

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 calculs 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/cm²) 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 × 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 × 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 × 50 cm dans le premier cas et 50 × 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. :

τ_{\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 que si 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 fonçage 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 Tecult 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.