
Compressibilité du fluide interstitiel dans un sol non saturé compacté: quelques résultats de mesure du paramètre B

Kamel Hamadache* — Said Taibi**— Zohra Derriche*

* Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger, hamadacheinrfb@yahoo.fr, zohra_derriche@yahoo.com,

** Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 1302, Université du Havre, 53 rue de Prony, 76600 Le Havre, France, Said.Taibi@univ-lehavre.fr

RÉSUMÉ : Un sol compacté autour de l'optimum Proctor reste non saturé mais le fluide interstitiel composé d'un mélange d'eau et de bulles d'air occluses présente une compressibilité apparente, la plupart du temps réversible lorsque la contrainte totale diminue. Ceci est dû au fait que la perméabilité du sol à l'air dans ce cas est quasiment nulle.

Le paramètre B de la pression interstitielle, défini par Skempton, permet de relier la variation de la pression interstitielle à la variation de la contrainte totale durant un chargement isotrope non drainé. Cette étude expose des résultats de mesures de ce paramètre réalisée pour une Kaolinite pure référencée P300, compactée statiquement légèrement à gauche de l'optimum Proctor et assujettie dans une cellule triaxiale à des cycles de chargement mécanique. Les résultats obtenus ont permis de montrer que l'obtention d'une valeur de B sensiblement égale à 1, preuve de la saturation complète en eau du sol, telle que préconisée par les normes d'essais, n'est pas possible pour diverses raisons, parmi lesquelles la forte rigidité du sol est la plus prépondérante.

ABSTRACT: A soil compacted around the Proctor optimum remains unsaturated but the pore fluid, composed of a mixture of water and some occluded air bubbles, presents an apparent compressibility which is mostly reversible when the total stress decreases. This is because soil conductivity to air in this case is almost nil. The B pore-pressure parameter, as defined by Skempton, expresses the relationship between the change in the pore pressure and the change in total stress during an undrained isotropic loading. In this work we present the results of some measurements of the B pore-pressure parameter realised on a reference Kaolinite known as the P300. The soil was statically compacted slightly left to the Proctor optimum and subjected in a triaxial cell to several cycles of isotropic loadings. The results obtained showed that achieving a B value of approximately unity, indicating complete saturation of the soil, as requested by the testing standards is not possible for various reasons among which the soil stiffness seems to be the most predominant.

MOTS-CLÉS : chargement isotope, non drainé, paramètre B de Skempton, pression interstitielle, sol compacté, sol non saturé.

KEYWORDS: B Parameter, compacted soil, isotropic loading, pore pressure undrained, unsaturated soil.

I. Introduction.

Lors des essais triaxiaux normalisés, le degré de saturation du sol doit être de 100%. Il est donc commode de contrôler celui-ci par la mesure du paramètre B.

Le paramètre B de la pression interstitielle défini par SKEMPTON permet de relier la variation de la pression interstitielle à la contrainte isotrope durant un chargement non drainé :

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad [1]$$

A partir de cette définition l'équation (2) donne B en fonction de la porosité de l'échantillon, de la compressibilité du fluide interstitiel et de celle de la structure du sol.

$$B = 1 / [1 + n (c_w / c_s)] \quad [2]$$

Dans laquelle :

c_s : Module de compressibilité volumétrique de la structure du sol.

c_w : Module de compressibilité du fluide interstitiel.

Selon Lade et Hernandez (1977) le paramètre peut s'écrire :

$$B = 1 / [1 + n \cdot S_r (C_w / C_d) + (n / C_d \cdot P_a) \cdot (1 - S_r)] \quad [3]$$

Avec:

n : Porosité

S_r : Degré de saturation

C_w : Compressibilité du fluide interstitiel

C_d : Compressibilité de la structure du sol

P_a : Pression absolue dans le liquide interstitiel

La vitesse de variation du paramètre B est la même pour un échantillon de sol qu'il soit intact ou remanié. Les valeurs du paramètre B sont néanmoins considérablement plus faibles pour les sols non remaniés ce qui confirme le rôle de la structure du sol.

Cette étude expose des résultats de mesure du paramètre B réalisée pour une Kaolinite pure référencée P300, compactée statiquement légèrement à gauche de l'optimum Proctor et assujettie dans une cellule triaxiale à des cycles de chargement mécanique.

2. Quelques expressions analytiques du paramètre B.

Biarez et Wiendiek (1963) donnent l'expression suivante :

$$B = \frac{1}{1 + n^2 \left(\frac{1 - s + sH}{c_d * p} \right)} \quad [4]$$

Où H est le coefficient de solubilité de l'air à l'eau à la température ambiante, s le degré de saturation et p la contre pression.

Expressions données par Black et Lee (1973) :

Ils donnent la contre pression p nécessaire pour avoir un degré de saturation s .

$$S = \frac{1 - Z(1 - B)}{1 - ZQ} \quad [5]$$

Avec :

$$Q = Bn \left(\frac{C_w}{C_d} \right) \quad [6]$$

$$Z = \frac{C_d * \Delta\sigma_3}{n - \left(\frac{np}{p + B\Delta\sigma_3} \right)} \quad [7]$$

L'expression donnée par Chaney (1978) :

$$B = \frac{1}{1 + nS_r \left(\frac{C_w}{C_d} \right) + \frac{n}{C_d * P} (1 - S_r)} \quad [8]$$

S_r : Degré de saturation

3. Matériau utilisé et préparation des échantillons.

Pour cette étude on a choisi une kaolinite industrielle pure à 95%, commercialisée par DOUSSELIN dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau 1.

Granulométrie		Limites d'Atterberg			Densité des grains	Proctor
D ₆₀	D ₁₀	W _L	W _P	I _P	γ_d/γ_w	W _{opt}
2 μm	0.2 μm	40 %	20 %	20 %	2.65	23

Tableau 1. Caractéristiques de la kaolinite P 300.

L'échantillon testé a été préparé à une teneur en eau de 20.5% et une densité sèche de 1.58 ce qui le situe légèrement à gauche de l'optimum Proctor.

L'échantillon remanié a été préparé par mélange de poudre de kaolinite et d'eau distillée et désaérée jusqu'à l'obtention d'une pâte homogène. Ce mélange a été tamisé (tamis de 0.8mm) pour réduire la taille des mottes et laissé reposer pendant 24 heures pour l'homogénéisation de la teneur en eau.

Le mélange a été placé dans un cylindre métallique indéformable entre deux pierres poreuses pour être compacté statiquement afin d'obtenir un échantillon de 35mm de diamètre et une densité sèche de 1.58 (Figure 1). On a prévu une épaisseur supplémentaire de 10mm de hauteur dans laquelle on a placé un papier filtre, enserré entre deux autres papiers filtres pour le protéger, afin de mesurer les caractéristiques de l'échantillon à la fin du compactage. Ces caractéristiques de l'échantillon de sol sont données dans le tableau 2.

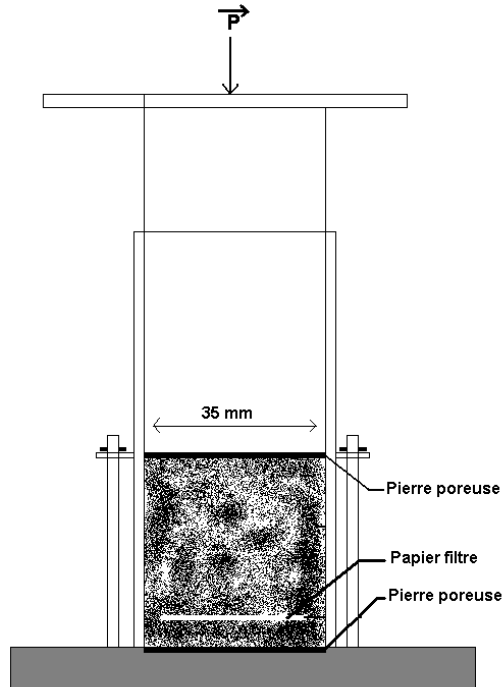


Figure 1. Schématisation du Moule de compactage.

Teneur en eau (W)	Densité (γ_d)	Degré de saturation (S_r)	Pf
20.5%	1.58 g/cm ³	77 %	3.8

Tableau 2. Caractéristiques mesurées de l'échantillon de sol.

Le chargement en consolidation uniaxiale est effectué par paliers. Une éprouvette d'argile ainsi consolidée de 35mmx35mm est prélevée pour être mise dans une cellule triaxiale.

4. Méthodes d'essais.

Afin de mesurer le paramètre B, cette éprouvette a été soumise dans la cellule triaxiale à une compression isotrope non drainée avec mesure de la pression interstitielle.

Un premier cycle de chargement par palier successif de 200 kPa a été appliqué à l'éprouvette. On mesure la pression interstitielle ainsi que le temps nécessaire à sa

stabilisation avant de passer au palier suivant. Arrivé à une pression isotrope de 1600 kPa, on a commencé le cycle de déchargement par palier de 200 kPa jusqu'à une pression isotrope nulle, avant de soumettre l'éprouvette au dernier cycle, de rechargement isotrope, de la même façon que lors du chargement, l'échantillon est enfin chargé sur chemin triaxial.

5. Résultats.

5.1. Compression Isotrope non drainée

On a tracé le chemin de compactage, indice des vides « e » en fonction de $\log(\sigma_3)$ pour l'échantillon initialement non saturé (Figure 2).

Ce chemin se situe au dessus de la droite Cc normalement consolidée obtenue par corrélation, pour une argile saturée dont la limite de liquidité est de $W_L=40\%$ (Figure 1) (Biares et Favre, 1972).

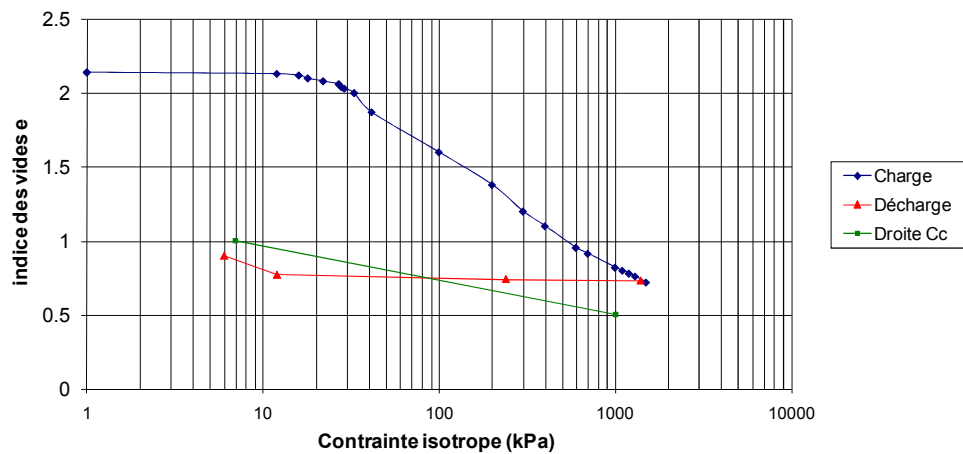


Figure 2. Courbe compactage statique essai de compressibilité.

La cinétique de stabilisation de la pression interstitielle est donnée pour les deux cycles de charge et de recharge (Figure 3). La stabilisation est atteinte au bout de 20 mn.

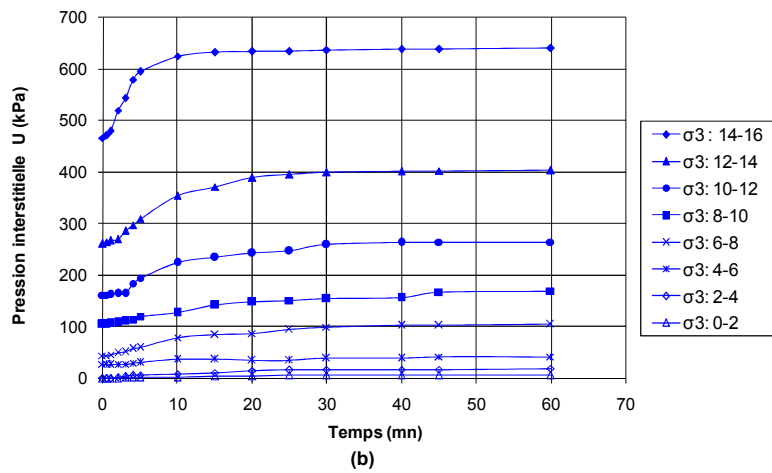
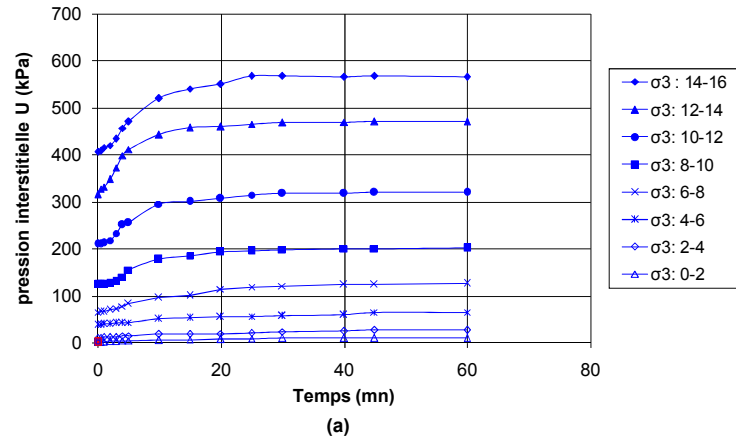


Figure 3. Cinétique de stabilisation de la pression interstitielle : (a) Charge, (b) Recharge.

On remarque que pour la recharge on atteint des valeurs de la pression interstitielle supérieures à celles obtenues lors de la charge. En effet, l'échantillon n'étant pas saturé, il s'est densifié lors de la première charge.

Lors de la décharge, le même temps est nécessaire pour la stabilisation de la pression interstitielle (Figure 4).

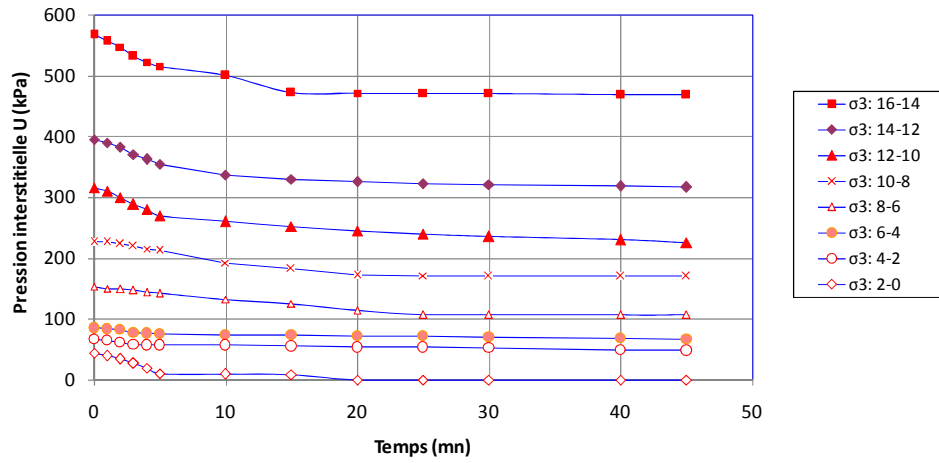


Figure 4. Cinétique de stabilisation de la pression interstitielle lors de la décharge.

5.2. Mesure du paramètre B.

La mesure de la pression interstitielle pour chaque palier a permis de tracer la courbe de la pression interstitielle « u » en fonction de la contrainte isotrope σ_3 (Figure 5). On a superposé les trois courbes charge, décharge et recharge.

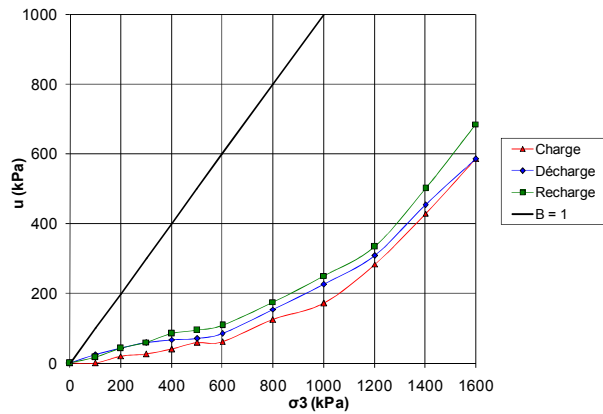


Figure 5. Variation de la pression interstitielle en fonction de σ_3 pour la charge, décharge et recharge.

En fin de recharge la valeur du paramètre B était de 0.93 (Hamadache, 1991), le sol s'est rigidifié. Pour chacun des cycles, on a tracé la courbe du paramètre B en fonction de la contrainte isotrope (Figure 6).

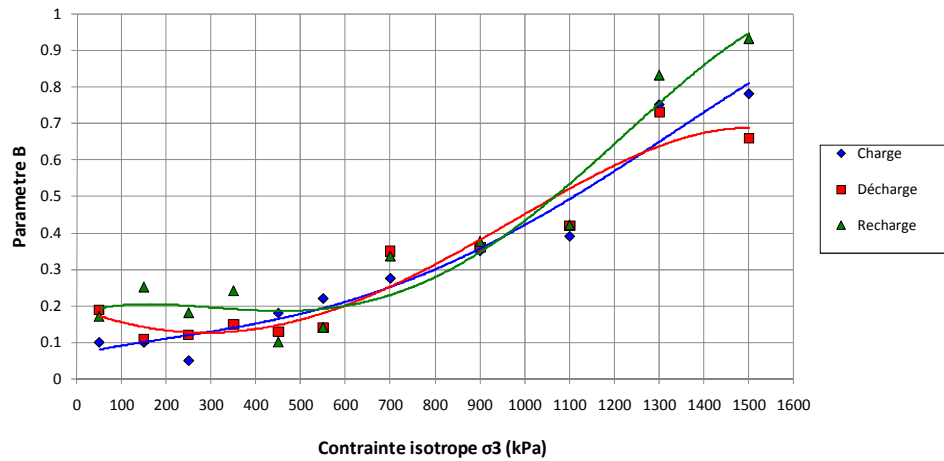


Figure 6. Courbe du paramètre B en fonction de la contrainte isotrope moyenne.

Le degré de saturation calculé à partir des trois expressions analytiques [4], [5] et [8] pour une valeur du paramètre $B = 0.93$ est de 100 %.

5.3. Cisaillement au triaxial

Arrivé à une valeur de la pression interstitielle u de 775 kPa, une valeur de σ_3 de 1700 kPa et donc avec B égal à 0.93, on soumet l'échantillon à un cisaillement triaxial non drainé. Les résultats de l'essai triaxial sont représentés par la figure 7.

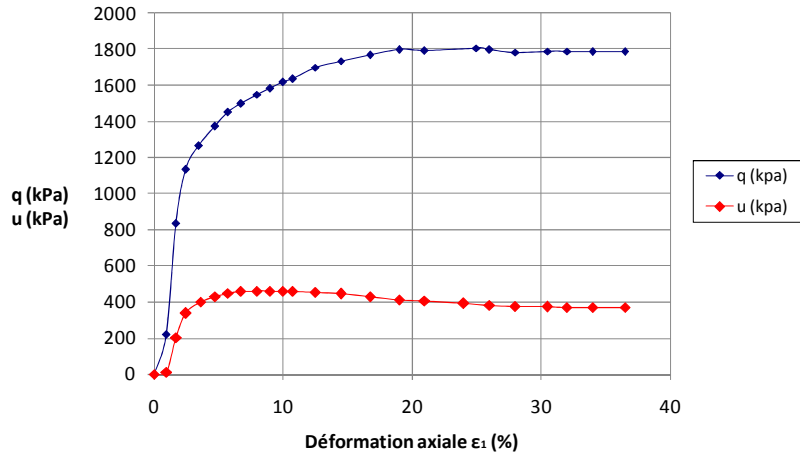


Figure 7. Déviateur de contrainte q en fonction de la déformation ϵ_1 ; Variation de la pression interstitielle en fonction de ϵ_1 .

On remarque sur cette courbe une légère dilatance et un comportement d'argile légèrement sur consolidée (Craig, 1978).

On a calculé la contrainte moyenne effective maximale de l'échantillon à partir du P_f mesuré à la fin du compactage.

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{2}{3}\sigma_1 \\ p' &= p - u \end{aligned} \right\} \quad [9]$$

Le déviateur de contrainte q est donné par :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad [10]$$

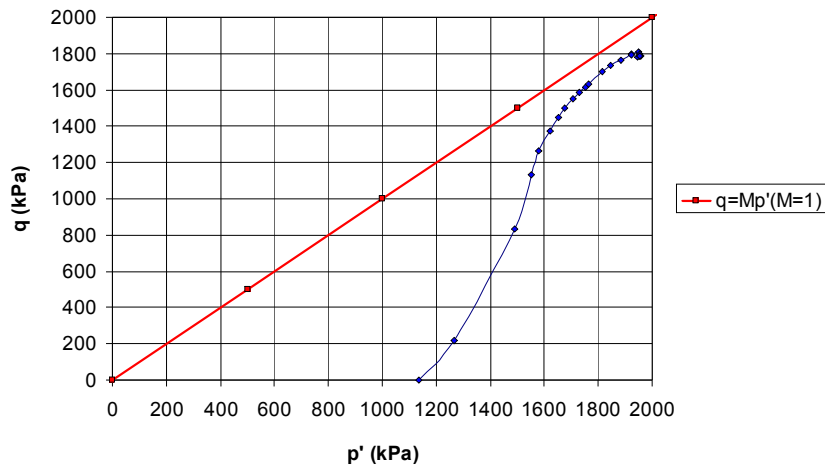


Figure 8. Déviateur de contrainte q en fonction de la contrainte moyenne effective p'

6. Conclusion

Au terme de cette étude, on a constaté que la règle qui veut que le paramètre B soit sensiblement égal à 1 pour tous les échantillons, n'est pas satisfaite pour diverses raisons.

Le facteur principal qui contribue aux faibles valeurs du paramètre B est la rigidité de la structure du sol représentée par les faibles valeurs de la compressibilité.

Il serait intéressant de poursuivre l'étude expérimentale par des essais de mesure du paramètre B , avec mesure des variations de volume, à l'aide de capteurs de proximité, afin de suivre l'évolution du paramètre B en fonction du degré de saturation.

Il serait également intéressant de faire une étude comparative pour les différents modèles de prédiction du paramètre B .

7. Bibliographie

- Biarez JI. and Wiendiek K., *Comparaison qualitative entre l'anisotropie mécanique et l'anisotropie de structure des milieux pulvérulents*, C. R. Acad. Sci., 256, 1963, p. 12–17.
- Biarez J. and Favre J.-L., *Corrélations de paramètres en mécanique des sols*. Ecole Centrale Paris, Table ronde nationale, 1972.
- Black D. K. and Lee K. L., *Saturating laboratory samples by back pressure*. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130, n°7, 1973, p. 696-706.

- Chaney RC, *Saturation effects on the cyclic strengths of sand*. Proceedings of the speciality conference on earthquakes engineering and soil dynamic, Vol 1. American Society Of Civil Engineers, New York, 1978, P.342-358.
- Craig RF. Soil mechanics. Van Nostrand Internatinal student Edition, 1978, 318 p.
- Hamadache K., *Influence du degré de saturation sur la pression interstitielle*. Thèse de DEA, Ecole Centrale de Paris, 1991, 85 p.
- Lade P.V. and Hernandez S.B., *Membrane Penetration Effects in Undrained Tests*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, n°2, 1977, p. 109-125.