Compactage et comportement de sols fins humides

E. ALONSO

Cemagref
50, avenue de Verdun
33612 Cestas Cedex
emmanuel.alonso@
cemagref.fr

Résumé

Les matériaux fins compactés, appréciés pour leur étanchéité, le sont beaucoup moins pour leur comportement mécanique, qui dépend, notamment, d'une humidité naturelle difficile à modifier. Néanmoins, leur utilisation s'avère souvent indispensable pour des raisons économiques et de préservation de l'environnement. Suivant le type d'ouvrage projeté, certaines caractéristiques sont primordiales. Pour un centre de stockage de déchets, une étanchéité très élevée est recommandée, pour un remblai routier, un tassement de faible ampleur est recherché, pour un barrage en terre homogène, un développement limité des pressions interstitielles de construction est nécessaire. Cet article présente d'abord les principaux résultats d'études antérieures consacrées à l'influence du mode de compactage sur la perméabilité et la déformation de sols fins compactés. Ensuite, la majeure partie de cet article concerne les paramètres, y compris le mode de compactage, qui jouent un rôle important dans le développement des pressions interstitielles de construction. En choisissant les engins de chantier les plus adéquats, il peut être possible d'améliorer les caractéristiques jugées essentielles d'un ouvrage en terre.

Mots-clés : sols fins compactés, ouvrages en terre, perméabilité, déformation, pressions interstitielles de construction.

Compaction and behaviour of wet fine-grained soils

Abstract

Compacted fine-grained soils are often used in geotechnical structures because of their low permeability. But their mechanical properties can be poor since they depend on natural moisture content which is difficult to modify. However, their use is often indispensable for economic reasons and for the preservation of the environment. Depending on the type of earthwork to be constructed, certain characteristics are essential; in waste landfills, very high watertightness is advisable; in road embankments, little settlement is required; in homogeneous earthfill dams, construction pore pressure should not be too high. This article firstly presents the main results of studies carried out on the influence of compaction methods on the permeability and deformability of compacted fine-grained soils. Then the factors (including compaction methods) that play an important role in the development of construction pore pressure are considered in detail. By choosing the most appropriate on-site compaction equipment, it is possible to improve the characteristics that appear to be essential for an earthwork.

Key words : compacted fine-grained soils, earthworks, permeability, deformation, construction pore pressures.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} février 2006.

Introduction

Les désordres survenus au début des années 80 pendant ou peu après la fin de construction des deux barrages en terre homogène de 22 mètres de hauteur, Mondely et Mirgenbach, n'ont pu être expliqués à l'aide des mesures de la cohésion non drainée des matériaux argileux humides compactés. La rupture, d'une hauteur d'une dizaine de mètres et d'une pente de l'ordre de 1/3, a été alors attribuée à de fortes pressions interstitielles de construction (Dupas *et al.*, 1991 ; Alonso *et al.*, 1995 ; Degoutte *et al.*, 1997). Au cours des années 90, le Cemagref a entrepris une recherche des paramètres qui influencent leur développement (Poulain, 1993 ; Poulain *et al.*, 1995 ; Alonso et Louidière, 1997). Le mode de compactage s'est avéré être probablement l'un d'eux, et son rôle a d'ailleurs été mis en évidence lors de travaux sur la perméabilité et la déformation de matériaux fins compactés ; le paragraphe 2 souligne les principaux résultats obtenus par Daoud (1996) et Kouassi (1998) et il rappelle des études antérieures auxquelles ces deux auteurs se réfèrent. Le paragraphe 3 est consacré aux pressions interstitielles de construction et, notamment, à l'interprétation des mesures *in situ* et des essais réalisés en laboratoire.

Les sols fins étudiés dans cet article sont constitués essentiellement d'éléments inférieurs à 80 μm . Le pourcentage d'argile est plus ou moins important et la plasticité de faible à élevée. Même si les comportements analysés concernent de nombreux matériaux, il n'est pas certain que les tendances mises en évidence s'appliquent systématiquement à tous les sols fins.

Le but du compactage consiste à homogénéiser le matériau à une densité suffisante afin que sa résistance au cisaillement, sa déformation, son étanchéité aient des valeurs convenables. Mais, dans la zone d'emprunt éventuelle, le matériau argileux se trouve dans un certain état d'humidité qui le rend plus ou moins exploitable. Modifier la teneur en eau d'un sol fin est une opération difficile et donc coûteuse. En outre, sa minéralogie, sa texture, sa surconsolidation sont aussi à prendre en considération. Le prélèvement des matériaux sélectionnés entraîne une désagrégation en mottes de dimension et de malléabilité variables. Le compacteur utilisé les modifie ensuite plus ou moins intensément. Au stade de l'avant-projet il faut s'interroger sur les caractéristiques du matériau compacté jugées essentielles : il peut s'agir de la perméabilité, du tassement, du développement de pressions interstitielles de construction. Il ne faut pas toujours se contenter de déterminer les propriétés mécaniques correspondant à la teneur en eau et au poids volumique sec prévus, sans une étude comparative des différents types de mise en place.

Dans les années 30, Proctor a montré l'influence de la teneur en eau w et de l'énergie de compactage sur le poids volumique sec γ_d (Holtz et Kovacs, 1991). Puis, la recherche a concerné l'influence du type de compactage (statique, dynamique, pétrissage, vibration) sur certaines caractéristiques (Seed et Chan, 1959). En laboratoire, l'énergie de compactage dynamique de l'essai Proctor normal se détermine facilement :

$$24,5 \text{ N} \times 0,305 \text{ m} \times 3 \text{ couches} \times 25 \text{ coups} \\ \text{par couche} / 0,944 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$= 593 \text{ kN.m/m}^3 \text{ soit environ } 600 \text{ kN.m/m}^3.$$

Quant au Proctor modifié, il correspond à une énergie de 2 700 kN.m/m³.

Le calcul est moins aisé pour les autres modes de compactage, notamment sur chantier. Lorsque la teneur en eau w est proche de l'optimum Proctor normal w_{OPN} , ou bien se situe du côté humide, il faut en général quelques passes d'un compacteur adéquat, sur une couche d'une vingtaine de centimètres d'épaisseur, pour atteindre une densité sèche voisine de la courbe Proctor normal. A l'optimum, la plupart des sols fins ont un degré de saturation S_r compris entre 80 et 90 %. L'hyperbole de saturation

$$\gamma_w / \gamma_d = (\gamma_w / \gamma_s) + w_{\text{sat}}$$

où w_{sat} = teneur en eau de saturation,

γ_w = poids volumique de l'eau,

γ_s = poids volumique des particules,

est approximativement parallèle à la branche humide de la courbe Proctor.

Entre ces deux courbes, Delage et Fry (2000) considèrent que le sol se trouve dans un état quasi saturé, dans lequel l'air est sous la forme de bulles isolées. Des corrélations entre w_{OPN} et les limites d'Atterberg w_L et w_p ont été établies pour les sols fins. Gurtug et Sridharan (2002) ont proposé $w_{\text{OPN}} = 0,92 w_p$. Arquie et Morel (1988) suggèrent l'utilisation de l'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / (w_L - w_{\text{PLCPC}})$ où w_{PLCPC} se réfère à l'ancien mode opératoire du Laboratoire central des ponts et chaussées. Pour de nombreux sols fins, nous avons constaté que w_{OPN} correspondait à un I_c voisin de 1,2. Quelques essais comparatifs du Cemagref ont donné $w_{\text{PLCPC}} = w_p + 2$ à 5 points lorsque w_L varie de 35 à 60. La norme française NF P94-051 ne préconise pas de soulever le rouleau pour déterminer w_p , contrairement à w_{PLCPC} .

Pour les barrages et les digues en terre, la teneur en eau des sols fins compactés est rarement inférieure à $w_{\text{OPN}} - 4$ points et rarement supérieure à $w_{\text{OPN}} + 4$ points (si $w_{\text{OPN}} = 20\%$, $w_{\text{OPN}} - 4 = 16\%$ et $w_{\text{OPN}} + 4 = 24\%$). Toutefois, un écart bien moindre entre w et w_{OPN} n'est pas une garantie de bon comportement.

Au laboratoire, lors de l'étude d'un site, les éprouvettes de sols fins des emprunts destinées aux essais mécaniques, à une teneur en eau donnée, subissent préalablement soit un compactage PN, soit, le plus souvent, une compression statique permettant d'atteindre la densité sèche prévue. Il existe également l'essai de laboratoire Harvard (Wilson, 1970) qui soumet le sol à un pétrissage se rapprochant de l'action d'un rouleau à pieds de mouton.

Sur chantier, chaque mode de compactage peut être associé principalement aux engins suivants :

- statique : rouleaux à pneus dont la pression est de quelques centaines de kPa ;
- dynamique : engins rapides de transport, décapeuses automotrices et tombereaux ;
- pétrissage : pieds dameurs, pieds de mouton ;
- vibrant : rouleaux vibrants.

Perméabilité et déformation de sols fins compactés

2.1

Quelques rappels sur les paramètres qui influencent la perméabilité

La mesure de la perméabilité d'un sol fin compacté est une opération délicate et complexe. Daoud (1996) cite plusieurs études qui y sont consacrées. Certaines d'entre elles sont brièvement rappelées dans ce paragraphe 2.1.

Dans les années 50, Lambe (1958b) montre qu'un sol fin compacté du côté humide de l'optimum est plus étanche que s'il est compacté du côté sec avec la même énergie. L'augmentation de cette dernière améliore l'étanchéité, surtout du côté sec (Fig. 1, Elsbury *et al.*, 1990), tandis que du côté humide le pétrissage s'avère plus efficace que le compactage statique (Fig. 2, Mitchell *et al.*, 1965).

Lambe (1958a) attribue la perméabilité plus élevée du côté sec essentiellement à la structure floculée des particules argileuses, alors que pour Olsen (1962) l'écoulement se fait surtout à travers les vides inter-

FIG. 1 Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la conductivité hydraulique (Elsbury *et al.*, 1990).
Influence of compactive effort and water content on permeability of compacted clay soils (Elsbury *et al.*, 1990).

FIG. 2 Comparaison entre les valeurs de perméabilité obtenues sur des éprouvettes compactées par pétrissage et par méthode statique (Mitchell *et al.*, 1965).
Influence of method of compaction on the permeability of silty clay (Mitchell *et al.*, 1965).

mottes, plus importants lorsque le matériau est peu humide et donc peu malléable. Il est aussi montré, à la suite d'essais réalisés *in situ*, que les interfaces entre couches peuvent favoriser le cheminement de l'eau à travers un massif compacté (Fig. 3, Elsbury *et al.*, 1990).

FIG. 3. Chemin d'écoulement préférentiel dans un sol compacté sur place (Elsbury *et al.*, 1990).
Role of lift boundaries in connecting macrovoids (hydraulic defects) in successive lifts (Elsbury *et al.*, 1990).

A l'intérieur d'un ouvrage en terre argileuse, on peut donc distinguer quatre types d'écoulement : entre les couches, les mottes, les agrégats de particules, les particules. Lorsque les deux premiers sont prépondérants, la perméabilité est très différente entre le terrain et le laboratoire. En outre, sa mesure directe ne correspond pas à la valeur déduite de la vitesse de consolidation.

Un sol fin compacté soumis à une percolation voit sa perméabilité augmenter avec le degré de saturation, ce qui correspond aussi à une baisse de la succion (Olson et Daniel, 1981). En laboratoire, une contre-pression élevée, pouvant atteindre plusieurs centaines de kPa, est nécessaire pour obtenir la saturation complète des éprouvettes. De forts gradients hydrauliques peuvent conduire à une diminution de la perméabilité, due notamment à une migration de très fines particules (Dunn et Mitchell, 1984).

La détermination par porosimétrie au mercure de la distribution des diamètres de pores montre qu'à porosité constante le sol qui possède les plus grands pores est le plus perméable. Un sol compacté du côté humide présente moins de grands pores que du côté sec. Une énergie de compactage accrue du côté sec diminue la porosité et le nombre des pores de grande dimension (Garcia Bengochea *et al.*, 1979, Auvinet et Bouvard, 1989, Prapaharan *et al.*, 1991, Delage *et al.*, 1996).

Des mesures au laboratoire soulignent l'influence du diamètre (Boynton et Daniel, 1985) et de la hauteur (Carpenter et Stephenson, 1986) de l'éprouvette sur la conductivité hydraulique ; cette dernière tend à augmenter avec le diamètre mais elle diminue sensiblement lorsque la hauteur croît.

La nature du fluide percolant peut aussi entraîner une modification de la perméabilité. D'après Bowders et Daniel (1987), une solution organique qui modifie les limites d'Atterberg peut aussi agir sur l'étanchéité du matériau argileux compacté ; la variation éventuelle est à déterminer à l'aide d'essais de perméabilité.

L'intervention de très nombreux paramètres, dont l'hétérogénéité des matériaux naturels et des conditions de mise en place, rend difficile une connaissance précise de l'étanchéité d'un sol fin compacté qui est susceptible d'être largement surestimée par les essais de laboratoire.

2.2

Influence du mode de compactage sur la perméabilité, travaux de Daoud (1996)

Les résultats présentés concernent le limon argileux prélevé à Xeulley, près de Nancy. Ses limites d'Atterberg sont $w_L = 53$ et $w_p = 30$. Le poids volumique des particules atteint $26,7 \text{ kN/m}^3$. Les trois modes de compactage comparés, dont l'énergie est approximativement équivalente, sont les suivants :

- dynamique : essai Proctor normal, moule de diamètre 10 cm ;
- statique : compression de 1 MPa à l'aide d'un piston dans le moule Proctor, sur trois couches ;
- pétrissage : comme l'essai Harvard n'est pas jugé satisfaisant, notamment à cause du diamètre de l'éprouvette de 3,3 cm, il est élaboré un nouvel essai consistant à pétrir le sol dans un moule Proctor à l'aide d'un vérin et d'un piston de diamètre 2 cm appliqué 2 x

25 fois sur chacune des cinq couches avec un effort de 500 N ou 1,6 MPa (30 applications par minute ce qui permet de déplacer le moule pour couvrir toute la surface).

Aux 18 éprouvettes provenant de ces trois modes de compactage, il est ajouté 6 éprouvettes compactées à l'énergie PM, les 24 éprouvettes de limon argileux ayant un diamètre et une hauteur de 10 cm. Ces éprouvettes, soumises à l'essai de perméabilité, subissent un gradient hydraulique de 10 ($\Delta h = 1 \text{ m}$ ou 10 kPa) après saturation à l'aide d'une contre-pression de 300 kPa et consolidation sous une contrainte effective de confinement de 150 kPa. Cette dernière valeur relativement élevée évite tout écoulement préférentiel le long de la membrane en latex entourant l'échantillon dans la cellule triaxiale mais elle réduit sensiblement l'indice des vides.

La figure 4 (Daoud, 1996) montre la variation du poids volumique sec et de la perméabilité en fonction de la teneur en eau pour les quatre différents compactages effectués. Le compactage statique entraîne une plus faible densité et le pétrissage donne une teneur en eau optimale sensiblement plus élevée que le PN.

FIG. 4 Variation du poids volumique sec et de la perméabilité en fonction de la teneur en eau pour différents modes de compactage (Daoud, 1996).

Influence of the compaction method and of the water content on the dry unit weight and on the permeability of a silty clay (Daoud, 1996).

Pressions interstitielles de construction dans des sols fins humides compactés

Si les pressions interstitielles, après consolidation et saturation d'un massif en terre, sont évaluées avec une précision suffisante, il n'en est pas de même des pressions interstitielles de construction qui sont souvent difficiles à prévoir. Lorsque de fortes pressions sont redoutées à court terme, outre le calcul classique à l'aide de la cohésion non drainée c_u (ϕ_u tend vers zéro pour les matériaux proches de la saturation), un second calcul est à effectuer en utilisant les caractéristiques effectives c' et ϕ' et le coefficient $ru = u/\gamma \cdot h$, où u est la pression interstitielle de construction en un point et $\gamma \cdot h$ la contrainte verticale totale exercée par le poids des terres au-dessus du point considéré (facette horizontale). Dans un barrage en terre homogène, quand des valeurs de ru atteignent 0,4 à l'aval et 0,6 à l'amont, sa stabilité s'en trouve très compromise (Alonso *et al.*, 1993).

Plusieurs facteurs interviennent dans le développement des pressions interstitielles de construction. Les mesures présentées par la suite sont d'une part des valeurs de ru déterminées lors de la construction de barrages en terre et d'autre part des valeurs du coefficient $B = u/\sigma$ calculé en soumettant en laboratoire des éprouvettes de hauteur 80 mm et de diamètre 35 mm à un essai non drainé de compression isotrope σ . Bien entendu, B et ru peuvent avoir des différences sensibles suivant l'orientation des contraintes principales dans un remblai; sous la crête avec σ_1 plutôt verticale et proche de $\gamma \cdot h$, B est supérieur à ru et près du parement avec σ_3 plutôt verticale, B est inférieur à ru . Un zonage judicieux des matériaux, consistant par exemple à mettre en place les sols les plus humides dans la partie centrale d'un remblai, peut contribuer à améliorer sa stabilité.

3.1

Principaux résultats obtenus par Poulain (1993)

Les travaux de Poulain (1993) et de Poulain *et al.* (1995) concernent les pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides. Les principaux résultats sont les suivants :

- en laboratoire, les pressions interstitielles u obtenues avec une montée de la contrainte isotrope σ jusqu'à 500 kPa, d'une part, par paliers de 50 kPa en 12 heures et, d'autre part, suivant une variation continue et linéaire pendant 5 jours, sont similaires;
- en laboratoire, il n'est pas constaté d'influence sensible de l'énergie, Proctor normal et Proctor modifié, et du mode de compactage, Proctor, statique, pétrissage, pour les quelques essais comparatifs effectués sur du matériau humide (même w , γ_d); en outre, le compactage *in situ* donne des résultats équivalents au compactage en laboratoire; toutefois, tout compactage qui accroît S_r entraîne aussi une augmentation de B ;
- le compactage statique en trois couches étant adopté,

En ce qui concerne la perméabilité, le compactage statique, qui remanie peu le matériau, est moins performant que le pétrissage et l'augmentation de l'énergie, du Proctor normal au Proctor modifié, améliore l'étanchéité, surtout du côté humide, contrairement à ce que l'on pouvait attendre. Du côté très sec ($w_{OPN} - 5$ à -12), les compactages statiques et Proctor normal donnent une faible perméabilité, bien éloignée de celle que l'on obtiendrait *in situ*. Avec les conditions d'essai réalisées, l'étanchéité est optimale vers $w_{OPN} + 3$.

Des essais complémentaires de Daoud (1996) confirment qu'un sol fin subissant un compactage au Proctor normal a une conductivité hydraulique horizontale plus élevée que la perméabilité verticale.

2.3

Influence du mode de compactage sur la déformation, travaux de Kouassi (1998)

Un des principaux objectifs de la thèse de Kouassi (1998) a consisté à mettre au point en laboratoire un nouvel essai de pétrissage proche de l'action *in situ* des rouleaux à pieds dameurs très utilisés pour le compactage des sols fins (Kouassi *et al.*, 2000).

En considérant comme engin de référence le Caterpillar 825 C, l'outil élaboré consiste en un disque de diamètre 15 cm sous lequel sont fixés trois cylindres de diamètre 5 cm et de hauteur 2,5 cm. Le matériau est compacté dans le moule CBR, de diamètre et de hauteur 15,2 cm, en cinq couches dont chacune subit huit applications de l'outil à trois pieds qui exerce une pression de 1,25 MPa. Une vitesse lente de 40 mm par minute a dû être adoptée à cause d'un matériel non approprié pour des vitesses plus rapides.

Des échantillons de matériaux fins intacts (après compactage au rouleau à pieds dameurs) et remaniés (pour compactage ultérieur en laboratoire) ont été prélevés sur des sites de barrage. Les matériaux étudiés comprennent deux limons argilo-sableux ($w_L = 25$ et 30 et $w_{OPN} = 11,5$ et $13,5$) et quatre argiles limoneuses ($w_L = 45$ à 51 et $w_{OPN} = 16,5$ à 18). Des éprouvettes de hauteur 8 cm ont été soumises à des essais triaxiaux.

La détermination du module tangent initial E (proche du module sécant jusqu'à 1 % de déformation) sur les courbes déviateur-déformation axiale des essais triaxiaux non consolidés non drainés réalisés permet de constater, d'une part, que les pétrissages *in situ* et en laboratoire sont équivalents et, d'autre part, que le compactage statique en laboratoire (même w , γ_d) donne un module nettement plus élevé que celui du pétrissage, notamment du côté humide. Les mêmes tendances sont observées pour les modules des essais triaxiaux consolidés non drainés. Un résultat analogue avait déjà été obtenu du côté humide par Seed et Chan (1959) sur des éprouvettes soumises à un essai triaxial non consolidé non drainé après un compactage en laboratoire statique et par pétrissage.

Peu de différences significatives sont notées pour les caractéristiques effectives de cohésion c' et de frottement interne ϕ' . Par contre, la résistance au cisaillement à court terme des matériaux *in situ* est supérieure à celle des matériaux compactés en laboratoire statiquement et par pétrissage.

les paramètres qui interviennent le plus dans le développement des pressions interstitielles de construction sont d'abord l'écart $w-w_{OPN}$ et ensuite le degré de saturation initial S_r ; pour une argile limoneuse dont $w_L = 43,5$, B croît de près de 0,1 lorsque w augmente d'un point ou lorsque S_r passe de 90 à 95 % (entre $w_{OPN} + 2$ et $w_{OPN} + 6$); pour un limon argileux dont $w_L = 34,5$, un accroissement de S_r de 88 à 95 % ou d'un point de w (entre $w_{OPN} + 1$ et $w_{OPN} + 4$) entraîne une nette augmentation de B , de 0,1 à plus de 0,3; en outre, un seuil à partir duquel B augmente nettement semble correspondre à une teneur en eau proche de w_{FLCFC} ;

– côté humide, l'application d'un déviateur des contraintes est peu sensible; la contrainte moyenne $(\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$ et la contrainte isotrope de même valeur entraînent des pressions interstitielles voisines.

3.2

Étude en laboratoire à partir de 1995 de l'influence sur B de plusieurs paramètres

Le rôle de plusieurs paramètres est évalué, toutefois ces derniers ne sont pas indépendants et le nombre d'essais réalisés au Cemagref à partir de 1995 est réduit. Une cinquantaine d'éprouvettes ont été préparées; elles représentent une douzaine d'échantillons prélevés dans quatre sites de barrage, deux du Sud-Ouest de la France, un d'Alsace et un de Turquie (deux échantillons transmis par Coyne et Bellier); après un compactage côté humide, les éprouvettes, dont le degré de saturation initial dépassait généralement 90 %, ont été soumises à une contrainte isotrope maximale de l'ordre de 0,5 MPa appliquée par paliers de 50 kPa dans un local maintenu à température constante. En outre, les résultats obtenus par la Compagnie d'aménagement des coteaux de Gascogne (CACG) sur une trentaine d'éprouvettes similaires provenant de deux sites de barrage du Sud-Ouest de la France sont utilisés pour cette étude ainsi que les travaux antérieurs de Poulain *et al.* (1995). Tous ces matériaux fins argileux ont une limite de liquidité comprise entre 30 et 55 sauf un échantillon où elle atteint 74.

3.2.1

Influence sur B de w et de w_L

L'augmentation de l'humidité se traduit notamment par une diminution du module de déformation.

L'écart $w-w_{OPN}$, étudié dans la fourchette +1 à +5, est à relativiser en fonction de la plasticité des matériaux. En général, B tend à diminuer lorsque w_L augmente. A $w_{OPN} + 5$, B reste faible pour le matériau dont $w_L = 74$, alors qu'il est très élevé pour les matériaux dont w_L est inférieur à 55.

En maintenant constants les autres paramètres, un accroissement d'un point de $w-w_{OPN}$ entraîne le plus souvent une augmentation de B de 0,05 à 0,2 lors d'une compression isotrope.

3.2.2

Influence sur B de S_r initial

En laboratoire les échantillons subissant le compactage Proctor normal ou Proctor modifié ont, dans la

plupart des cas, un degré de saturation S_r de 90 à 92 % du côté humide. Lorsque l'éprouvette est ensuite taillée manuellement à l'aide d'un touret vertical, l'évolution de S_r est peu sensible. Par contre, le prélèvement à l'aide d'une trousse coupante entraîne un serrage de l'éprouvette et donc un accroissement de S_r de quelques points. Le même résultat est obtenu avec le compactage statique en trois couches dans un moule de diamètre intérieur 35 mm (application du piston adéquat pendant une trentaine de secondes) en augmentant sur chaque couche la compression de 1 MPa environ à près de 3 MPa; en outre, avec un même compactage statique, S_r augmente avec $w-w_{OPN}$ et pour des matériaux très humides il est possible d'obtenir après démoulage des valeurs de S_r supérieures à 95 %.

Du côté humide de l'OPN, un accroissement du degré de saturation initial de 5 points, obtenu en conservant la même teneur en eau, entraîne ensuite lors d'une compression isotrope une augmentation de B en général de 0,05 à 0,2. En quelque sorte la réduction relativement importante du volume d'air prime sur la progression du poids volumique sec et du module de déformation mais l'augmentation de B reste modérée.

3.2.3

Influence sur B des contraintes appliquées

Lors des études de plusieurs sites, les essais oedométriques effectués sur les matériaux fins compactés à l'énergie Proctor normal, préalablement séchés, désagrégés en petits éléments, humidifiés à une teneur en eau voisine de w_{OPN} , homogénéisés, ont donné une pression de préconsolidation de 100 à 200 kPa. Sur chantier, cette dernière peut être plus élevée suivant, d'une part, les conditions de mise en place et, d'autre part, la surconsolidation existante dans l'emprunt. En effet, de nombreuses mottes intactes peuvent subsister dans les couches compactées. Les pressions interstitielles de construction se développent plus difficilement dans les matériaux très surconsolidés. La présente étude ne prend pas en considération les quelques essais oedométriques réalisés en contraintes effectives.

En ce qui concerne l'essai non drainé de compression isotrope, à partir de 100 kPa, tout accroissement de σ de 100 kPa entraîne celui de B , le plus souvent de 0,05 à 0,2. ΔB est généralement plus élevé entre 100 et 200 kPa qu'entre 400 et 500 kPa. Dès que la saturation est atteinte sous l'effet d'une contrainte isotrope suffisamment forte, tout $\Delta \sigma$ entraîne un Δu identique.

3.2.4

Synthèse de l'influence des paramètres précédents

Les essais réalisés sur les éprouvettes de diamètre 35 mm et de hauteur 80 mm constituées de matériaux fins argileux dont w_L varie de 30 à 55, subissant du côté humide de l'OPN un compactage statique ou Proctor, montrent que B croît d'environ 0,1 (en général 0,05 à 0,2) lorsqu'un des paramètres suivants progresse de:

- 1 point pour $w-w_{OPN}$ (entre +1 et +5);
- 5 points pour S_r initial (entre 88 et 98 %);
- 100 kPa pour σ (entre 100 et 500 kPa).

Par contre, B et w_L évoluent en sens inverse mais d'une façon plus erratique.

Le tableau I regroupe les valeurs de B , moyennes

TABEAU I Synthèse des valeurs de B pour des éprouvettes de matériaux fins argileux humides subissant en laboratoire un même compactage statique (environ 1 MPa) assurant un S_r initial de l'ordre de 90 à 95 %.
 Synthesis of B values for samples of wet fine-grained soils. The laboratory preparation consisted of static compaction (1 MPa) ensuring an initial degree of saturation from 90 to 95 %.

$w-w_{OPN}$	+1		+2		+3		+4		+5	
σ kPa	100	500	100	500	100	500	100	500	100	500
$w_L = 30$ à 45	0	0,3	0,15	0,45	0,25	0,6	0,35	0,7	0,4	0,8
$w_L = 45$ à 55	-0,1	0,15	0	0,3	0,1	0,4	0,15	0,5	0,2	0,55
$w_L = 74$									-0,1	0,1

ou extrapolées, en fonction de $w-w_{OPN}$, σ et w_L pour un compactage statique de 1 MPa environ sur chacune des trois couches composant l'éprouvette et un degré de saturation initial de 90 à 95 % des plus faibles aux plus fortes humidités. S_r est plutôt de 90 % à $w_{OPN} + 1$ et de 95 % à $w_{OPN} + 5$. Entre 100 et 200 kPa, B augmente en moyenne d'environ 0,1 (sauf pour $w_L = 74$) et un peu moins ensuite. Les matériaux dont w_L se situe entre 30 et 55 se divisent en deux groupes distincts séparés par la limite $w_L = 45$. B est plus faible quand $w_L > 45$. Toutefois, à l'intérieur de chacun des deux groupes il n'y a pas d'évolution évidente de B en fonction de w_L . L'influence du mode de compactage est analysée au paragraphe 3.3.

3.2.5

Durée d'application des contraintes et état final des éprouvettes

L'application de σ nécessite une durée minimale de quelques heures pour l'obtention d'une certaine stabilité de u. Il est à noter que le décalage dans le temps entre la variation de σ et celle de u peut avoir une incidence défavorable lors de la vidange rapide d'une retenue. Les essais analysés précédemment correspondent à des chargements de l'ordre de 50 kPa par jour, soit une durée totale de quelques jours à deux semaines suivant la valeur maximale de σ .

Il est aussi réalisé des essais de longue durée, de plusieurs semaines à plusieurs mois, à chargement cyclique ou constant; ils montrent une dérive quasi systématique de B qui finit souvent par atteindre des valeurs comprises entre 0,5 et 1. La pression interstitielle, sous une charge constante, progresse généralement de quelques dixièmes de kPa à quelques kPa, par jour. Des périodes stables sont aussi observées. Pour la plupart des cycles chargement-déchargement, il est constaté, à chaque palier, une évolution de B. Les membranes utilisées, néoprène de 0,3 mm et latex, ne donnent pas des résultats très différents.

Outre l'état initial de l'éprouvette, les mesures de w et de S_r concernent aussi l'état final, mais aucun contrôle de S_r n'a lieu en continu. Entre l'état initial et l'état final, lors des essais de longue durée, S_r augmente de plusieurs points et w de 0 à 2 points. Pour les essais de courte durée (quelques jours à deux semaines), l'accroissement de S_r est de l'ordre de 3 points, w évolue peu, un demi-point au plus dans les deux sens, et le volume de l'éprouvette diminue de 1 à 2 % en général. Les essais de longue durée ne sont pas utilisés, et seuls les essais de courte durée sont interprétés dans cet article.

3.2.6

Résistance à la compression simple

Pour les matériaux fins argileux très humides, dont w_L est compris entre 30 et 55, les valeurs moyennes de la cohésion non drainée c_u (moitié de la résistance à la compression simple) pour des éprouvettes préparées par un compactage statique ou Proctor et écrasées immédiatement après, sont regroupées dans le tableau II. La diminution de c_u au fur et à mesure que la teneur en eau augmente apparaît assez régulière.

La différence essentielle entre les éprouvettes subissant avant écrasement pendant une à deux semaines une contrainte isotrope σ de quelques centaines de kPa et les éprouvettes soumises au même compactage préalable mais écrasées immédiatement après ce dernier (donc ayant avant écrasement une densité sèche légèrement inférieure), concerne surtout le module sécant à 1 % de déformation qui est nettement plus élevé pour les premières. Par contre, la résistance à la compression simple n'est que modérément accrue par l'application antérieure de σ .

TABEAU II Valeurs moyennes de c_u en fonction de $w-w_{OPN}$ pour des matériaux fins argileux humides dont $w_L = 30$ à 55 (compactage statique ou Proctor).

Mean variation of c_u with $w-w_{OPN}$ for wet fine-grained soils whose liquid limit ranges from 30 to 55 (Proctor or static compaction).

$w-w_{OPN}$	+3	+4	+5	+6	+7
c_u en kPa	70	55	40	30	20

3.2.7

Autres paramètres influençant le développement des pressions interstitielles de construction

Les autres paramètres qui interviennent, plus ou moins liés aux précédents, sont notamment :

- le module de déformation, qui tend à plus s'opposer au développement des pressions interstitielles lorsqu'il est plus élevé; le module correspondant aux petites déformations joue un rôle d'autant plus important que S_r est proche de 100 %;
- l'étanchéité qui, lorsqu'elle est très grande, freine les possibilités de dissipation.

Le mode de compactage, qui est étudié au paragraphe suivant, influence ces deux paramètres, comme on l'a vu au paragraphe 2. La surconsolidation dans la zone d'emprunt n'est pas prise en compte (peu de mesures effectuées).

Influence du mode de compactage

Il concerne en laboratoire le compactage statique et le Proctor et sur des sites de barrage l'action des engins de chantier.

3.3.1

Compactage statique et Proctor en laboratoire

Quelques essais comparatifs, pour des matériaux dont w est supérieur à $w_{OPN} + 2$, sont effectués entre le Proctor (normal, modifié) et le compactage statique. Pour ce dernier, ils montrent que le coefficient B est plus faible, de 0,05 en moyenne, les autres paramètres étant identiques (même matériau et mêmes w , S_p , σ). Bien que le nombre d'essais soit réduit, il semble que la différence soit maximale entre le statique et le Proctor modifié.

En ce qui concerne le module sécant à 1 % de déformation, déterminé lors d'essais de compression simple, il est plus élevé pour le compactage statique que pour le Proctor. La comparaison de ces essais avec les travaux de Kouassi (1998) montre que le module décroît dans l'ordre suivant des modes de compactage : statique, Proctor, pétrissage.

3.3.2

Cas du barrage de Mondely

3.3.2.1

Présentation

Ce barrage en terre d'une hauteur de 22 m et d'une longueur en crête d'une centaine de mètres, construit en 1980 dans le Sud-Ouest de la France et destiné à l'irrigation, a connu, après la première vidange, en 1981, une rupture de la moitié supérieure rive droite du talus amont qui a conduit à un affaissement d'un demi mètre de la partie amont de la crête. Bien que ce remblai soit du type homogène, cet incident implique une triple hétérogénéité : rive droite et rive gauche, moitié supérieure et moitié inférieure, talus amont et talus aval de pentes respectives 1/3 et 1/2,5. Deux profils distants de 30 m ont été équipés de trente quatre cellules de pression interstitielle Gloetzel entre 1983 et 1997, treize en rive gauche et vingt et une en rive droite au droit du glissement (Fig. 5). Ce dernier, qui part de la crête et qui aboutit au niveau de la risberme de 5 m située 9 m plus bas, est de forme circulaire et il a une profondeur maximale de 6 à 7 m par rapport au parement, profondeur déterminée à l'aide des deux inclinomètres installés entre la risberme et la crête. Un premier confortement en 1982 a consisté en l'exécution, au niveau de la risberme, d'un dispositif drainant dont le rôle s'est avéré plus mécanique que drainant. L'absence de dissipation des fortes pressions interstitielles mesurées a conduit à mettre en place en 1997 une recharge en enrochements sur les talus amont et aval, ce qui a notamment permis de réduire leur pente (Alonso *et al.*, 1997). La rupture de 1981 implique une cohésion non drainée c_u de 20 à 25 kPa, ce qui correspond à environ $w_{OPN} + 7$ points, alors que tous les essais réalisés montrent, d'une part, que $w - w_{OPN} = 2$ à 5 points et, d'autre part, que la cohésion non drainée du remblai varie de 40 kPa à plus de

100 kPa. Les matériaux exploités vont du limon argileux ($w_L = 30$ à 45) à l'argile limoneuse ($w_L = 45$ à 60).

FIG. 5. Position des cellules de pression interstitielle suivant deux profils du barrage de Mondely. Location of pore pressure cells along two cross sections of Mondely dam.

3.3.2.2

Construction du barrage

Les matériaux ont été compactés à l'aide d'un rouleau à pieds dameurs (Tamping Caterpillar 825) et un rouleau vibrant assure la fermeture des couches en fin de journée. Les décapeuses automotrices (motorscrapers) arrivaient par une rampe d'accès située à l'amont en rive droite. Le passage des engins y était donc nettement plus fréquent que dans les trois autres zones, deux fois plus que pour l'amont rive gauche et quatre fois plus que pour l'aval rive gauche et l'aval rive droite. Les dix derniers mètres ont été mis en place en quinze jours, ce qui a notamment réduit la dessiccation superficielle des couches. Le contrôle du compactage lors du chantier a permis de constater qu'en moyenne la moitié inférieure du remblai était moins humide que la moitié supérieure de 1,6 point (19,1 et 20,7), moins saturée de 6 points (82 et 88 %), plus résistante à la pénétration de l'aiguille Proctor de 2 MPa (7 et 5 MPa). Par contre, aucune différence n'a été discernée entre la rive droite et la rive gauche et entre le talus amont et le talus aval.

3.3.2.3

Pressions interstitielles de construction

La profondeur moyenne des dix-sept cellules installées dans la moitié inférieure du remblai atteint une dizaine de mètres, tandis que celle des quinze cellules de la moitié supérieure est de 5 m (les deux cellules sous la crête ne sont pas prises en compte).

L'ensemble des mesures permet la synthèse suivante, en considérant les valeurs maximales de ru :
 – pour la moitié inférieure du remblai, ru est de l'ordre de 0,5 pour le talus amont et de 0,1 seulement pour le talus

aval, où plusieurs cellules sont proches du tapis drainant, où quelques matériaux graveleux sont présents et où la surcharge due au plan d'eau est nettement atténuée ;

– pour la moitié supérieure du talus amont rive gauche, ru des trois cellules est également de l'ordre de 0,5 ; cette valeur concorde assez bien avec celle du remblai inférieur amont moins humide mais subissant une plus forte contrainte moyenne ;

– pour la moitié supérieure du talus amont rive droite, qui offrait une moindre surface de circulation que la moitié inférieure, ru des six cellules est compris entre 0,5 et 0,8 (moyenne 0,65) ; deux cellules situées au-dessus du cercle de glissement à une profondeur de 4 m ont un ru particulièrement élevé, 0,7 à 0,8 ;

– pour la moitié supérieure du talus aval ru est en moyenne de 0,35, la rive droite et la rive gauche (trois cellules chacune) étant analogues.

Les pressions interstitielles de construction sont donc effectivement très fortes dans la zone correspondant au glissement, alors que les contraintes sont faibles et que l'écart $w-w_{OPN}$ ne dépasse pas 5 points. Il est enfin à noter qu'aucune dissipation sensible des pressions ne s'est produite depuis le début des mesures en 1983, ce qui signifie que la mise en place des matériaux a fortement favorisé l'étanchéité.

3.3.2.4

Caractéristiques mécaniques du remblai

Les carottes intactes de diamètre 90 mm prélevées dans la moitié supérieure du remblai ont un degré de saturation S_r de 96 à 99 %, donc bien plus élevé que lors du contrôle des couches compactées ; outre la précision des mesures, il semble que le vibrant en soit le principal responsable car aucun tassement important n'a été mesuré. Les déterminations de c_u et les essais au pénétromètre statique n'ont décelé aucune zone particulièrement molle et aucune différence notable entre l'amont et l'aval, la rive droite et la rive gauche.

En ce qui concerne les caractéristiques effectives des échantillons intacts prélevés dans le remblai hors de la zone du glissement, elles sont analogues à celles des études d'avant-projet et elles ont les valeurs minimales suivantes :

– $c' = 10$ kPa et $\varphi' = 30^\circ$ pour le limon ($w_L = 30$ à 45) ;

– $c' = 20$ kPa et $\varphi' = 25^\circ$ pour l'argile ($w_L = 45$ à 60).

Associées aux ru moyens mesurés, ces valeurs assurent la stabilité du barrage avec, toutefois, des coefficients de sécurité plutôt faibles, sauf pour le talus aval inférieur. Mais pour expliquer la rupture survenue en partie haute, il faut leur associer un ru de 0,75 à 0,9 (méthodes de Bishop ou de Spencer).

En fait, sur une partie des éprouvettes intactes provenant uniquement de la zone du glissement il est mesuré des caractéristiques plus médiocres, surtout en ce qui concerne c' :

– $c' = 0$ et $\varphi' = 30^\circ$ pour le limon (une cohésion réellement nulle aurait entraîné un glissement moins profond) ;

– $c' = 5$ à 10 kPa et $\varphi' = 25^\circ$ pour l'argile et également pour le limon ; des valeurs à peine supérieures sont aussi mesurées après remaniement et compactage Proctor normal.

Avec ces valeurs médiocres, le glissement nécessite un ru de 0,55 à 0,7 donc proche des mesures réelles.

3.3.2.5

Mesure de B

Des échantillons remaniés, provenant du remblai hors zone de la rupture et dont w_L est proche de 50, ont été compactés statiquement afin d'obtenir six éprouvettes ayant un degré de saturation initial élevé (pression de 2 à 3 MPa). Ces dernières ont ensuite été soumises à un essai non drainé de compression isotrope. Les valeurs du coefficient B obtenues sont regroupées dans le tableau III. Globalement, elles correspondent assez bien à celles du tableau I, bien que S_r soit plus élevé d'environ 3 points et que les B à $w_{OPN} + 2$ et + 3 coïncident plutôt avec ceux à $w_{OPN} + 1$ et + 4 du tableau I. Toutefois, toutes ces valeurs ne concordent pas avec les forts ru mesurés à Mondely sous une contrainte moyenne de l'ordre de 100 kPa.

Huit éprouvettes, découpées manuellement à l'aide du touret dans des carottes intactes prélevées dans le remblai hors du talus amont supérieur rive droite d'où aucune éprouvette non remaniée n'a été disponible

TABEAU III Valeurs de B pour six éprouvettes remaniées de Mondely compactées statiquement (2 à 3 MPa).
B values for six disturbed samples from Mondely dam. Static compaction (2 to 3 MPa).

$W-W_{OPN}$	+ 2			+ 3			+ 5		
S_r initial	94 %			95 %			98 %		
okPa	100	200	500	100	200	500	100	200	500
$w_L = 45$ à 55	- 0,1	0	0,2	0,15	0,25	0,5	0,2	0,4	0,6

TABEAU IV Valeurs de B pour huit éprouvettes intactes de Mondely hors zone glissement.
B values for eight undisturbed samples from Mondely dam, outside the slope failure area.

$W-W_{OPN}$	+ 1			+ 2			+ 3			+ 4		
S_r initial	92 %			96 %			97 %			99 %		
okPa	100	200	500	100	200	500	100	200	500	100	200	500
$w_L = 30$ à 45				0,05	0,15	0,4	0,3	0,45	0,65			
$w_L = 45$ à 55	- 0,15	- 0,05	0,05							0,3	0,5	0,75

pour mesurer B, ont été soumises à une compression isotrope. Les résultats sont regroupés dans le tableau IV. Les échantillons à $w_{OPN} + 1$ et $+ 2$ proviennent du talus amont inférieur et ceux à $w_{OPN} + 3$ et $+ 4$ du remblai supérieur, amont rive gauche et aval.

A $w_{OPN} + 3$ et $w_L < 45$, B dépasse légèrement les valeurs du tableau I où S_r est, toutefois, moins élevé de quelques points. Par contre, à $w_{OPN} + 1$ et $+ 2$ les valeurs de B sont inférieures à celles du tableau I et aux mesures de ru dans le talus amont inférieur; ces dernières correspondent, pour une contrainte moyenne supérieure à 200 kPa (tenant compte de l'orientation des contraintes principales et de la surcharge due à la retenue), à plus ou moins $w_{OPN} + 3$ suivant w_L . Enfin, à $w_{OPN} + 4$ et $w_L > 45$, B est très élevé par rapport aux tableaux I et III. On peut supposer que B atteint 0,5 sous 100 kPa pour des matériaux dont $w_L < 45$ et $w = w_{OPN} + 4$ à 5.

Le module de déformation déterminé sur deux échantillons intacts (argile et limon) du remblai supérieur soumis directement à un essai triaxial non consolidé non drainé dont $c_u = 50$ kPa, est plus faible pour le limon que pour l'argile, ce qui confirme le rôle de la plasticité.

Pour les éprouvettes intacts de Mondely, toutefois peu nombreuses, le compactage chantier n'apparaît pas plus défavorable, en ce qui concerne B, que le compactage statique en laboratoire jusqu'à $w_{OPN} + 2$. Au-delà de $w_{OPN} + 2$, le compactage chantier, tamping et vibrant, devient plus préjudiciable. Le pétrissage du premier entraîne notamment une réduction du module de déformation par rapport au compactage statique, tandis que le second accroît la densité sèche (et donc le degré de saturation) et l'étanchéité (moins de vides et surtout moins de gros pores) sans vraisemblablement améliorer le module. La circulation très intense des décapeuses dans le talus amont supérieur rive droite de Mondely a probablement entraîné une diminution des caractéristiques mécaniques, notamment de c' et du module, la baisse de ce dernier favorisant une nouvelle hausse des pressions interstitielles.

333

Mesures effectuées sur d'autres sites de barrage

Le degré de saturation des matériaux fins argileux humides compactés à l'aide d'un tamping (type Caterpillar 825) ne dépasse pratiquement pas 90 % quel que soit le nombre de passages et les pressions interstitielles élevées mesurées dans des barrages en terre pendant leur construction se dissipent relativement rapidement (Binquet, 1986; Poulain *et al.*, 1995; Alonso *et al.*, 1995).

Par contre, au barrage en terre homogène de Mirgenbach, situé au nord-est de la France et constitué de matériaux argileux humides dont $w_L = 40$ à 60, $w = w_{OPN} + 2$ à $+ 5$, $c' = 25$ kPa et $\phi' = 21^\circ$, un rouleau vibrant lisse a assuré le compactage (Dupas *et al.*, 1991). En fin de construction, en 1982, le talus amont et le talus aval ont glissé (Fig. 6, Nanda *et al.*, 1993); cette rupture a intéressé une hauteur de 13 m dont la base correspondait à la période pluvieuse de septembre 1981 précédant l'arrêt provisoire du chantier et où S_r atteignait 97 % (Doré, 1986). Il est probable que l'action intensive du vibrant ait aussi provoqué une baisse de la cohésion c' et du module. Les fortes pressions interstitielles impliquées par ce glissement

FIG. 6 Glissement du barrage de Mirgenbach (Nanda *et al.*, 1993).
Failure of Mirgenbach Dam (Nanda *et al.*, 1993).

ont été révélées par seulement deux cellules sur dix-sept, mais la stabilisation de la mesure peut nécessiter quelques mois.

4

Conclusion

Le mode de compactage est à prendre en considération lorsque l'utilisation de sols fins humides est envisagée pour la construction d'un ouvrage en terre. En laboratoire, certaines caractéristiques des éprouvettes préparées à l'aide d'une compression statique peuvent différer sensiblement de celles des matériaux subissant le pétrissage des rouleaux à pieds dameurs qui sont les plus utilisés pour ce type de sol. Les travaux de Daoud (1996) et de Kouassi (1998) ont confirmé que la perméabilité et le module de déformation sont plus élevés à la suite d'un compactage statique que d'un pétrissage.

L'analyse dans cet article des mesures du coefficient B en laboratoire et du coefficient ru de barrages en terre montre que les pressions interstitielles de construction dépendent aussi du mode de compactage, le statique provoquant moins de pressions interstitielles que le pétrissage et surtout que le rouleau vibrant lisse lorsque les matériaux sont très humides.

Les valeurs du coefficient B du tableau I concernent le compactage statique en laboratoire avec un degré de saturation initial S_r de 90 à 95 %. On peut considérer qu'elles correspondent également au compactage in

situ à l'aide d'un rouleau à pieds dameurs avec S_v de 85 à 90 %, la baisse du module compensant celle de S_v . L'utilisation d'un rouleau vibrant lorsque les matériaux sont suffisamment humides (généralement $w > w_{\text{opt}} + 2$ pour $w_L = 30$ à 60) entraîne des valeurs de B supérieures à celles du tableau I. Le compactage statique remanie peu le matériau tandis que le pétrissage et surtout la vibration détruisent des zones de contact et des zones d'écoulement préférentiel ; de plus le vibrant réduit nettement le volume d'air. Dans le cas du glissement des deux barrages cités, il semble que les nombreux passages du vibrant sur les matériaux les plus humides de Mirgenbach et le vibrant associé au rouleau à pieds dameurs et à la circulation très intense des décapeuses

sur une partie du remblai de Mondely aient aussi conduit à une diminution des caractéristiques mécaniques des matériaux, notamment de la cohésion c' et du module.

La perméabilité et le module de déformation d'une part, les pressions interstitielles de construction d'autre part, évoluent en fonction de l'ordre suivant des modes de compactage : par compression statique, par impact, par pétrissage, par vibration. Le premier, qui *in situ* correspond assez bien aux rouleaux à pneus, entraîne moins de déformation et de pressions interstitielles et le dernier ou une combinaison des deux derniers peut permettre d'obtenir l'étanchéité maximale.

Bibliographie

- Alonso E., Bernède T., Morlier P. – Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres. *Revue française de géotechnique* n° 63, 1993, p. 23-37.
- Alonso E., Lautrin D., Poulain D., Brunel P., Miller H., Vigneau P., Lino M. – Pressions interstitielles de construction dans des barrages en terre. *Première conférence internationale sur les sols non saturés*, Paris, A.A. Balkema/Presses des Ponts et Chaussées, vol. 1, 1995, p. 251-256.
- Alonso E., Loudière D. – Le barrage de Mondely : le comportement d'un remblai en argile humide difficile à cerner. *Expérimentation et calcul en génie civil*, EC97, Association universitaire de génie civil, Strasbourg, vol. 1, 1997, p. 193-200.
- Alonso E., Fry J.-J., Isambert F. – Rupture et confortement du barrage en argile humide de Mondely et retour d'expérience. *Commission internationale des grands barrages*, 19^e congrès, Florence, Q73-R49, 1997, p. 711-733.
- Arquié G., Morel G. – *Le compactage*. Eyrolles, Paris, 1988, 320 p.
- Auvinet G., Bouvard D. – Pore size distribution of granular media. *Proceedings of the International Conference on Micromechanics of Granular Media – Powders and Grains*, Clermont-Ferrand, France, 1989, p. 35-40.
- Binquet J. – Comportement en cours de construction des remblais argileux des barrages de Birm'Cherga, La Mornaghia, Sidi Salem, Bou Heurtma (Tunisie). *Journées EDF Barrages en argile*, 14 et 15 mai 1986, Chambéry, 1986, 23 p.
- Bowders J.J., Daniel D.E. – Hydraulic conductivity of compacted clay to dilute organic chemicals. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 113, n° 12, 1987, p. 1432-1448.
- Boynton S.S., Daniel D.E. – Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, n° 4, 1985, p. 465-478.
- Carpenter G.W., Stephenson R.W. – Permeability testing in the triaxial cell. *ASTM, Geotechnical testing journal*, GTJODJ, vol. 9, n° 1, 1986, p. 3-9.
- Daoud F.Z. – *La perméabilité des sols fins compactés*. Thèse soutenue à l'École nationale supérieure de géologie de Nancy, juin 1996, 194 p.
- Degoutte G., Poupart M., Alonso E., Bonelli S., Poulain D., Brodin J.-L., Brunel P., Tisserand C. – Retour d'expérience sur l'évolution des pressions interstitielles dans les barrages en terre. *Commission internationale des grands barrages*, 19^e congrès, Florence Q73-R45, 1997, p. 769-795.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J., Howat M.D. – Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 33 (1), 1996, p. 150-158.
- Delage P., Fry J.-J. – Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés. *Revue française de géotechnique* n° 92, 2000, p. 17-29.
- Doré M. – Constatations, normes et résultats de compactage au barrage de Mirgenbach. *Journées EDF Barrages en argile* 14 et 15 mai 1986, Chambéry, 25 p.
- Dunn R.J., Mitchell J.K. – Fluid conductivity testing of fine-grained soils. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, n° 11, 1984, p. 1648-1665.
- Dupas J.-M., Alonso E., Fry J.-J., Rizzoli J.L., Lemoulec D. – Projet et construction de remblais constitués de matériau de qualité médiocre. *Commission internationale des grands barrages*, 17^e congrès, Vienne, Q67-R2, 1991, p. 27-61.
- Elsbury B.R., Daniel D.E., Sradars G.A., Anderson D.C. – Lessons learned from compacted clay liner. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 116, n° 11, 1990, p. 1641-1660.
- García-Bengochea I., Lovell C.W., Altschaeffl A.G. – Pore distribution and permeability of silty clays. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 105, n° GT7, 1979, p. 839-856.
- Gurtug Y., Sridharan A. – Prediction of compaction characteristics of fine-grained soils. *Géotechnique* 52, n° 10, 2002, p. 761-763.
- Holtz R.D., Kovacs W.D. – *Introduction à la géotechnique*. Éditions de l'École polytechnique de Montréal (trad. J. Lafleur), 1991, 808 p.
- Kouassi P. – *Comportement des sols fins compactés : application aux remblais et aux ouvrages en terre*. Thèse soutenue à l'université de Bordeaux 1, octobre 1998, 180 p.
- Kouassi P., Breyse D., Girard H., Poulain D. – A new technique of kneading compaction in the laboratory. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, vol. 23 (1), 2000, p. 72-82.
- Lambe T.W. – The structure of compacted clay. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 84, n° SM2, 1958-a, p. 1654, 1 à 34.
- Lambe T.W. – The engineering behavior of compacted clay. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 84, n° SM2, 1958-b, p. 1655, 1 à 35.
- Mitchell J.K., Hooper D.R., Campanella R.G. – Permeability of compacted clay. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 91 n° SM4, 1965, p. 41-65.
- Nanda A., Delage P., Nedjat N., Fry J.-J., Gatmiri B. – Évaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM. *Revue française de géotechnique*, n° 62, 1993, p. 23-34.
- Olsen H.W. – Hydraulic flow through saturated clays. *9th National Conference on clays and clay minerals*, West Lafayette, Ind., vol. 9, 1962, p. 131-161.
- Olson R.E., Daniel D.E. – « Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils ». *ASTM, STP 746, Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, 1981, p. 18-64.
- Poulain D. – *Pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides*. Thèse soutenue à l'université de Bordeaux 1, octobre 1993, 119 p.
- Poulain D., Alonso E., Girard H., Morlier P. – Développement des pressions interstitielles de construction dans les barrages en matériaux argileux humides. *Revue française de géotechnique*, n° 72, 1995, p. 35-54.
- Prapaharan S., White D.M., Altschaeffl A.G. – *Fabric of field – and laboratory – compacted clay*. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 12, 1991, p. 1934-1940.
- Seed H.B., Chan C.K. – Structure and strength characteristics of compacted clays. *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 85, n° SM5, 1959, p. 87-128.
- Wilson S.D. – Suggested method of test for moisture-density relations of soils using Harvard compaction apparatus. *ASTM, Special Technical Publication* 479, Special procedures for testing soil and rock for engineering purposes, 1970, p. 101-103.