caving are predicted from a study of ground settlements related to the material characteristics. The authors give a collapse criterion based on field measurements including studies of conditions before and after an actual failure of the face resulting in a ground settlement of some 40 cm. The benefit of spiling bolts is also demonstrated in limiting ground settlements by up to 50%. Such reports are always

most valuable to the practising engineer particularly when they include observations of the actual failure state. Unfortunately without the occasional full scale failure to learn from it is extremely difficult to know the degree of conservatism in designs which are based solely on measurement of the material properties.

5. Summary and conclusions

The papers addressed to this Topic have covered a wide area. In particular valuable contributions have been made of full scale observations both under difficult ground conditions and for new types of engineering developments. The current status of the *in situ* test methods covered can be summarised as follows:

In situ design property tests

Rock Mass Deformability

The test must be related to the engineering product for which this data will be used. The deformability characteristics of both disturbed and undisturbed zones can be measured.

- Plate bearing tests are still the most useful current test. High loadings (up to 1000 tons) may be required in stiff rock masses to induce adequate deformations at depth for rock mass property determination. The tests can be extended over a wider site scale using geophysical methods.

- Flat jack testing is only meaningful in most fractured rock masses if a sufficient depth of jack emplacement can be achieved together with a measurement system within the rock mass. If internal jack deformation measurements are made (Rocha system) sawn slots are preferred. Shallow flat jack tests close to the rock surface using surface or borehole anchored systems do not yield representative data.

- For pressure tunnel design, full scale chamber tests together with geophysical classification along the tunnel alignment still provide the most reliable method for assessing long term support that may be derived from the rock. For concrete linings that may leak, water is the most effective loading medium as effective stress conditions in the rock can be observed directly.

Shear Strength

Large scale *in situ* shear tests are no longer considered justifiable except perhaps for major and unique planes of weakness affecting say the stability of a dam abutment. Problems remain in the execution of the test in relation to the correct representation of normal stiffness.

In situ stress measurements

The use of more than one test method to determine stress conditions is now common practice. Particularly valuable are combinations of the overcoring and hydrofracture methods. The overcore methods permit determination of the complete stress tensor although the absolute magnitude of the stresses measured is often influenced by rock property assumptions. They are also limited in relation to depth from access locations (surface or underground). The hydrofracture test is valuable in that it allows reliable determination of the minimum principal stress and can be conducted to great depth.

With the increasing use of deep bored shafts and tunnels, the overcored rosette method is also worthy of further consideration. (Brady *et al.*, 1976).

The flat jack method as currently used in proximity to underground excavations is not recommended owing to the uncertainty and variability associated with stresses around underground openings.

Full scale *in situ* observations

The most valuable design basis is without doubt derived from full scale *in situ* performance observations. In tunnelling the approach is quite routine and used to determine support requirements as the project proceeds. For permanent underground caverns, trial or prototype openings have been constructed or are planned for many different uses including hydroelectric installations, gas and radioactive waste storage.

In spite of their apparently high cost, the potential design refinements that can be made and in particular the reduction in uncertainty during construction usually result in significant overall project savings. In many cases such trial openings may be essential to confirm the feasibility of a particular development.

5.1. Future developments of *in situ* testing techniques

From the papers presented it is encouraging to note that considerable emphasis is now being placed on the testing of soil and rock masses *in situ* at a scale that provides both a representative sample and a direct relationship to the engineering structure under consideration. Further testing developments should be aimed at providing representative mass information both for specific project sites and for rock masses in general.

Specific areas of development are suggested as follows:

Rock mass deformability

Plate Bearing Test

- Development of more sensitive displacement measurement systems together with increased load capacities for testing in stiff, undisturbed rock masses including long term creep evaluations.

- Determination of the state of stress under the loaded area as a function of the rock mass characteristics and the test excavation geometry.

- Development of improved correlation techniques between the plate bearing test and geophysical measurement methods.

Flat Jack Test

- Development of a deep slotting technique to allow emplacement of jacks within the undisturbed rock mass. Associated development of transverse MPBX system to measure deformations on a representative scale. Test layouts must incorporate facilities for drilling orthogonally to jacking plane. (Kim and Sharp, 1983).

- Development of improved correlation techniques between the flat jack test and geophysical measurement methods.

In situ Block Tests

- Loading of *in situ* rock samples in the form of blocks isolated in the walls or inverts of underground openings is becoming a relatively common form of test. Flat jacks emplaced around in slots are used for biaxial loading of the sample. Loading in the third direction can be carried out using stressing tendons which pass through the block itself. (Kim and Sharp 1983).

- Further development of this test to determine rock mass deformability under a controlled state of stress (known boundary conditions) is advocated.

Geophysical Measurements

- Further development and increased usage of these measurements are proposed to provide a reliable means of sampling rock masses over a considerable extent.

Shear strength

- Continued development of empirical data and comparison with observed performance *in situ*.
- Development of a stiff *in situ* testing arrangement such as block shearing between parallel joint planes in a tunnel sidewall including measurements of stress and stiffness normal to the shear plane.

In situ stress measurement

- Extended use of test programmes incorporating measurements with more than one technique (combined overcore and hydrofracture tests).
- Development of existing techniques to overcome problems associated with rock mass structure.
- Development of the overcoring technique to permit its usage at depth in conjunction with hydrofracture measurements.

Full scale *in situ* observations

Continue emphasis on the value of such observations to develop a comprehensive understanding of rock mass response to the loading conditions imposed by the engineering structure. Particular attention should be focussed on the following areas:

- Non-watertight pressure tunnels with interaction between the water, lining and rock to evaluate long term support capacity and lining behaviour.
- Underground storage particularly at elevated pressures or where high thermal gradients are induced (gas, liquid and waste storage facilities).

- Tunnels in general to permit an improved understanding of rock behaviour and level of support requirements.
- Large underground openings in weak ground requiring specific developments in support techniques.

References

- BARTON N., and CHOUBEY V. (1977): Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics* 10, 1-54 (1977).
- BRADY B.H.B., *et al.* (1976): Stress Measurement in a Bored Raise at the Mount Isa Mine. I.S.R.M. Symposium on Investigation of Stress in Rock, *Advances in Stress Measurement*, Sydney.
- GONANO L.P. and SHARP J.C., (1983): Critical Evaluation of Rock Behaviour for *In situ* Stress Determination using Overcoring Methods. *Proc. 5th Congress of Int. Soc. Rock Mech.*, Melbourne.
- HARDIN E. *et al.*, (1982): Measuring the Thermomechanical and Transport Properties of a Rockmass Using the Heated Block Test. *Proc. 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Cambridge, Mass.
- KIM K. and SHARP J.C., (1983): Design and Execution of a Large Scale Heated Block Test in Basalt to Determine the Thermomechanical Properties of Basalt under Triaxial Loading Conditions. *Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics*, Zurich, (to be presented).
- LAUFFER H. and SEEGER G., (1961): Design and Control of Linings of Pressure Tunnels and Shafts, Based on Measurements of the Deformability of the Rock. *Proc. 7th Congress of Large Dams*, Rome, Report 91.
- MELLORS T.W. and SHARP J.C., (1982): Investigations for the Drakensberg Power Stations Complex in Weak Sedimentary Rock. *Proc. ISRM Symp. Rock Mech.: Caverns and Pressure Shafts*, Aachen.
- PINE R.J. *et al.*, (1983): *In situ* Stress Measurement in the Cammenellis Granite; Part 1, Overcoring Tests at 790m; Part 2, Hydrofracture Tests to 2000m. *Camborne School of Mines - Geothermal Energy Project*, I.J.R.M.M.S. (in press).
- SHARP J.C. and GONANO L.P. (1982): Rock Engineering Aspects of the Concrete Lined Pressure Tunnels of the Drakensberg Pumped storage Scheme. *Proc. ISRM Symp., Rock Mech.: Caverns and Pressure Shafts*, Aachen.

CONFERENCE SPECIALE/SPECIAL LECTURE

EVALUATION OF THE DYNAMIC CHARACTERISTICS OF SANDS BY IN-SITU TESTING TECHNIQUES

EVALUATION DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE SABLES PAR ESSAIS EN PLACE

SEED H. Bolton*

Introduction

Interest in the dynamic properties of soils has increased considerably in recent years, primarily as a result of the increased concern of both engineers and the public in the problems of earthquake safety. As a result many engineers are becoming increasingly involved in methods of evaluating the seismic stability of soil deposits, primarily saturated sands, and the dynamic response of these deposits during earthquake shaking.

The dynamic soil characteristics of primary interest in studying these problems are 1) the resistance to liquefaction of cohesionless soils such as sands and silty sands and 2) the shear moduli of the soils comprising the deposits. The use of *in-situ* testing techniques for evaluating these characteristics of sands forms the subject of this paper.

General Procedures for Evaluation of Liquefaction Potential

There are basically two methods available for evaluating the cyclic liquefaction potential of a deposit of saturated sand subjected to earthquake shaking:

1. Using methods based on field observations of the performance of sand deposits in previous earthquakes and involving the use of some *in-situ* characteristic of the deposits to determine probable similarities or dissimilarities between these sites and a proposed new site with regard to their potential behavior.
2. Using methods based on an evaluation of the cyclic stress or strain conditions likely to be developed in the field by a proposed design earthquake and a comparison of these stresses or strains with those observed to cause liquefaction of representative samples of the deposit in some appropriate laboratory test which provides an adequate simulation of field conditions, or which can provide results permitting an assessment of the soil behavior under field conditions.

These are usually considered to be quite different approaches, since the first method is based on empirical correlations of some *in-situ* characteristic and observed performance, while the second method is based entirely on an analysis of stress or strain conditions and the use of laboratory testing procedures.

In fact, however, because of the manner in which field performance data are often expressed, the two methods involve the same basic approach and differ only in the manner in which the field liquefaction characteristics of a deposit are determined.

Thus, for example, it has been found that a convenient parameter for expressing the cyclic liquefaction characteristics of a sand under level ground conditions is the cyclic stress ratio; that is, the ratio of the average cyclic shear stress τ_h developed on horizontal surfaces of the sand as a result of the cyclic or earthquake loading to the initial vertical effective stress σ'_0 acting on the sand layer before the cyclic stresses were applied. This parameter has the advantage of taking into account the depth of the soil layer involved, the depth of the water table, and the intensity of earthquake shaking or other cyclic loading phenomena.

The cyclic stress ratio developed in the field due to earthquake shaking can readily be computed from an equation of the form (Seed and Idriss, 1971):

$$\frac{(\tau_h)_{av}}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \cdot r_d \quad (1)$$

where a_{max} = maximum acceleration at the ground surface
 σ_0 = total overburden pressure on sand layer under consideration

σ'_0 = initial effective overburden pressure on sand layer under consideration

r_d = a stress reduction factor varying from a value of 1 at the ground surface to a value of 0.9 at a depth of about 30 ft.

and values of this parameter have been correlated, for sites which have and have not liquefied during actual earthquakes, with parameters indicative of soil characteristics such as relative density based on penetration test data (Seed and Peacock, 1971), some form of corrected penetration resistance (Castro, 1975; Seed *et al.*, 1975) the electrical characteristics of soil deposits (Arulmoli *et al.*, 1981) or the flat dilatometer test (Marchetti, 1982). Thus in evaluating the liquefaction resistance of a new site for a given level of shaking, the stress ratio induced by the earthquake can be determined by Eq. (1), or a procedure similar to that on which this equation is based, and compared with the stress ratio required to cause liquefaction of the soil determined either

(1) by use of the field correlations discussed above or (2) by means of laboratory tests on representative samples of the soil deposit involved.

The evaluation procedure may be conducted in terms of stress ratio, stress, or strain. However, no matter which of these parameters is used, the *in-situ* properties can only be evaluated reliably if appropriate tests are performed on *in-situ* deposits or on undisturbed samples. Obtaining truly undisturbed samples which accurately reflect the

* Prof. of Civil Engineering, University of Berkeley, 440 DAVIS HALL, BERKLEY, CALIFORNIA 94720. U.S.A.

in-situ liquefaction characteristics of sands presents great difficulties and for denser sands, sampling disturbance can lead to very misleading results as evidenced by the test data shown in figs. 1 and 2. Fig. 1 shows the measured cyclic loading resistance of two sets of samples taken from the same sand deposit, one set by hand trimming block samples and the other set by good quality "undisturbed

sampling" in thin wall tubes. The results are different by 100 % and neither set is likely to reflect the true *in-situ* properties of the sand (Marcuson and Franklin, 1979). Fig. 2 shows a comparison of the known cyclic load resistance of a large block of dense sand and the measured resistance of high quality undisturbed samples taken in thin wall tubes from the same block. In this case the

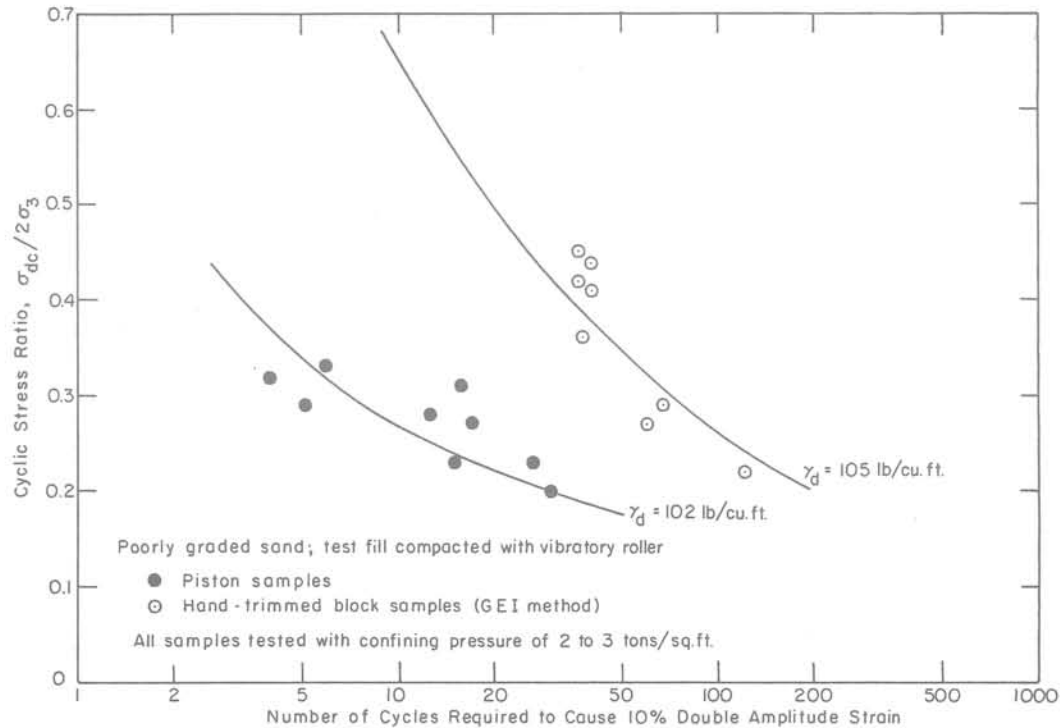


Fig. 1: Influence of method of sampling on cyclic loading resistance of dense sand

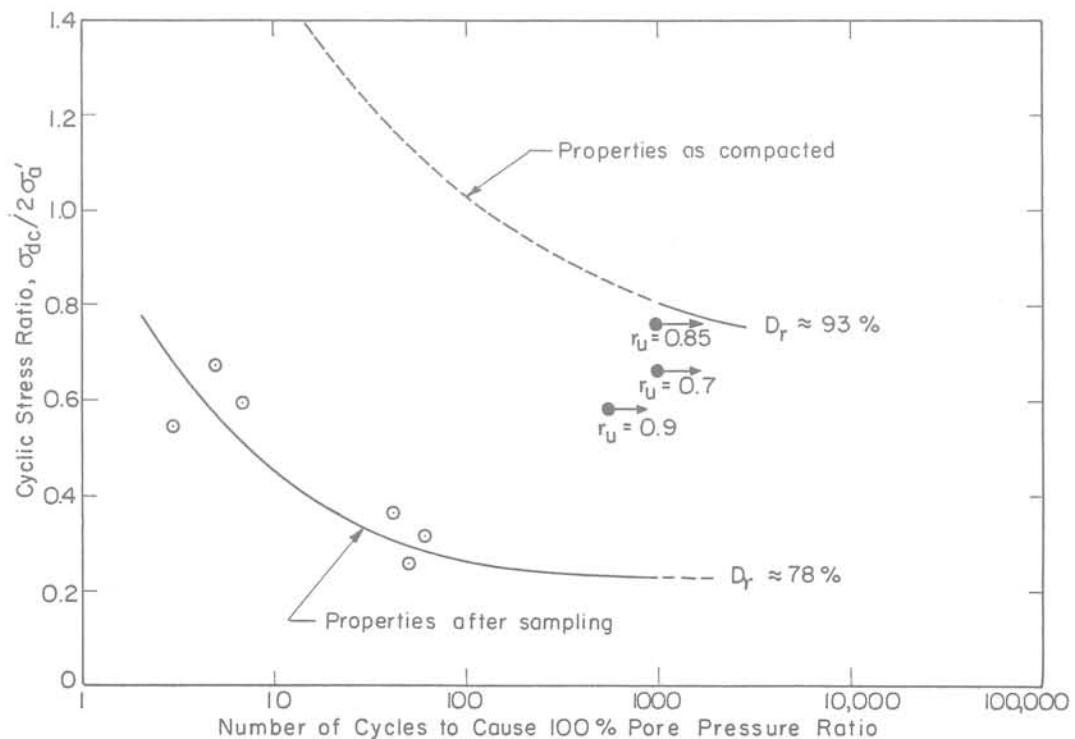


Fig. 2: Effect of sample disturbance on cyclic loading resistance of dense sand

measured cyclic loading resistance of the "undisturbed samples" was only about 30 % of that of the sand block from which they were extracted (Seed *et al.*, 1981). The effects of sampling disturbance on the cyclic load characteristics of medium dense sands is likely to be much smaller than the values indicated above, and may in many cases be of minor significance, but because of the great difficulties in obtaining and testing truly undisturbed samples of sand deposits, many engineers have preferred to adopt the field performance correlation approach since it circumvents this aspect of the problem.

While in principle, soil liquefaction characteristics determined by field performance can be correlated with a variety of soil index parameters such as standard penetration resistance, cone penetration resistance, electrical properties, DMT data, shear wave velocity and perhaps others, there is very little field data available to establish good correlations of field performance with any soil characteristics other than the standard penetration resistance. This situation will no doubt change with time as other index parameters are determined for soils whose liquefaction resistance has been established by actual earthquakes, and possibly improved correlations will be developed. Furthermore other parameters can potentially be measured more accurately, over a wider depth range, and in more difficult environmental conditions than can the standard penetration resistance (SPT).

However because the SPT has been so widely used in the past, the great bulk of available field performance data are currently only correlated with this index of soil characteristics and it is the purpose of this report to summarize the available information concerning these correlations.

The Standard Penetration Test

Various studies in recent years have shown the potential variability in the conditions utilized in this supposedly standardized test procedure which was intended to measure the number of blows (of a 140 lb hammer falling freely through a height of 30 inches) required to drive a standard sampling tube (2" O.D. and 1-1/2" I.D.) 12 inches into the ground. For example, Kovacs, *et al.*, (1977, 1978), made careful investigations of the energy in the hammer at its impact with the top of the sampling rod-anvil system, when using the conventional practice of lifting the hammer by means of a rope wrapped around a rotating drum, as compared with an ideal triggering device giving a truly free fall to the 140-lb drive weight. It was found that typically the energy in the hammer at impact when using the rope and drum procedure with two turns of the rope was only about 55 to 60 % of the theoretically delivered by a free-falling weight; other minor variations were introduced by using old or new rope and changing the speed of the pulley. The authors concluded that an energy standard should be adopted as a criterion for the SPT test and in the meantime, all pertinent test conditions should be made a standard part of the boring log to aid in interpreting the results.

From recent comprehensive theoretical and field studies of the standard penetration test at the University of Florida Schmertmann (1977) concluded that the results may also be significantly influenced by such factors as: 1) The use of drilling mud versus casing for supporting the walls of the drill hole; 2) the use of a hollow stem auger versus casing and water; 3) the size of the drill hole; 4) number of turns of the rope around the drum; 5) the use of a small or large anvil; 6) the length of the drive rods; 7) the use of nonstandard sampling tubes; and 8) the depth range (0 to 12 in. or

6 in. to 18 in.) over which the penetration resistance is measured.

Both Schmertmann and Kovacs, *et al.* conclude that a necessary prerequisite to the satisfactory use of the standard penetration test as a measure of any soil characteristic is an increased degree of standardization. Schmertmann (1977) suggests that this is particularly true with respect to: 1) The amount of energy delivered into the drilling rods; and 2) the use of rotary drilling methods and a drill hole continuously filled with drilling mud.

If this approach is adopted, much of the variability can be eliminated by adopting standard test conditions and applying corrections for others. Thus in the present report, the loss of driving energy which results from using a short length of rods is corrected by multiplying the measured N values in the depth range 0 to 10 ft by a factor of 0.75 and other aspects of the test are standardized by using data from tests performed under the following conditions:

- 1) the use of a rope and drum system, with two turns of the rope around the drum, to lift the falling weight.
- 2) drilling mud to support the sides of the hole
- 3) a relatively small diameter hole, approximately 4 inches in diameter
- 4) penetration resistance measured over the range 6 inches of 18 inches penetration into the ground.

While it is recognized that these conditions do not represent the standard prescribed in the ideal test procedure, they represent conditions widely used for many years both in North America and in other countries throughout the world, and they have been used in establishing much of the field data available for liquefaction correlations. Thus their adoption for the purposes of this report is justified for this reason alone. Where test conditions deviate from those listed above, such as, for example, the use of a free-fall hammer, appropriate corrections to the measured results should be made before using the correlation charts presented herein.

Correlation of SPT with the Performance of Sand Deposits in Previous Earthquakes

It was not until the Alaska and Niigata earthquakes of 1964 that geotechnical engineers took serious interest in the general phenomenon of earthquake-induced liquefaction or cyclic mobility of the conditions responsible for causing them to occur in the field. Following the Niigata earthquake, a number of Japanese engineers (Kishida, 1966; Koizumi, 1966; Ohsaki, 1966) studied the areas in Niigata where liquefaction had and had not occurred and developed criteria, based primarily on the Standard Penetration Resistance of the sand deposits, for differentiating between liquefiable and nonliquefiable conditions in that city.

From this beginning, similar studies have been made at various locations where some evidence of liquefaction or no liquefaction is known to have taken place during earthquakes and used as a basis to determine the relationship between field values of cyclic stress ratio τ_h/σ'_0 (in which τ_h = the average horizontal shear stress induced by an earthquake, and σ'_0 = the initial effective overburden pressure on the soil layer involved) and the Standard Penetration Resistance of sands determined as described previously. The results have been compiled in the U.S. over a 14 year period (1969-present) and the most recent compilation of this field data collection is shown in fig. 3 (after Seed, Idriss and Arango, 1983). Values of cyclic stress ratio known to be associated with some evidence of liquefaction or no liquefaction in the field are plotted as a function of

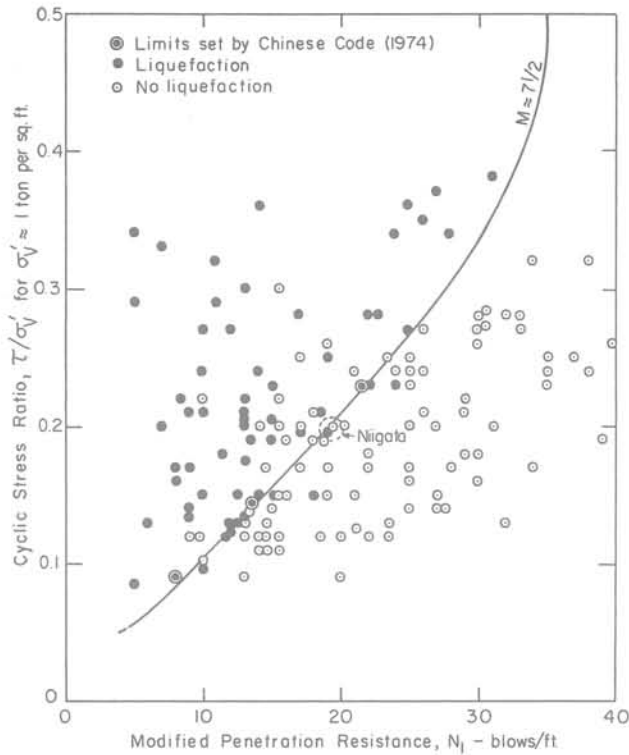


Fig. 3: Correlation between field liquefaction behavior of sands under level ground conditions and standard penetration resistance.

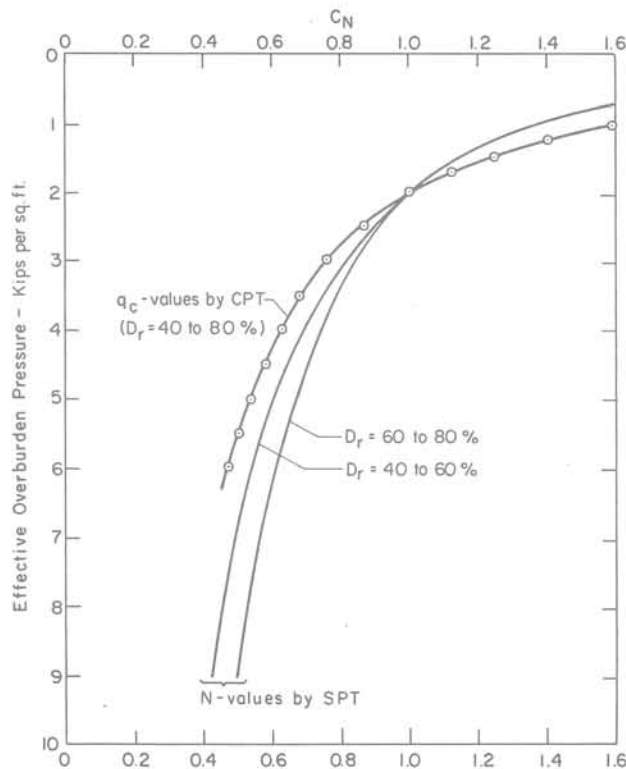


Fig. 4: Relationships between C_N and effective overburden pressure

the normalized penetration resistance N_1 of the sand deposit involved. In this form of presentation N_1 is the measured penetration resistance corrected to an effective overburden

pressure of 1 ton/sq ft or 1 ksc, and can be determined from the relationship:

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (2)$$

where C_N is a function of the effective overburden pressure at the depth where the penetration test was conducted. Values of C_N may be determined from the chart shown in fig. 4 which is based on recent studies conducted at the Waterways Experiment Station (Bieganousky and Marcuson, 1976; Marcuson and Bieganousky, 1976).

Thus for any given site and a given value of maximum ground surface acceleration, the possibility of cyclic mobility or liquefaction can readily be evaluated on an empirical basis with the aid of this chart by determining the appropriate values of N_1 for the sand layers involved, reading off a lower bound value of τ_{av}/σ'_0 for sites where some evidence of liquefaction is known to have occurred (such as the line shown in fig. 3) and comparing this value with that induced by the design earthquake for the site under investigation (computed from Eq. 1). The data points shown in fig. 3 are from site studies in the United States, Japan, China, Guatemala, and Argentina and thus represent a wide range of geographical locations and conditions. The extent and consistency of the data used to define liquefiable conditions in Magnitude 7-1/2 earthquakes, shown in fig. 3, provides a reasonably reliable basis for evaluating the liquefaction characteristics of sands at other sites from SPT data.

Correlations for Different Magnitude Earthquakes

The results presented in fig. 3 provide a realistic basis for developing correlations between standard penetration tests and the liquefaction characteristics of sands for Magnitude 7-1/2 earthquakes. Unfortunately similar collections of data are not available for other Magnitudes of earthquakes. The results shown in fig. 3 can be extended to other magnitude events, however, by noting that from a liquefaction point of view, the main difference between different magnitude events is in the number of cycles of stress which they induce. Statistical studies show that the number of cycles representative of different magnitude earthquakes is typically as shown in Table 1. Furthermore a representative shape for the relationship between cyclic stress ratio and number of cycles required to cause liquefaction shows that the relative values of stress ratio required to cause liquefaction in different numbers of cycles are typically close to those shown in the table (Seed *et al.*, 1983).

Thus by multiplying the boundary curve in fig. 3 by the scaling factors shown in column (3) of Table 1, boundary curves separating sites where liquefaction is likely to occur or unlikely to occur may be determined for earthquakes

Table I

Earthquake Magnitude, M	No. of Representative Cycles at $0.65 \tau_{max}$	$\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_0}\right)_{\xi - M = M}$
		$\left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_0}\right)_{\xi - M = 7.5}$
8-1/2	26	0.89
7-1/2	15	1.0
6-3/4	10	1.13
6	5	1.32
5-1/4	2-3	1.5

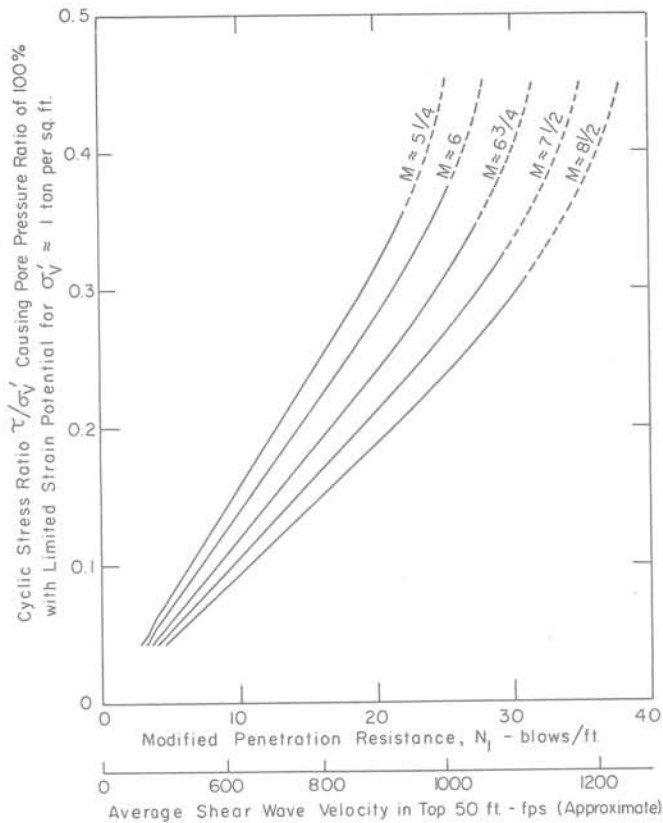


Fig. 5: Chart for evaluation of liquefaction potential for different magnitude earthquakes.

with different magnitudes. Such a family of curves for sands is shown in fig. 5, providing a basis for evaluating the liquefiability of sands in earthquakes of any magnitude.

Field Data for Silty Sands

A study of sites at which liquefaction did and did not occur in the Miyagiken-Oki earthquake in Japan (Mag. ≈ 7.5) by Tokimatsu and Yoshimi (1981) has provided an extensive set of field data points for silty sands ($D_{50} < 0.15$ mm). Japanese engineers (e.g. Tatsuoka, Iwasaki *et al.*, 1980) have considered for the past several years, on the basis of laboratory test data, that silty sands are considerably less vulnerable to liquefaction than sands with similar penetration resistance values and the field studies conducted by Tokimatsu and Yoshimi provide good field corroboration that this is in fact the case. The data for silty sands, for sites which liquefied and sites with no apparent liquefaction, are presented in the same form as the data in fig. 3 in fig. 6. Also shown in fig. 6 are a reasonable boundary separating sites where liquefaction occurred and sites where no liquefaction occurred for these silty sand deposits, and the boundary line for clean sands taken from fig. 3. It may be seen that the boundary line for silty sands is significantly higher than the boundary line for sandy soils, although the two lines are essentially parallel. In fact for any value of stress ratio, the normalized standard penetration resistance, N_1 , for sands with $D_{50} > 0.25$ mm is essentially equal to that for silty sands ($D_{50} < 0.15$ mm) plus about 7.5. It may be concluded therefore that the boundary lines previously established for sands can be used for silty sands, provided the N_1 value for the silty sand site is increased by about 7.5 before entering the chart.

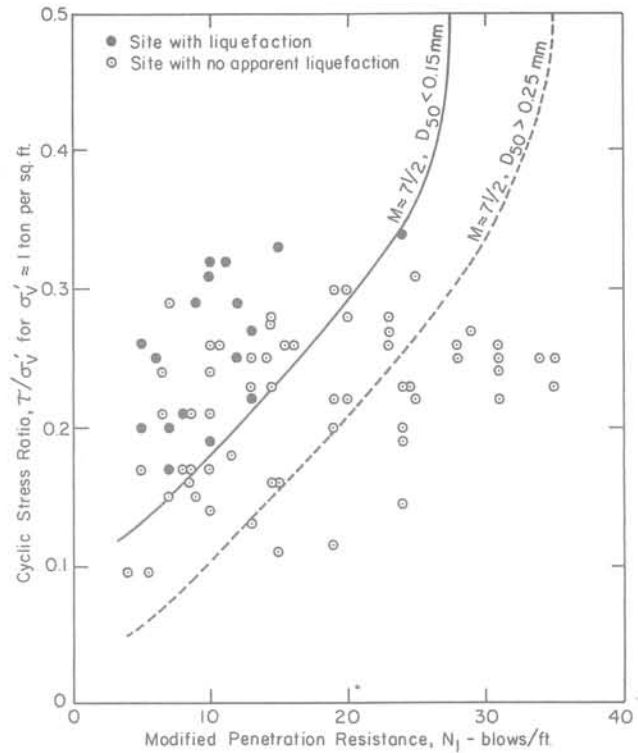


Fig. 6: Correlation between field liquefaction behavior of silty sands under level ground conditions and standard penetration resistance.

It is interesting to note that Zhou (1981) reached a similar conclusion on the basis of field studies in China following the Tangshan earthquake. From a comparison of the behavior of different types of soil, Zhou proposed that the difference in liquefaction characteristics could be taken into account by an appropriate increase in penetration resistance (in this case the static cone penetration resistance) the magnitude depending on the fines content. Interestingly, for soils with about 30 % fines which would correspond approximately to soils with $D_{50} < 0.15$ mm, the desirable increase in static cone resistance was found to be about 27 kg/cm² which corresponds, for the site conditions involved, to an increase in N_1 value of about 6. This is in remarkably good agreement with the value of 7.5 indicated by the results presented previously.

Correlation of Liquefaction Characteristics with CPT Data

While the Standard Penetration Test (SPT) has been widely used for many years, in many cases it may be more expedient to explore the variability of conditions within an extensive sand deposit using the static cone penetration test (CPT). The main advantages of this procedure are that it provides data much more rapidly than does the SPT test, that it provides a continuous record of penetration resistance in any bore hole, and it is somewhat less vulnerable to operator error than the SPT test.

The main disadvantages of the test, from the point of view of predicting the liquefaction resistance of a site, is that it has a very limited data base to provide a correlation between soil liquefaction characteristics and CPT values. This data base may remain meagre for some time pending the generation of new data from new earthquakes. In the meantime, however, the test can be used in conjunction

with the extensive data base for the Standard Penetration Test by either:

1) Conducting preliminary studies at each new site to establish a correlation between CPT data and N values for the sand at the site.

2) Using available correlations between SPT test data and CPT test data based on test programs previously conducted. Thus the average relationship between CPT data in ksc units and N values in SPT tests are approximately (Schmertmann, 1978):

a) for clean sands $q_c \approx 4$ to $5 N$

and

b) for silty sands $q_c \approx 3.5$ to $4.5 N$.

Using such relationships the data obtained from CPT test programs can readily be converted to equivalent N values for the sand and then used in conjunction with the charts in figs. 3, 5 and 6 to evaluate liquefaction resistance. By this means full advantage can be taken of the advantages of the CPT test procedure and the extensive data base of the SPT correlation with field liquefaction characteristics.

Alternatively, the critical boundaries separating liquefiable from nonliquefiable conditions shown in figs. 3, 5 and 6 can be expressed in terms of a static Cone Penetration Resistance corresponding to an overburden pressure of 1 ton per sq ft, q_{cl} , by using the relationships

$$q_{cl} \approx 4 \text{ to } N_1 \text{ for clean sands}$$

and

$$q_{cl} \approx 3.5 \text{ to } 4.5 N_1 \text{ for silty sands.}$$

This would lead to plots relating values of cyclic stress ratio causing liquefaction with q_{cl} values, as shown in fig. 7.

It is interesting to note that for any sand the value of q_{cl} can be determined from the value of q_c measured at any depth using the relationship

$$q_{cl} = q_c \cdot C_N \quad (3)$$

where values of C_N are read off from the curve shown in fig. 4, which is based on the relationship between q_c , effec-

tive overburden pressure and relative density proposed by Schmertmann (1978).

In view of the need to introduce a second correlation (between SPT and CPT) this procedure would seem to be less desirable than use of the SPT directly as an index of liquefaction. However in view of the other advantages of the CPT test (continuous records of soil characteristics and more rapid testing) and the fact that site-specific correlations can be developed where appropriate, this procedure may well prove advantageous in many cases.

Chinese Building Code (1974) Correlation of Liquefaction Resistance with SPT Data

It is interesting to note that liquefaction studies in China conducted along similar lines to those used in the United States over the period 1970-83, led to the use of a correlation between earthquake shaking conditions causing cyclic mobility or liquefaction and the standard penetration resistance of sands in China. In this correlation, the critical value of the standard penetration resistance, N_{crit} , separating liquefiable from non-liquefiable conditions to a depth of approximately 50 ft was determined by:

$$N_{crit} = \bar{N} [1 + 0.125 (d_s - 3) - 0.05 (d_w - 2)] \quad (4)$$

in which d_s = depth to sand layer under consideration in meters; d_w = depth of water below ground surface in meters; and $\bar{N}$ = a function of the shaking intensity as follows:

Modified Mercalli Intensity	$\bar{N}$, in blows per foot
$\approx$ VII	6
$\approx$ VIII	10
$\approx$ XI	16

This correlation, for a water table depth of 2 m, reduced to the same parameters as those used in fig. 3, with the aid of the correlation between earthquake shaking intensity and maximum ground acceleration developed by Trifunac and Brady and that used in China is plotted in fig. 8 where it is also compared with the lower bound line for sites

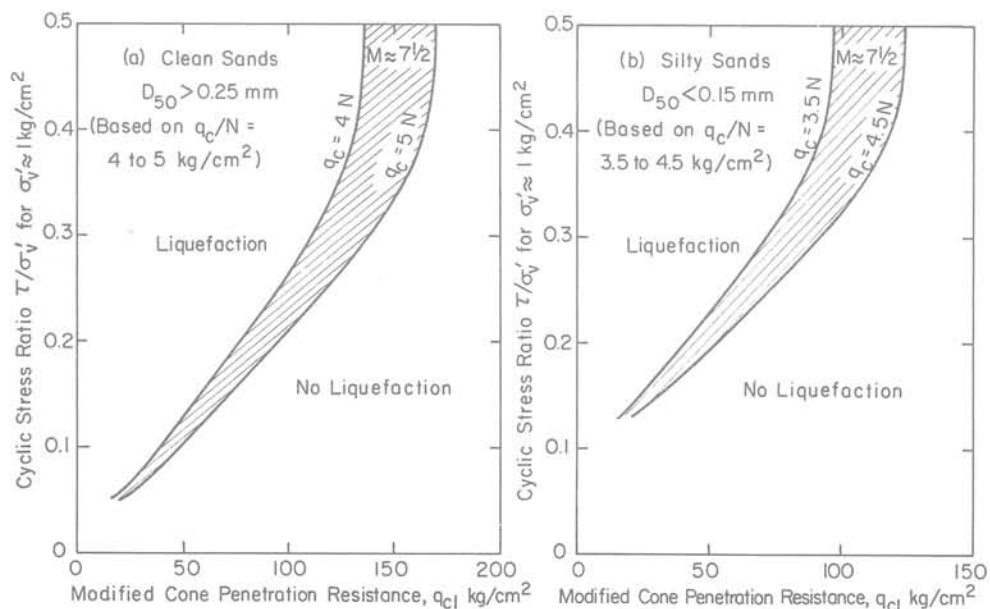


Fig. 7: Proposed correlation between liquefaction resistance of sands for level ground conditions and cone penetration resistance.

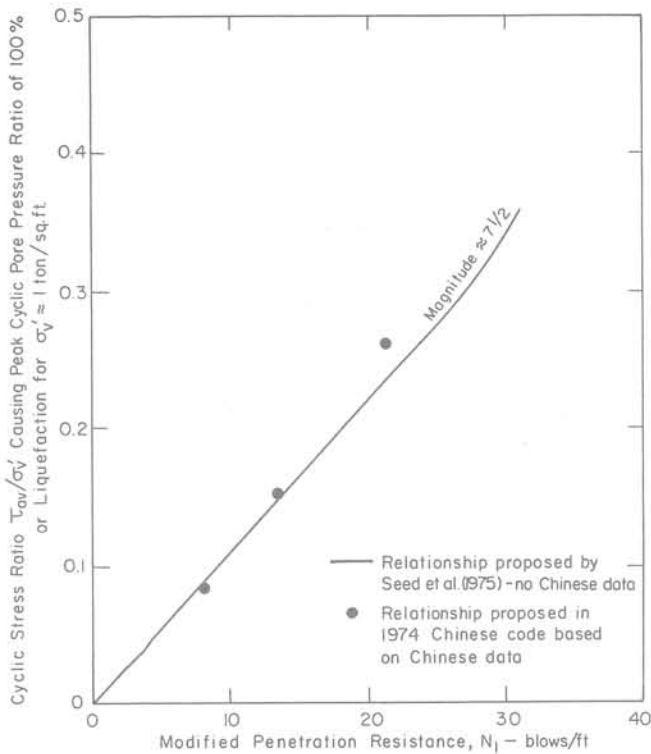


Fig. 8: Comparison of empirical chart for predicting liquefaction with recommendations of 1974 Chinese code.

showing evidence of some degree of cyclic mobility or liquefaction shown in fig. 3. It may be seen that there is a high degree of agreement between the critical boundary determined in this way and that shown in fig. 3. It is significant and remarkable that such a great similarity both in procedures and criteria should have evolved in countries with so little technical communication at the time the individual plots were developed.

Chinese Correlation of Liquefaction Resistance with CPT Data

Field studies in China at sites affected by the Tangshan earthquake ($M \approx 7.5$) have also led to a method of evaluating the liquefaction resistance of clean sands based on cone penetration test data (Zhou, 1980). In this procedure, a critical value of cone penetration resistance, q_{crit} , separating liquefiable from non-liquefiable deposits of clean sands at depths up to 15 m below the ground surface is determined from the equation

$$q_{crit} = q_{co} [1 - 0.065 (H_w - 2)] [1 - 0.05 (H_0 - 2)] \quad (5)$$

where

H_0 = depth of sand layer under consideration (meters)

H_w = depth of water level below ground surface (meters)

q_{co} = function of shaking intensity as given by the following table

Modified Mercalli Intensity	VII	VIII	IX
Max. surface accn. (Chinese Code)	0.1 g	0.2 g	0.4 g
Value of q_{co} (kg/cm^2)	47	117	180

This correlation, for a water table depth of say 2 m, can also readily be reduced to the same form as that shown in

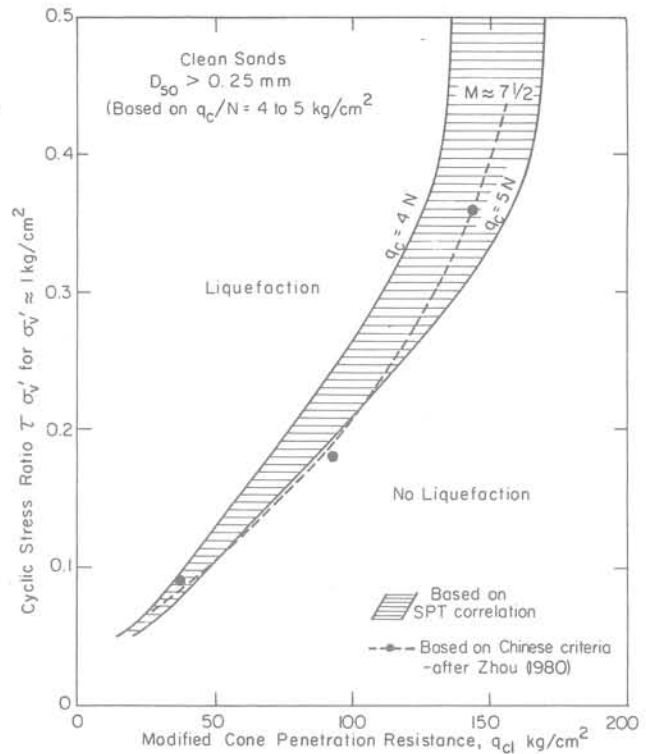


Fig. 9: Comparison of proposed correlation between liquefaction resistance and cone penetration resistance with criteria developed in China.

fig. 7 and it leads to the results shown in fig. 9. Again it may be seen that there is remarkably good agreement between the results developed in different countries and using different data sources.

Correlation of Liquefaction Resistance with Shear Wave Velocity

As in the case of CPT data, it is not difficult to extend the correlation between field liquefaction characteristics and SPT results to include shear wave velocity data. Many studies have been conducted to relate N values with the dynamic shear modulus of sands, a typical result being that proposed by Ohsaki and Iwasaki (1973):

$$G_{max} \approx 120 N^{0.8} \text{ ksc} \quad (6)$$

which is closely approximated, for practical purposes by the simpler expression

$$G_{max} \approx 65 N \text{ ksc} \quad (7)$$

Noting that

$$v_s = \sqrt{\frac{G \cdot g}{\gamma}}$$

it follows that

$$v_s \approx \sqrt{\frac{65 N \times 10^3 \times 981}{2}} \text{ cm/sec} \approx 55 \sqrt{N} \text{ m/sec.} \quad (8)$$

Noting that $N = N_1 C_N$, leads to:

$$v_s \approx \frac{55 \sqrt{N_1}}{\sqrt{C_N}} \quad (9)$$

In the upper 15 m of a sand deposit, the effective overburden pressure, σ'_0 , will be less than 4 000 psf and for values of σ'_0 below this value, C_N is typically in the range 0.7 to 1.3 (see fig. 4). The corresponding values of $\sqrt{C_N}$ will be in the range of 0.85 to 1.15 so that a conservative average value might be about 0.9. Thus from the above equation:

$$v_s \approx \frac{55 \sqrt{N_1}}{0.9} \approx 60 \sqrt{N_1} \text{ m/sec} \quad (10)$$

for depths up to about 50 ft. This approximate relationship can be plotted along the abscissa of fig. 5, to provide an approximate correlation between values of stress ratio causing liquefaction in the field and the average shear wave velocity of the upper 50 ft of soil.

It may be noted that fig. 5 indicates that liquefaction will never occur in any earthquake if the shear wave velocity in the upper 50 ft of soil exceeds about 1 200 fps. This is in good agreement with the finding of Youd and Hosse (1980) that Holocene sand deposits, typically having $v_s \leq 700$ fps have been more disturbed by liquefaction than Pleistocene deposits for which $v_s \geq 1\,100$ fps.

Conclusion

In the preceding pages relationships have been proposed for evaluating the dynamic properties of sands by means of several *in-situ* tests. Specifically these include:

1. Liquefaction resistance from SPT data
2. Liquefaction resistance from CPT data
3. Liquefaction resistance from shear wave velocity data
4. Wave velocity and shear modulus from SPT data

Probably the best defined relationship is that between liquefaction characteristics and SPT because it is founded on such a large body of field performance data, and for this reason it is probably the most useful empirical approach for evaluating the liquefaction characteristics of sand at the present time. However it should be noted the Standard Penetration Test cannot be performed conveniently at all depths (say deeper than 100 ft or through large depths of water) or in all soils (such as those containing a significant proportion of gravel particles). Thus, it is desirable that it be supplemented by other *in-situ* test methods which can also be correlated with soil liquefaction potential. In many cases the Static Cone test, which can be performed more rapidly and more continuously, may provide a good means for evaluating liquefaction potential especially if it is correlated on a site-dependent basis with SPT results. However this procedure also is limited to sands and silty sands. In dealing with soils containing large particles or in difficult environments, other *in-situ* characteristics such as the shear wave velocity, dilatometer modulus (DMT), or the electrical characteristics of the soil may provide a more suitable means for assessment of liquefaction potential. And in due course any or all of these *in-situ* test methods may have their own detailed correlation with field performance to validate their usefulness as meaningful indicators of liquefaction characteristics. It seems likely however that for onshore sites and with deposits of sand up to 100 ft deep or so, the correlation of liquefaction characteristics with Standard Penetration Test data will provide the most direct empirical means of evaluating field liquefaction potential for some years to come. Other methods however have a significant role to play and should be developed to the fullest extent possible to provide information for different soil types and environments.

References

- ARULMOLI K., ARULANANDAN K. and SEED H.B., (1981): A New Method for Evaluating Liquefaction Potential *In-Situ*. Paper presented at ASCE Annual Convention in St. Louis, MO.
- BIEGANOUSKY Wayne A. and MARCUSON William F. III, (1976): Liquefaction Potential of Dams and Foundations – Report 1: Laboratory Standard Penetration Test on Reid Bedford Model and Ottawa Sands. WES Report S-76-2.
- CASTRO G., (1975): Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT6, Proc. Paper 11 388, pp. 551-569.
- "Earthquake-Resistant Design Code for Industrial and Civil Buildings", TJII-74, State Capital Construction Commission Peoples' Republic of China, China Building Publishing House, Peking, China, Dec. 1, 1974, translated from Chinese by Andrew C.S. Chang.
- KISHIDA H., (1966): Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering, Soil and Foundation, Tokyo, Japan, Vol. VII, No. 1.
- KOIZUMI Y., (1978): Change in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake. Soil and Foundation, Tokyo, Japan, Vol. VIII, No. 2, pp. 38-44.
- KOVACS W.D., (1978): Velocity Measurement of a Free-Fall Hammer.
- KOVACS W.D., EVANS J.C. and GRIFFITH A.H., (1977): Towards a More Standardized SPT. Proc. Ninth Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan.
- MARCHETTI S., (1983): Detection of Liquefiable Sand Layers by Means of Quasi-Static Penetration Probes. ESOPT II, Holland.
- MARCUSON W.F. III and BIEGANOUSKY W.A., (1976): Laboratory Standard Penetration Tests on Fine Sands. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, pp. 565-588.
- MARCUSON W.F. III and FRANKLIN A.G., (1979): Undisturbed Sampling of Cohesionless Soils. State of the Art Report, Singapore.
- OHSAKI Y.: Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and Soil Conditions. Soils and Foundations, Vol. VI, No. 2, 166, pp. 14-37.
- OHSAKI Y. and IWASAKI R., (1973): On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits. Soils and Foundations (Japan), Vol. 13, No. 4, pp. 61-73.
- SCHMERTMANN J.H., (1977): Use the SPT to Measure Dynamic Properties ? – Yes, But... Proc. American Society for Testing and Materials Symposium on Dynamic Field and Laboratory Testing of Soil and Rock, Denver, CO, June 29.
- SCHMERTMANN J.H., (1978): Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design. Report No. FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- SEED H. Bolton and IDRIS I.M., (1971): Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9.
- SEED H.B., IDRIS I.M. and ARANGO I., (1983): Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
- SEED H. Bolton, MORI, KENJI and CHAN, Clarence K., (1975): Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands. Report No. EERC 75-25, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

- SEED H.B. and PEACOCK W.H., (1971): Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM8, Proc. Paper 8 330, pp. 1 099-1 119.
- SEED H.B., SINGH S., CHAN C.K. and VIDELA T.F., (1982): Considerations in Undisturbed Sampling of Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 108, No. GT2, pp. 265-283.
- TATSUOKA F., IWASAKI T., TOKIDA K., YASUDA S., HIROSE M., IMAI T., KON-NO M., (1980): Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation. *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 4, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- TOKIMATSU K. and YOSHIMI H., (1981): Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size. *Proc. Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, MO, April 26-May 2.
- TRIFUNAC M.D. and BRADY A.G.: Correlation of Peak Acceleration, Velocity and Displacement with Earthquake Magnitude, Distance and Site Conditions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic Journal*.
- YOU D T.L. and HOOSE S.N., (1976): Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting. *Proc. Sixth World Conf. on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, Vol. III, pp. 2 189-2 194.
- ZHOU S.G., (1980): Evaluation of the Liquefaction of Sand by Static Cone Penetration Test. *Proc., 7th World Conf. on Earthquake Engineering*, Vol. 3, Istanbul, Turkey.
- ZHOU S.G., (1981): Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by SPT. *Proc., Intl. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, MO, April 16-May 2.

CONFERENCE SPECIALE/SPECIAL LECTURE

LE GEOLOGUE ET LE STOCKAGE DES DECHETS NUCLEAIRES

THE GEOLOGIST AND THE STORAGE OF NUCLEAR WASTES

GOGUEL Jean,*

Si l'opinion publique accepte volontiers la perspective d'une énergie abondante et bon marché, elle reporte sur la fin du cycle du combustible l'angoisse née, en fait, de la connexion avec ce qui est le péché originel de l'énergie nucléaire, qui a nom Hiroshima.

Et l'opinion publique compte sur nous, géologues, pour la débarrasser de cette angoisse, et pour résoudre le problème par le stockage des déchets "en formation géologique profonde".

Pourtant, en règle générale, la communauté géologique n'occupe pas dans la Société une place très éminente : on nous fait confiance pour régler les problèmes de notre ressort, stabilité des constructions ou recherche de matériaux, mais quand nous avons essayé, avec les cartes géotechniques, d'intervenir a priori dans l'organisation du territoire, on nous a nettement fait comprendre que c'était une affaire trop sérieuse, qui relevait des architectes, urbanistes et spéculateurs.

La question des déchets nucléaires, qui pour la Société est un cauchemar, se présente tout autrement, puisque les non-géologues font appel à l'"enfouissement en formation géologique", en précisant volontiers "le plus profondément que techniquement possible". Est-ce qu'enfin le rôle de la géologie serait reconnu ? Je ne le pense pas ; il s'agit de ce qu'un psychanalyste qualifierait de refoulement, d'expulsion hors du champ du conscient. D'une manière de se débarrasser du problème en le mettant à notre charge.

Mais ce problème comporte des aspects sociologiques, ce mot étant pris au sens le plus large, y compris l'aménagement du territoire, et l'acceptation politique, qui ne sont pas de notre compétence, et que nous ne devons pas nous laisser imposer.

Il est un domaine où l'avis des géologues permet de passer outre à la propriété privée, c'est celui des exploitations minières, qui présentent un intérêt économique d'ordre public, et qui ne peuvent être ouvertes que là où l'existence d'un gisement a pu être établie — c'est le principe de la législation minière, dérivant de la loi de 1810.

Certains auraient souhaité qu'il en soit de même pour le stockage de déchets nucléaires. Que les normes soient fixées d'une manière telle, que le seul fait que les conditions nécessaires soient réalisées quelque part y justifie l'installation d'un stockage. Il faut dire très nettement que cette manière de présenter les choses n'est pas acceptable. Pour un type de stockage, on peut définir les conditions que doit remplir le terrain, et faire l'inventaire des zones où ces conditions sont vraisemblablement remplies. Cela pourra représenter de 5 à 10 % de la surface de la France.

Ensuite, le choix de sites potentiels dans cette zone est un problème foncier et socio-économique. Il faut trouver des

sites où le terrain nécessaire soit disponible, bien placé pour les transports, où des créations d'emploi soient souhaitables, etc. Ce problème est à traiter en lui-même, et ne peut être escamoté derrière des soi-disants arguments géologiques.

Enfin, il faudra vérifier pour chaque site potentiel que les conditions géologiques souhaitées soient effectivement réalisées et, par exemple, qu'une faille ou une zone broyée ne permet pas une circulation aquifère dans un terrain que l'on supposait imperméable. On peut, en gros, s'attendre à ce que ce contrôle élimine un sur deux (au plus) des sites potentiels envisagés a priori, et le nombre de ceux-ci devra donc être suffisamment élevé pour qu'on ait de bonnes chances de pouvoir retenir l'un d'entre eux.

Bien entendu, il n'est pas exclu, aux différentes étapes du choix foncier, de revoir, en fonction des informations disponibles, la qualification géologique du terrain, sans se borner à la consultation du zonage établi a priori. Mais les deux types de décisions, géologique et foncier, doivent rester bien distincts.

Mais, avant d'aller plus loin, il me faut préciser un peu en quoi consiste ces déchets. L'infini variété des "déchets de laboratoire" n'en constitue plus qu'une part infime, et l'essentiel provient du cycle de l'énergie nucléaire, ce qui assure une certaine homogénéité aux différents lots.

La distinction essentielle est entre les produits de fission, ou d'activation à radioactivité β , γ , et à vie brève — 30 ans au maximum — si bien qu'en 300 ans ils auront pratiquement disparu, et les Actinides, Uranium, Plutonium et autres Transuraniens, à radioactivité α , et dont les vies peuvent être très longues — dizaines de milliers, ou millions d'années—. Une deuxième distinction est fondée sur la teneur, d'où la distinction pratique :

1 — Faible activité β , γ , avec une radioactivité α (pratiquement traces et plutonium) inférieure à une limite dont la valeur est actuellement en discussion,

2 — Faible activité β , γ , avec une activité α supérieure à cette limite,

3 — Haute activité β , γ : ce sont les produits de fission, actuellement conditionnés en France dans un verre, coulé dans un fut en inox.

Il faut en outre envisager un quatrième catégorie : les combustibles irradiés que l'on pourrait un jour renoncer à traiter, faute de capacité ou pour des raisons économiques.

A l'inverse de certains autres pays, on ne les envisage pas comme tels en France, où le retraitement est retenu. Mais il faut peut-être réfléchir, pour ne pas être complètement surpris par un infléchissement de cette politique.

Ce sont des crayons, gainés en Zircalloy, contenant de l'oxyde d'Uranium avec un petit pourcentage de Pluto-

nium et de produits de fission. On peut espérer que ces crayons seront dégagés de leurs assemblages, ce qui réduira sensiblement le volume. Je n'aborderai pas ici la question de la criticité.

Les produits de haute activité posent un problème de stockage très particulier, parce qu'ils dégagent de la chaleur. Un verre peut produire 1 KW par litre, c'est-à-dire que, pour un cylindre de 35 cm de diamètre, il y a une différence de 500° entre le cœur et la surface.

Or, les roches sont de très mauvais conducteurs de la chaleur. Si on retient cependant l'idée d'un stockage souterrain, deux attitudes sont possibles : accepter ou refuser les conséquences de l'inévitable élévation de température.

J'ai entendu —non sans surprise— la première attitude défendue par l'un des Pères fondateurs du CEA ⁽¹⁾, M. Goldschmidt, parlant au Bureau des Longitudes : il proposait d'empiler les fûts de verre dans un sondage foré dans le granite, de laisser fondre le verre, l'inox, le granite, et se former une poche de magma, où la convection limiterait la température. Au bout de quelques années, la poche cessera de croître, puis se figera progressivement. L'expérience des tirs nucléaires souterrains montre que la radioactivité reste très efficacement piégée dans la lave ainsi formée.

Il me paraît assez vraisemblable que les choses se passeraient bien ainsi, mais en cas d'incident —et, à force de répéter l'expérience, il est inévitable qu'il s'en produise— on serait totalement désarmé pour y remédier. Aussi, cette solution ne sera-t-elle jamais acceptée.

Nous ne pouvons prévoir à coup sûr l'effet d'une élévation de température sur les propriétés des roches que si cette élévation reste très modérée (on indique parfois la limite de 200 °C, sans justification sérieuse), pour que ces effets soient linéaires. Au-delà, tout serait à découvrir : effets de recristallisations, de relâchements de contraintes par ramollissement, etc. Ce serait un domaine de recherche passionnant, et des effets favorables à l'efficacité du confinement ne sont pas exclus.

Mais en attendant, dans le doute, on se fixe une limite basse à la température, ce qui oblige à étaler beaucoup le stockage. Alors se présente un problème d'optimisation du coût. Pendant combien de temps faut-il conserver les verres en casemates ventilées, avant de les enfouir définitivement dans un dépôt plus ou moins concentré ? La réponse est très nette : au moins cent ans, si ce n'est plus.

Cet entreposage provisoire, réfrigéré, c'est-à-dire ventilé, ne pourrait-il pas être souterrain, de manière à pouvoir être, dans un siècle ou deux, transformé par remblayage en un stockage définitif ?

A cela, on fait une objection d'ordre sociologique. Il y a un risque, par économie, négligence, ou à cause d'une crise politique, que les précautions à prendre lors de la transformation, qui sera inévitablement suivie d'une remontée de la nappe, soient omises. Cette objection me paraît valable, et elle se traduit pas l'exigence d'une distinction stricte entre stockage et entreposage.

Quoi qu'il en soit, le stockage définitif des déchets de haute activité n'est pas un problème urgent, non plus que celui des combustibles irradiés. La capacité nécessaire pour les conserver en casemates, ou en piscines réfrigérées, pendant une durée de l'ordre du siècle n'a rien de prohibitif.

Ce qui ne veut pas dire qu'il ne faut pas y réfléchir dès maintenant, en tâchant de dépasser l'approximation linéaire pour l'effet de la température sur les propriétés des différentes sortes de roches, en particulier parce qu'il n'est pas exclu que se révèlent des effets favorables à l'étanchéité du stockage.

Ces réflexions, même si elles commencent avec des essais de laboratoire, devront s'appuyer sur des essais en place, avec échauffement prolongé par résistance électrique. Il y aura là un domaine de recherche extrêmement intéressant qu'on ne peut qu'entrevoir aujourd'hui, et qu'on symbolise par la notion de laboratoire souterrain.

Une fois les radioactivités β et γ des déchets de haute activité disparues, en quelques siècles, subsisteront les radioactivités α . Les verres actuellement produits ont une teneur en Plutonium qui en fera définitivement des produits très dangereux. Mais d'autres politiques sont théoriquement concevables : on peut imaginer un traitement poussé, pour n'y laisser pratiquement plus de Plutonium et de transuraniens —on ne sait pas très bien à quel prix—.

On peut aussi envisager —cela a été proposé par Monsieur Clermont— de prévoir, dans 500 ou 1 000 ans, un retraitement des verres pour en extraire les métaux précieux, qui ne seront plus radioactifs (il y en a pour 150 000 à 450 000 F à la tonne), et séparer à ce moment le Plutonium et les transuraniens, ce qui sera relativement facile, puisqu'il n'y aura plus de rayonnement β , γ pénétrant, mais seulement un rayonnement α , dont il est facile de se protéger. Il n'y a donc peut-être pas de lien rigide entre activité initiale, β , γ , et activité ultime α .

Cette activité ultime, pratiquement permanente, pose un problème sociologique et nullement géologique : dans quelle mesure avons-nous le droit de laisser à portée des générations futures, mettons dans 10 000 ans, des dépôts, même fermés et scellés, contenant des substances radioactives dangereuses, essentiellement du Plutonium ? N'y a-t-il pas une possibilité que le souvenir même de ce risque soit perdu, comme nous avons oublié les malédictions dont j'imagine que les constructeurs des sépultures mégalithiques assortissaient leur violation éventuelle.

"Nous autres civilisations, nous savons maintenant que nous sommes mortelles", a dit Paul Valéry. Quelle responsabilité pouvons-nous prendre à l'égard d'une civilisation future qui aurait oublié la nôtre ?

Grave question. Mais, selon quel scénario imaginer la disparition de notre civilisation ? Celui qui vient le premier à l'esprit est celui d'une guerre nucléaire généralisée. Lorsque les survivants de l'hémisphère sud viendront recoloniser l'Europe, ils y trouveraient des pollutions superficielles en Plutonium provenant des bombes, auprès desquelles nos dépôts de déchets seront tout à fait négligeables.

Mais une telle éventualité ne nous exonère pas de notre responsabilité.

On admet —mais c'est très conventionnel— qu'on peut laisser au voisinage immédiat de la surface des déchets, si il suffit que le dépôt soit clôturé et gardé pendant 300 ou 500 ans, et si il est admissible que le terrain soit ensuite banalisé, c'est-à-dire rendu aux mêmes usages que le terrain naturel. Je doute, personnellement, que cette banalisation soit effective, et je pense qu'une méfiance subsistera beaucoup plus longtemps.

Mais, des hypothèses faites sur les conséquences de cette banalisation dépend la teneur maximale en α admissible, pour le stockage en surface, qui devra être prochainement décidée. Faut-il pour les risques résultant de l'usage de ce

(1) Commissariat à l'Energie Atomique.

terrain banalisé, appliquer une méthode probabiliste, comme on le fait pour les risques naturels, pour combiner les suites de comportements défavorables, dont chacun est très peu probable, ou faut-il rechercher systématiquement l'effet de la combinaison de toutes les circonstances les plus pénalisantes, c'est-à-dire le "worst case", comme on le fait pour prévoir l'effet des installations nucléaires sur les populations environnantes? Question essentielle, qui relève de la sociologie et non de la géologie.

Faut-il comparer les risques, sur ces terrains banalisés à ceux que présentent certains terrains naturels riches en Uranium, qui se traduisent par une irradiation à l'intérieur de certaines maisons anciennes supérieure à ce qui est autorisé pour les travailleurs de l'industrie nucléaire, ou faut-il conserver les mêmes normes que pour le voisinage des centrales? Ce n'est pas à nous de répondre.

Si la teneur qui sera finalement jugée admissible est dépassée, on veut que le stockage soit inviolable par nature, c'est-à-dire soit souterrain, sans qu'on ait une idée claire de la profondeur à laquelle une pénétration accidentelle devient improbable par une civilisation dont nous ignorons quel sera le niveau technologique.

Sommes nous assurés que si elle est capable d'exécuter des travaux souterrains à une certaine profondeur, elle aura en même temps conservé nos connaissances sur la radioactivité, sa détection et ses dangers?

Il est clair que c'est une question dont la réponse relève, non de nos connaissances techniques, mais d'une acceptation d'ordre sociologique.

Par contre, une autre question nous concerne, qui est difficile, pouvons nous dire quels sites souterrains risqueraient d'être ramenés à la surface par des phénomènes géologiques d'ici un millions d'années. Selon son expérience, chacun d'entre nous pense à la poursuite de phénomènes tectoniques, d'érosion, ou d'activité volcanique, actifs dans un passé proche, par exemple, le Bas Vivarais, qui a connu deux phases volcaniques il y a 35 000 et quelques dizaines de milliers d'années.

Mais nous ne pourrions jamais garantir que l'inventaire réalisé à partir de telles suggestions soient exhaustif, et de toute façon, un consensus n'est pas une garantie de validité pour une prédiction.

Pour tout stockage, un point essentiel, dans l'immédiat est que les éléments radioactifs ne risquent pas d'être entraînés par les eaux souterraines et ramenés au contact de la biosphère, ou ne le soient qu'à une teneur n'entraînant aucun risque.

Même ce problème n'est pas de notre compétence exclusive, à cause du principe des barrières multiples. Les déchets sont conditionnés d'une manière qui, en principe, leur évite tout contact avec l'eau des terrains environnants — qu'il s'agisse de conteneurs en béton, de fûts métalliques, du verre des déchets de haute activité, avec le moule en inox, et peut-être un autre conteneur du gainage des crayons de combustible, et d'un autre conteneur à définir, etc.

Le problème est au deuxième degré; il provient de ce que tout conditionnement est susceptible de défaillances au bout d'un certain délai, dont je pense qu'elles seront souvent la manifestation d'un défaut initial. Cette défaillance peut permettre une circulation de l'eau, et il peut se produire une lixiviation, même si elle doit vraisemblablement géologique; mais il ne peut être traité indépendamment l'essentiel insolubles.

Ce n'est qu'en aval que commence le problème proprement géologique; mais il ne peut être traité indépendamment

ment de l'amont, c'est-à-dire des probabilités de défaillance des conditionnements.

Dire qu'un certain type d'emballage béton peut présenter des défaillances dans 300 ans, ne veut pas dire que tous les emballages de ce type seront défaillants à 600 ans, mais plus vraisemblablement que le pourcentage de défaillances ira en croissant lentement avec le temps; il est essentiel de l'exprimer par une loi qui fournisse une majorante, tout en étant réaliste et pas trop pénalisante.

Les dépôts de surface actuels sont en principe situés au-dessus de la nappe phréatique, dans sa position la plus haute. Ils sont recouverts d'une argile qui empêche la pénétration de la pluie et les eaux qui auraient néanmoins percolé sont recueillies par un radier en béton.

Par ailleurs, les eaux de la nappe sont contrôlées, le risque ne peut donc s'apprécier que par des probabilités de défaillance de ces différentes dispositions, et de la modélisation plus ou moins fidèle dont on dispose pour les eaux de la nappe.

Notons d'ailleurs que la zone non saturée est celle où l'eau circule le plus rapidement avec de l'oxygène, et est le siège des corrosions les plus actives. On pourrait envisager un autre schéma (explicitement prévu par la réglementation américaine pour les déchets β , γ de faible activité): dans une région argileuse, où la nappe affleure à la surface (donc marécageuse), creuser des fosses, pour y accumuler les colis de déchets. Remblayer avec de l'argile, et laisser le niveau local de la nappe se rétablir, peu en dessous de son niveau initial. L'eau stagne et n'apporte pas d'oxygène, et la très faible circulation se fait vers le dépôt, d'où il suffit d'extraire un très faible débit facile à contrôler (peut-être suffirait-il d'écarter les eaux de pluie en comptant sur l'évaporation pour maintenir une dépression).

Pour les dépôts souterrains, destinés à recevoir des déchets α et à rester inviolables pendant de longues durées, on ne peut envisager que des sites situés sous le niveau phréatique, dans des terrains imperméables. Notre tâche — et cela exigera des essais en place — sera d'abord de caractériser ces très faibles perméabilités. Toute l'hydrogéologie s'est orientée vers les perméabilités fortes ou moyennes, qui permettent l'exploitation de l'eau ou qui exigent qu'on s'en débarrasse.

L'étude des très faibles perméabilités, et de leur distribution fine, car il s'agira vraisemblablement d'une perméabilité de fracture, a été longtemps négligée. Plusieurs des communications présentées hier matin, dans le cadre du thème 3, "Essais hydrauliques et hydrogéologiques" montrent l'intérêt qu'on y porte maintenant, comme suite aux considérations dont nous nous entretenons. De ces travaux, de leur poursuite et de leur multiplication, nous pouvons attendre un progrès en hydrogéologie, mais également une caractérisation des différentes formations géologiques, non pas définies par un choix simpliste a priori, tel que granite, argile, sel, mais avec toutes les nuances qu'impliquent des histoires géologiques compliquées. Certains granites sont imperméables; d'autres, — pyrénéens, par exemple — ont été fracturés par une tectonique tardive et se comportent comme des aquifères par rapport à leur auréole de métamorphisme imperméable. D'autres — on nous en a cité un exemple canadien — ont été le siège de fracturations et d'intrusions successives.

Le creusement des capacités de stockage exigera l'exhaure, et déterminera un mode de circulation des eaux, vers les cavités, totalement différent du régime antérieur. Cette circulation peut affecter le remplissage des fissures, et augmenter la perméabilité de certaines d'entre elles. Le creusement des capacités de stockage modifie la distribution

des contraintes mécaniques et peut entraîner une certaine fissuration, modifiant la circulation des eaux.

Après remplissage complet du stockage, et comblement des vides restants avec une substance qui reste à déterminer (mais peut-on compter que ce comblement sera réalisé d'une manière très efficace ?) l'eau réenvahira le stockage, et un nouveau régime hydrogéologique s'établira. En quoi différera-t-il du régime initial, avant le creusement ? Les géologues devront essayer de répondre à cette question. Quel sera le régime hydrogéologique qui s'établira à long terme ?

C'est ce régime qu'il importe de modéliser, avec au besoin des majorantes de sécurité, pour prévoir l'effet des défaillances aléatoires de conditionnement, puis de la lixiviation.

Il restera à tenir compte de l'adsorption sur les substances argileuses tapissant les fissures, des ions métalliques entraînés par la lixiviation, d'où résulte que les substances dissoutes ont un temps de parcours très supérieur à l'eau qui les contient, et que le pic d'une montée brutale de teneur sera considérablement amorti au bout d'une certaine distance.

D'après ce que nous savons, il y a lieu de penser que le problème ainsi posé peut être résolu, c'est-à-dire que la capacité totale d'un stockage, fixée de manière que les effluents

susceptibles de rejoindre la biosphère ne dépassent jamais les teneurs admissibles, répondra aux besoins de l'industrie nucléaire, et ceci, je pense sans qu'il soit nécessaire de descendre aux profondeurs maximales techniquement accessibles, loin de là.

C'est là un très vaste programme de recherche, essentiellement dans l'axe défini par le titre de notre Symposium : reconnaissance par essais en place. Ce travail ne peut être laissé à la seule responsabilité de quelques équipes spécialisées, mais il exigera la collaboration et en fin de compte, le consensus de l'ensemble de la communauté géologique et géotechnique mondiale. Comme pour toutes les étapes successives du développement de la Science géologique, il demandera des recherches de base multiples, qui devront porter sur les régions, et les formations, les plus variées. Elles comporteront au niveau de la certification des sites —et peut être avant— des travaux miniers permettant des études locales fines et approfondies. Mais les réponses que nous cherchons ne sont pas de celles que peut fournir une expérience isolée, si coûteuse soit-elle.

Si nous savons ne pas tenter de résoudre des questions sociologiques par des argumentations d'apparence géologique, le défi que les déchets nucléaires posent à notre société technologique pourra être relevé par les géologues pour ce qui les concerne, mais il imposera à nos travaux certaines orientations nouvelles, pendant les prochaines décennies.

Index

INDEX ALPHABETIQUE DES NOMS D'AUTEURS

(Volume I, II, III)

* LES CHIFFRES EN GRAS INDICENT LES NUMEROS DE VOLUMES

- AIKAS, I, 131.
 ALESSANDRELLO E., I, 59, 357.
 AL KHAFAGI A.L., II, 373.
 AMAR S., II, 165, 171, 177.
 AN GULOIANG, II, 501.
 ANJIAH B., II, 139.
 ARCAMONE, II, 187.
 ARMBRUSTER H., I, 135.
 ASTE J.P., I, 5 ; II, 5.
 AUBERTIN M., II, 391.
 AZIMI CH., I, 143.
 BABA K., II, 437.
 BAGUELIN F., II, 165.
 BALLARD R.F., I, 153.
 BARBIER J.L., I, 159.
 BARON J.P., I, 17.
 BELLOTTI R., II, 195.
 BELY L.D., I, 167.
 BEN SAID A., II, 309.
 BEREST P., II, 443.
 BERGIN J.P., II, 205.
 BERTRAND L., II, 449.
 BHATTACHARYYA K.K., II, 413.
 BICHARA M., I, 171.
 BIOCHE P., I, 113.
 BJELM L., I, 175.
 BLINDE A., I, 181, 361.
 BOGHRAT A., II, 251.
 BOLLE A., I, 187.
 BONVALLET J., I, 193.
 BORDES J.L., II, 19.
 BORRIE G.W., II, 13.
 BORSETTO M., II, 211, 517.
 BOTH J., I, 193.
 BOUCHER M., II, 443.
 BOUVARD A., II, 19.
 BRAND E.W., II, 13.
 BRIAUD J.L., II, 217, 385.
 BROWN F.R., I, 201.
 BROWN P.T., II, 25, 29.
 BRUCE I.G., I, 201.
 BRUCY F., II, 327.
 BRU J., I, 25.
 BRUZZI D., I, 367 ; II, 223, 227.
 BUIL J.M., II, 513.
 BURLAND J.B., II, 25.
 BUTCHER A.P., II, 83.
 BUTTERFIELD R., II, 231.
 CADROBBI L., I, 367.
 CAILLEUX J.B., I, 33.
 CALABRESI G., II, 29.
 CANCELLI A., II, 241.
 CANOU J., II, 309.
 CARABELLI E., I, 207, 213.
 CARIOU J., I, 17, 43.
 CARLSSON A., I, 371.
 CARLSSON H., I, 377.
 CARLSSON L., I, 377.
 CARPENTIER R., II, 257.
 CARTIER, I, 107.
 CELSO R., II, 119.
 CESTARI F., II, 227.
 CHARLES J.A., II, 579.
 CHARRUA GRACA J.G., II, 471.
 CHEBKASOVA E.V., I, 167.
 CHERNYSHEV S.N., II, 33.
 CHEVASSU G., I, 265.
 CHIN F.K., II, 37.
 CHOKHONELIDZE G.I., II, 409.
 CHUMACHENKO A.N., I, 167.
 CLEMENT G., I, 159.
 CLOVER A.W., II, 13.
 COMALLONGA J., I, 385.
 CORNET F.H., II, 475.
 COSMA C., I, 219.
 COURTECUISSE G., II, 247.
 CROSNIER B., I, 385.
 DAVESNE M., II, 19.
 DAVIDSON J.L., II, 251.
 DAW G.P., I, 391.
 DE GARIDEL-THORON R., II, 43.
 DE LEEUW E.H., I, 397.
 DELETIE P., I, 227.
 DELMULLE, II, 171.
 DE ROUCK, II, 257.
 DE SLOOVERE P., II, 481.
 DESVARREUX P., I, 143.
 DETHY B., I, 49.
 DEVEAUX, I, 59.
 DE VOGHEL, II, 257.
 DE WOLF, II, 257.
 DICKIN, I, 461.
 DINIA N., II, 541.
 DONCHEV P., II, 337.
 DOUCERAIN T., I, 493 ; II, 493.
 DUAN ZHENXI, II, 501.
 DU MOUZA J., I, 285.
 DUPAS J.M., II, 19, 247.
 DURAND E., II, 449.
 DUSSAUD M., II, 523.
 EGELI I., II, 67.
 EL GHORFI A., II, 263.
 ERLING J.G., I, 299.
 EROL O., II, 67.
 EZERSKY M.G., I, 315.
 FABRE D., I, 235.
 FABRE P., I, 385.
 FAIELLA D., II, 507.
 FATTON A., I, 467.
 FAUGERAS J.C., II, 269, 275.
 FAUST J., II, 283.
 FAVRE J.L., II, 287.
 FAY J.B., II, 327.
 FERNANDEZ BOLLO M., I, 243, 247 ; II, 513.
 FEUGA B., I, 403.
 FINE J., I, 65.
 FLEPP G., I, 71.
 FOLLIN S., I, 175.
 FORTUNA G., II, 269.
 FOYO-MARCOS A., I, 411.
 FRANK R.A., III, 61.
 FRASSONI A., II, 517.
 FUKUOKA M., II, 49.
 GADELIA G.S., II, 409.
 GALE J.A., I, 515.
 GAMOND J.F., I, 235.
 GANGOPADHYAY S., I, 415.
 GARCIA SR.C., I, 243.

- GARNEAU R., III, 43.
 GAUTHIER C., I, 421.
 GHIONNA V., II, 195, 293.
 GIBSON I.M., I, 77.
 GIRAUD A., I, 235.
 GIROUD F., I, 453.
 GIUSEPPETTI G., II, 517.
 GLOGGLER W., II, 555.
 GOGUEL B., I, 71.
 GOGUEL J., III, 101.
 GONZALEZ VILLAREAL J., I, 247.
 GOURVES R., II, 269, 275.
 GUENOD Y., I, 153.
 GUENOUN A., I, 113.
 GUERPILLON Y., I, 143.
 HABERSTROH, II, 541.
 HABIB P., II, 443.
 HAGAN T.H., I, 77.
 HAIMSON B.C., I, 427.
 HAMELIN J.P., I, 83.
 HANNA A., II, 57.
 HAQ I., I, 433.
 HARA T., I, 309.
 HASHMI F.A.S., I, 433.
 HAUPT W.A., I, 253.
 HAVARD H., I, 113.
 HERAUD H., I, 89.
 HERRERO E., II, 513.
 HIRANO I., II, 547.
 HOBBS N.B., II, 561.
 HORN A., II, 61.
 HOTZL H., I, 181, 361.
 HUGOUT B., II, 523.
 HULLA J., I, 439.
 ILIIN, I, 315.
 IMAI T., I, 309, 327 ; II, 397.
 IMAMURA Y., II, 49.
 IMPERATO L., II, 211.
 JAMIOLKOWSKI M., II, 195, 293.
 JAMILID A., I, 377.
 JAVOR E., II, 43.
 JE LIANG JIE, II, 585.
 JENNI J.P., I, 153.
 JEREMIC M.L., I, 95.
 JEZEQUEL J.F., II, 165.
 JONES G.A., II, 303.
 JORDEN E., II, 57.
 JOUANNA P., I, 385.
 JURAN I., II, 309.
 KALININ N.I., I, 315.
 KANG WEN FA, II, 95.
 KARDASH H.A., II, 567.
 KARPOFF R., II, 263.
 KASLIWAL V.K., II, 71.
 KAWAMURA Y., I, 257.
 KAWARUMA N., II, 99.
 KAZIKAEV J.M., II, 531.
 KEIME F., I, 143.
 KERAUDREN R., II, 171.
 KIMURA K., II, 593.
 KOBAYASHI R., I, 257.
 KOOPMANN S., II, 77.
 KOSHIMA A., II, 99.
 KRAPP L., I, 443.
 KRUPODEROV V.S., I, 449.
 KUPERMAN V.L., II, 567.
 KUSTOV V.P., II, 317.
 KVASNICKA P., II, 363.
 LACASSE S., II, 293.
 LADD C.C., II, 293.
 LAFLEUR J., I, 453.
 LAFONT R., I, 273.
 LAGABRIELLE R., I, 265, 273, 285.
 LAKSHMANAN J., I, 171 ; II, 263, 541 ; III, 19.
 LANCELLOTTA R., II, 293.
 LARGILLIER J.F., I, 265.
 LAST N.C., II, 231.
 LAVALLEE J.G., II, 321.
 LAVROV V.E., II, 535.
 LEBRETON F., I, 101.
 LEDOUX J.L., I, 25.
 LEECH, I, 461.
 LEE P.K., I, 461.
 LE MEHAUTE A., II, 165.
 LEMOINE Y., I, 59, 227, 357 ; II, 541.
 LERCUEIL S., I, 509.
 LE TIRANT P., II, 327.
 LEVALLOIS J., I, 83.
 LEFEBVRE A., II, 19.
 LIN C., I, 347.
 LISAC Z., II, 363.
 LIVET M., I, 89.
 LI ZHAO, II, 431.
 LONDE P., II, 541.
 LOUDIERE D., I, 467.
 LOVEN P., I, 131.
 LOY W.C., I, 321.
 LUNNE T., II, 293.
 LUTENEGGER A.J., II, 337.
 MABIT J., II, 247.
 MAGNIN M., II, 263.
 MALKKI E., I, 473.
 MANASSERO, II, 195.
 MANFREDINI G., I, 477 ; II, 29, 507 ; III, 31.
 MARS LAND A., II, 83, 373.
 MARTIN, I, 59.
 MARTINIETTI S., II, 89.
 MATSUBARA M., II, 275, 397.
 MC KINLAY D.G., II, 341.
 MEI JIAN YUN, II, 95.
 MENARD J., I, 25.
 MERKLER G.P., I, 135, 181.
 METZLER F., I, 361.
 MEUNIER P., II, 275.
 MEYER B., II, 217.
 MIEUSSSENS C., I, 483.
 MIRONENKO V.A., I, 489.
 MLYNAREK Z., II, 347.
 MORI H., II, 353.
 MORLIER, I, 101.
 MORRIS D.V., II, 359.
 MOSTYN G., I, 501.
 MOURA FILHO O., II, 99.
 MULLER D., II, 555.
 NAGURA M., II, 275.
 NAKAYAMA Y., II, 109.
 NAKAYAMA E., II, 397.
 NAZARET J.P., II, 177.
 NAZAROV G.N., I, 167.
 NEERDAEL B., I, 49.
 NOBILE M., I, 367.
 NORLANDER H., I, 377.
 NOVA R., II, 211.
 NOVOSEL T., II, 363.
 OHTA T., I, 257.
 OHYA S., II, 397.
 OKAMOTO R., II, 547.
 OLSSON O., I, 377.
 OLSSON T., I, 371, 377.
 PAHL A., II, 555.

- PASQUALINI, II, 195.
 PAUSHKIN G.A., II, 33.
 PEANO A., II, 211.
 PEARSON, I, 461.
 PERAGALO J., I, 193.
 PERNETTE M., II, 443.
 PFISTER P., I, 83.
 PHILLIPSON H.D., II, 13.
 PILET, I, 193.
 PILOT G., I, 107.
 PINCENT, I, 107.
 POIRET, II, 187.
 POPOVIC M., II, 369.
 POSTOEV G.P., II, 113.
 POWELL J.J.M., II, 373.
 PRICE D.G., III, 25.
 PRICE JONES A., II, 561.
 PUECH G.P., I, 113.
 RASO A., I, 279.
 RASOLOFOSON P., I, 285.
 RAT M., I, 285.
 RAVINGER R., I, 439.
 RECH, I, 59.
 REYMOND M.C., I, 295.
 RIBACCHI R., II, 89.
 ROMANA M., II, 125.
 ROQUES Y., I, 299.
 ROSSI P.P., II, 507.
 ROUSSELIN R.J., I, 421.
 ROZSYPAL A., II, 133.
 RUKIN V.V., II, 567.
 RUPPENEIT K.V., II, 317.
 RUST E., II, 303.
 RUWAIH H., II, 670.
 SAKAYAMA T., I, 309, 327.
 SALEMBIER, II, 541.
 SAMPAOLO A., I, 207.
 SANGLERAT G., II, 347.
 SARAC D., II, 369.
 SARKKA P., I, 131.
 SAVITCH A.I., I, 315.
 SAXENA K.R., II, 139.
 SCHNEIDER B., I, 123 ; II, 541.
 SCHWARTZMANN, II, 187.
 SCOTT R.A., I, 391.
 SEBAG J., II, 247.
 SEED H.B., III, 91.
 SELVADURAI A.P.S., II, 379.
 SHARMA, II, 143.
 SHARP J.C., III, 77.
 SHIELDS D., II, 385.
 SHWAIK R., II, 341.
 SIGISMOND J., I, 493.
 SILENCE P., I, 397.
 SILVESTRI V., II, 391.
 SILVESTRI T., I, 477.
 SIMIC D., II, 125.
 SMITH R.B., II, 149.
 SMITH T., II, 217.
 SRINIVASULU G.T., II, 139.
 STEPHANSSON O., II, 571.
 SUGAHARA H., II, 547.
 SUGARAWA N., II, 275.
 SUGIMOTO F., I, 257.
 SUPERBO S., I, 207, 213.
 SUTCLIFFE G., I, 501.
 SUYAMA K., II, 397.
 SVENSSON C., I, 175.
 TAKEUCHI T., II, 155.
 TANAKA T., II, 155.
 TAN BOON KONG, II, 403.
 TANIMOTO C., II, 593.
 TAN S.B., I, 321.
 TAVENAS F., I, 509.
 TEDD P., II, 579.
 TE KAMP W., II, 309.
 THOMAS A., II, 475.
 THOUVENOT F., I, 235.
 TONOUCHI K., I, 327.
 TOULEMONT M., I, 33.
 TREMBLAY M., I, 509.
 TSERTSVADZE L.A., II, 409.
 TUERCEK P., I, 439.
 TUMAY M., II, 309.
 TUSIC V., II, 363.
 ULRIKSEN P., I, 335.
 VAKILI J., II, 413.
 VAN WAMBEKE A., II, 421.
 VENTURA P., II, 425.
 WACHKOWSKI E., II, 177.
 WANG W., II, 431.
 WANG WEIMIN, I, 341.
 WASCHKOWSKI E., I, 25 ; II, 171.
 WIGHTMAN A., I, 201.
 WIHURI H., I, 473.
 WITHERSPOON P.A., I, 515.
 WOJTKOWIAK F., I, 193.
 XU CHANGWEI, II, 431.
 YAHIRO T., I, 257.
 YANG BE K.S., I, 321.
 YANG M., II, 431.
 YANG ZI WENG, II, 585.
 YOKOYAMA A., II, 593.
 ZANINETTI A., II, 517.
 ZHANG B., I, 347.

ERRATA

VOL I et VOL II

Volume I

- page 50, 2^e colonne, § 4, 5^e ligne :
“... géologie complété par diagraphies, réalisés en 1975.”
supprimer le mot “réalisés”.
- page 54, titre de la figure 7 en bas de page, noter :
“corrélations entre diagraphie et caractéristiques d'identification d'argile de Boom à Mol” et non “d'argile de Boom et Mol”.
- page 55, 2^e colonne, 12^e ligne avant la fin :
“les valeurs ci-dessus peuvent être estimées concordantes,” supprimer le terme “ci-dessus”.
- page 144,
formule (1) lire :

$$V1 = \left\{ \frac{2}{\sin \phi'} (a_0 + b n + c n^2)^2 \left[\left(1 - \frac{2}{3} \sin \phi' \right) \gamma_d \cdot h \right]^{1/2} + \frac{1,41 u \cdot k_w}{1,41 \cdot n \cdot S_r \cdot u + n(1 - S_r) k_w} \right\}^{1/2} [\rho s(1 - n) + \rho f \cdot n]^{-1/2} \quad (1)$$

- page 456, lire : 3) La sonde perméamétrique ...

Volume II

- page 38, après formule (12) lire :
 $\delta h = - A h \delta \epsilon$ au lieu de $\delta h = A h \delta \epsilon$
et $\delta h/h = - A \delta \epsilon$ au lieu de $- A \epsilon \delta \epsilon$.
- page 39, lire :
 $\sigma/\sigma^\alpha = A \epsilon / \{1 + A \epsilon\}$ au lieu $A \epsilon \{1 + A \epsilon\}$
- page 372, figure 1 :
lire (MPa) au lieu de (Pa)
et 2.0 4.0 6.0 8.0 au lieu de 20, 40, 60, 80.
- page 582, formule (2) lire :

$$\sigma_{ym} = \frac{\int_0^{0.75b} \sigma_y dx}{0.75b} = 0.41 \frac{d}{b} \frac{E}{(1 - \nu^2)} \quad (2)$$

SYMPOSIUM INTERNATIONAL
RECONNAISSANCE DES SOLS ET DES ROCHES
PAR ESSAIS EN PLACE
 PARIS, 18, 19, 20 mai 1983

INTERNATIONAL SYMPOSIUM
SOIL AND ROCK INVESTIGATIONS
BY IN SITU TESTING
 PARIS, 18th, 19th, 20th, May 1983

COMPTES RENDUS / PROCEEDINGS

THÈMES	VOLUME	PRIX/PRICE (séparément/separated)
1. <i>Diagraphies et paramètres de forage,</i> <i>Diagraphies and borehole parameters,</i>	Volume I (536 pages)	280 FF
2. <i>Méthodes géophysiques de subsurface,</i> <i>Subsurface geophysical testing,</i>		
3. <i>Essais hydrauliques et hydrogéologiques</i> <i>Hydraulic and hydrogeological testing</i>		
4. <i>Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement</i> <i>réalisés à la surface des sols et des roches,</i> <i>Loading, unloading and shearing tests on surface,</i>	Volume II (604 pages)	330 FF
5. <i>Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en</i> <i>forage ou en place</i> <i>Loading, unloading and shearing tests carried out in boreholes</i> <i>and in situ,</i>		
6. <i>Essais de chargement, de déchargement et de cisaillement en</i> <i>travaux souterrains,</i> <i>Loading, unloading and shearing tests carried out in under-</i> <i>ground work</i>		
0. <i>Rapports généraux, conférences spéciales, divers,</i> <i>General reports, spécial lectures, divers,</i>	Volume III (100 pages)	120 FF

BON DE COMMANDE / ORDER FORM

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL

M. PETER André
 B.R.G.M.
 B.P. 6009
 45060 ORLÉANS Cedex
 Phone : (38) 63.80.01
 Telex : 780258 F

Commande avec chèque de
 prépaiement à adresser à/
 Order with money order to :

(à retourner / to send to / Secrétaire Général)

Veuillez m'adresser / Please send me :

VOL. I + II + III	quantité/quantity		× 650 FF =		FF
VOL. I	quantité/quantity		× 280 FF =		FF
VOL. II	quantité/quantity		× 330 FF =		FF
VOL. III	quantité/quantity		× 120 FF =		FF

Emballage et port / Packing a postage

1 vol.		× 15 FF =		FF
2, 3 vol.		× 25 FF =		FF

TOTAL...

M / M^{me} :

Organisme / Société :

Adresse :

Signature :

IMPRIMERIE LOUIS-JEAN
Publications scientifiques et littéraires
05002 GAP - Tél.: (92) 51.35.23
Dépôt légal: 428 - Septembre 1983