

DE L'IMPORTANCE DE PRESERVER LES BONNES CONDITIONS DE REALISATION DES ESSAIS DE LABORATOIRE

THE IMPORTANCE OF PRESERVING THE PROPER CONDITIONS FOR PERFORMING LABORATORY TESTS

Jean François SERRATRICE¹, Nathalie DUFOUR¹, Muriel GASC-BARBIER¹

¹ Cerema, UMR 7329 GEOAZUR, Aix-en-Provence, France

RÉSUMÉ – Afin de mieux garantir la qualité et la pertinence des résultats des essais de laboratoire, il convient d'en prescrire les meilleures conditions de réalisation. Si les références aux codes s'imposent, il est conseillé de ménager des délais appropriés et de promouvoir une exploitation optimale des échantillons, puis se mettre en capacité de pointer les écarts éventuels. Des illustrations sont présentées dans ce sens.

ABSTRACT – In order to better guarantee the quality and relevance of laboratory tests results, the best conditions for carrying them out should be prescribed. If the references to the codes are essential, it is advisable to arrange appropriate deadlines and to promote an optimal exploitation of the samples, then to be able to point out the possible limitations. Illustrations are presented in that sense.

1. Introduction

Les essais de laboratoire sont partie intégrante des reconnaissances géotechniques des sites pendant les projets de construction d'infrastructures. Réalisés à partir de prélèvements en place, ils accompagnent les essais in-situ pour fournir les propriétés physiques et des propriétés mécaniques des sols. Les caractéristiques des échantillons, leur classe de qualité et leur nombre sont à prescrire au stade de l'organisation des reconnaissances, en regard du projet. La réalisation des essais courants ou spéciaux se réfère à des normes d'essais. Les résultats doivent être rapportés dans des comptes rendus où doivent figurer aussi les écarts constatés et les prescriptions supplémentaires imposées aux essais. Ce cadre général est défini dans le texte des Eurocodes EN 1997-1 et EN 1997-2. Il est recommandé d'intégrer puis d'assurer le bon encadrement des programmes d'essais de laboratoire, parmi les autres modes de reconnaissances, pendant les études géotechniques. Des prescriptions détaillées s'adressent aux conditions de réalisation des essais et de restitution des résultats. La qualité et le degré de représentativité des échantillons doivent être estimés avant de procéder aux essais.

Au-delà des difficultés rencontrées pour s'affranchir des questions du remaniement des échantillons fournis au laboratoire, le recueil de mesures fiables des propriétés mécaniques des sols et des roches dans leur état naturel s'avère souvent malaisé, surtout dans les terrains peu communs. La mise en application des procédures ajoutée à l'expérience et le savoir-faire des opérateurs ne sont pas toujours suffisants pour éviter les embuches. Si des critères de qualité sont spécifiés dans les codes, ils ne couvrent pas toutes les situations et l'enrichissement des pratiques reste d'actualité. Cela concerne l'opérateur quand il s'agit de constater des écarts. Cela concerne aussi le client dans l'optique de mieux formuler sa commande et, en retour, de mieux apprécier la qualité des essais. Sur ce thème et à titre d'illustration, un premier paragraphe rapporte cinq exemples de difficultés rencontrées pendant la réalisation d'essais de laboratoire. Au paragraphe suivant et après quelques commentaires, des propositions sont suggérées pour permettre d'affiner la commande d'essais.

2. Exemples de difficultés rencontrées

2.1. Effet du remaniement

Au-delà de son aspect détérioré révélé lors de son ouverture au laboratoire, le remaniement d'un échantillon s'évalue à partir de premiers paliers de chargement oedométrique ou de consolidation triaxiale. Le rapport des coefficients de compressibilité et de gonflement C_c/C_s sert d'indicateur à l'oedomètre (de 7 à 10 dans les sols fins limoneux par exemple). Au triaxial et dans le cas des sols fins récents, un critère est établi à partir de la variation de volume de consolidation isotrope sous les contraintes en place (Lunne et al., 2006).

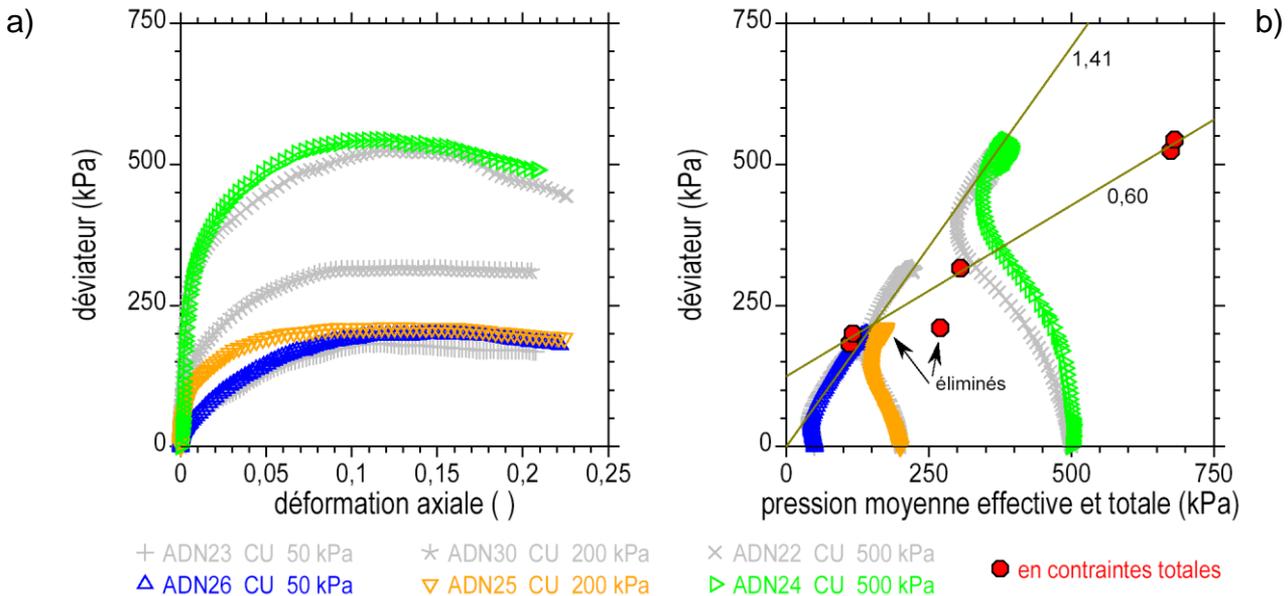


Figure 1. Essais triaxiaux CIU réalisés sur une argile limoneuse.

a) Courbes contrainte-déformation.

b) Plans des contraintes effectives et totales.

L'exemple proposé concerne une argile limoneuse grise homogène et saturée, prélevée dans deux d'échantillons carottés contigus distants de 1 m vers 24 m de profondeur. Les indices des vides mesurés sont compris entre 0,75 et 0,82. Deux essais triaxiaux CIU (consolidés non drainés isotropes) sont réalisés sur des triplets d'éprouvettes apparemment identiques. Au début des essais, les consolidations isotropes relèvent un indice de qualité égal à 0,05, qui range les prélèvements en classe 1 de qualité. Après la fin des essais, une éprouvette se révèle plus lâche que les cinq autres (éprouvette ADN25, $e_0 = 0,93$).

Les graphiques de la figure 1 montre les courbes contrainte-déformation (ε_a, q) et les chemins des contraintes effectives (p, q) (ε_a , déformation axiale, p pression moyenne effective, q déviateur). L'éprouvette ADN25 présente une plus faible résistance et moins de dilatance. Elle doit être écartée pour identifier la droite de Coulomb de pente $M_c = 1,41$, qui représente la résistance effectives de l'argile et qui est indiquée sur la figure 1b (critère en $(q/p)_{max}$; angle de frottement interne $\phi' = 35^\circ$, cohésion nulle $c' = 0$ kPa). Elle doit être écartée également pour interpréter l'essai en contraintes totales, avec la droite de caractéristiques $M_{cu} = 0,60$, $C_{qcu} = 124$ kPa (critère en $(q)_{max}$, ronds rouges; angle de frottement interne $\phi_{cu} = 16^\circ$, cohésion $c_{cu} = 60$ kPa).

Dans cet exemple, le remaniement du sol peut être raisonnablement constaté car il ne concerne qu'une éprouvette triaxiale sur six. Son effet porte directement sur la résistance du sol et sa résistance non drainée tout particulièrement.

2.2. Vitesse de cisaillement

L'exemple suivant concerne deux essais triaxiaux CIU réalisés sur une argile peu plastique ferme prélevée dans deux échantillons différents. Des temps de consolidation de l'ordre de $t_{100} = 12$ heures sont mesurés. Les éprouvettes de 100 mm de hauteur sont drainées à leurs deux extrémités. La mesure de la pression interstitielle s'effectue en pied. Avec une déformation à la rupture estimée $\varepsilon_{af} = 0,10$ (10 %) la vitesse adoptée pour réaliser le cisaillement des trois éprouvettes MAR20 à 22 est égale $v = 6 \mu\text{m}/\text{min}$. La déformation est estimée à $\varepsilon_{af} = 0,15$ (15 %) pour les éprouvettes MAR59 à 61, soit $v = 9 \mu\text{m}/\text{min}$.

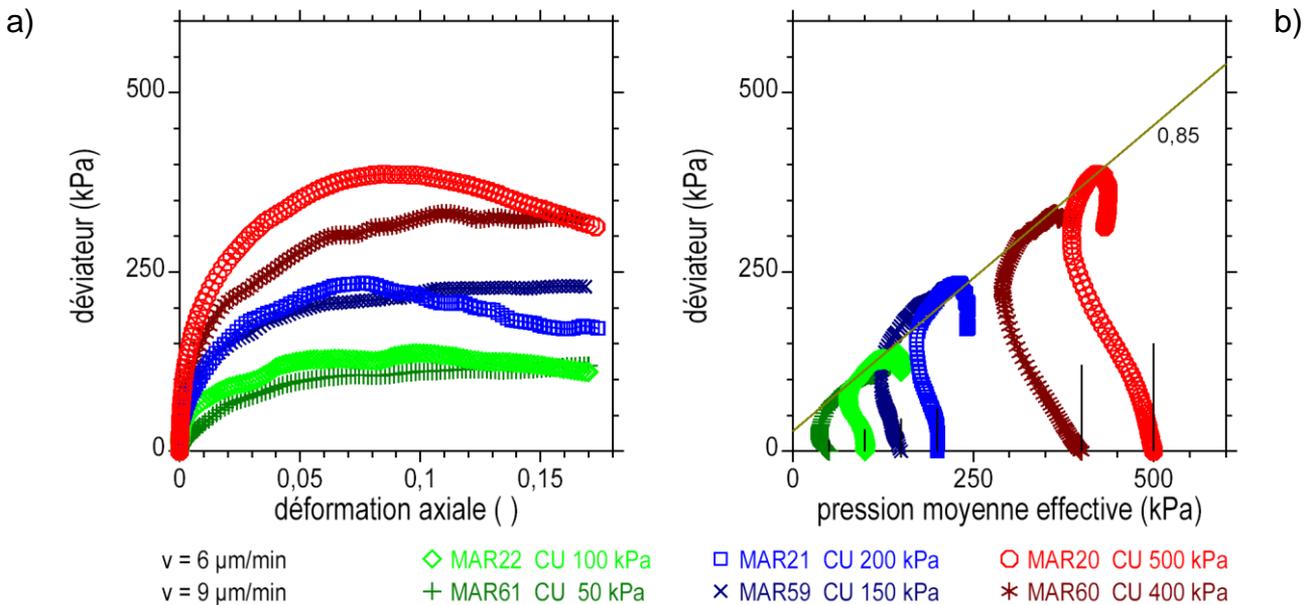


Figure 2. Essais triaxiaux CIU réalisés sur une argile ferme.

a) Courbes contrainte-déformation.

b) Plans des contraintes effectives et totales.

Les courbes contrainte-déformation (ε_a , q) et les chemins des contraintes effectives (p , q) enregistrés pendant les deux essais triaxiaux sont représentés sur la figure 2. Le début des chemins des contraintes s'effectue à pression moyenne effective constante pour le premier essai, comme prévu (coefficient de Skempton $A = 1/3$). Ce n'est pas le cas du second essai où le début du chargement produit un accroissement plus rapide de la pression interstitielle qui se traduit par des chemins déviés vers les pressions moyennes décroissantes, avant de s'infléchir vers l'enveloppe de rupture qui est décrite par la droite de caractéristiques $M_c = 0,85$, $C_{qc} = 28$ kPa, $\phi' = 21,9^\circ$, $c' = 13$ kPa.

L'anisotropie du sol peut expliquer cette déviation des chemins des contraintes effectives au début du cisaillement. Mais l'application d'une vitesse trop rapide produit un effet similaire, faute d'une répartition homogène de la pression interstitielle dans l'éprouvette.

2.3. Saturation incomplète

Le troisième exemple montre les résultats d'un essai triaxial CIU réalisé sur une argile plastique compactée. Les éprouvettes sont préparées au laboratoire par compactage

statique à 95 % de l'optimum Proctor. Elles sont saturées par paliers pendant cinq jours pour atteindre un coefficient $B = 0,95$ et plus sous la contre-pression $u_{cp} = 400$ kPa. La [figure 3](#) montre les courbes contrainte-déformation (ε_a, q) et les chemins des contraintes effectives (p, q) enregistrés pendant le cisaillement à la vitesse $v = 6 \mu\text{m}/\text{min}$. Ici et contrairement à l'exemple précédent, l'accroissement des pressions interstitielle s'avère plus lent qu'attendu, en produisant une déviation des chemins des contraintes vers les pressions moyennes croissantes, avant de rejoindre l'enveloppe de rupture dont les caractéristiques sont $M_c = 1,0$, $C_{qc} = 0$, $\phi' = 25,4^\circ$, $c' = 0$ kPa. Des degrés de saturation de l'ordre de 100 % sont observés en fin d'essai après démontage des éprouvettes.

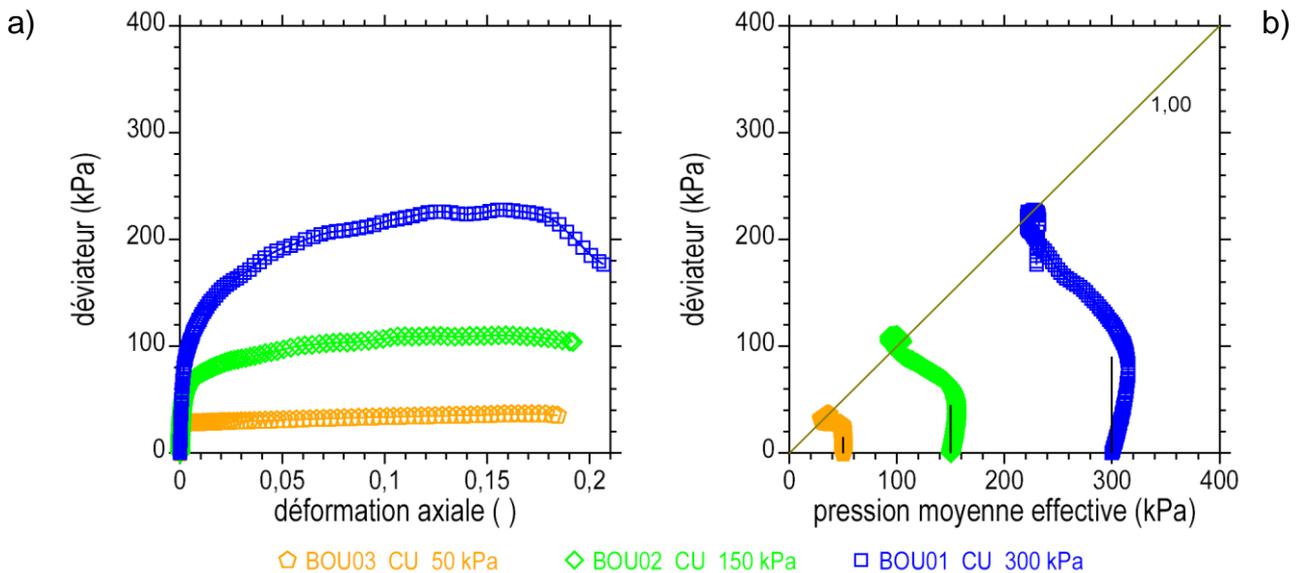


Figure 3. Essai triaxial CIU réalisés sur une argile plastique compactée.

- a) Courbes contrainte-déformation.
- b) Plans des contraintes effectives et totales.

L'anisotropie du sol peut être évoquée à nouveau pour expliquer cette réponse. Mais, malgré les coefficients B et les degrés de saturation observés, il paraît plus vraisemblable d'évoquer un niveau de saturation insuffisant du sol compacté pour expliquer ces réponses, en témoignant ainsi de la difficulté de saturer les sols argileux compactés.

2.4. Vitesse de déchargement

Les graphiques de la [figure 4](#) montrent les contraintes et les déformations enregistrées pendant deux essais oedométriques effectués en chargement continu drainé. Deux cycles de chargement déchargement sont effectués. Ici, seul le second cycle est représenté pendant lesquels les contraintes axiales maximales $\sigma'_{amax} = 1400$ et 2310 kPa ont été atteintes. L'argile plastique provient de deux sites différents. Les vitesses de chargement sont égales à $v = 1$ et $0,5 \mu\text{m}/\text{min}$ pour une hauteur initiale des éprouvettes $h_0 = 25$ mm. Pendant le déchargement de l'éprouvette MAU01, le plus rapide, un coefficient de gonflement $C_s = 0,042$ est identifié sur la courbe $(\log(\sigma'_a), e)$ (σ'_a contrainte axiale effective, e indice des vides). En fin d'essai, le sol continue à gonfler sous le poids du piston. La vitesse de déchargement imposée s'est avérée plus rapide que la vitesse de gonflement du sol. La pente C_s est sous-estimée. Cet effet est atténué pendant le second essai où la pente $C_s = 0,111$ donne une meilleure description du gonflement (éprouvette PLQ13, durée du cycle 511 heures). Le chargement qui a précédé produit un coefficient de compressibilité $C_c = 0,229$ digne d'une argile compressible. Le rapport C_c/C_s vaut 2,1.

Des vitesses de chargement-déchargement lentes doivent être imposées à l'oedomètre dans les argiles plastiques. Cela concorde avec l'évolution très lente des déformations qui est souvent observée pendant les paliers de déchargement au cours des essais de gonflement réalisés sur des argiles ou des marnes.

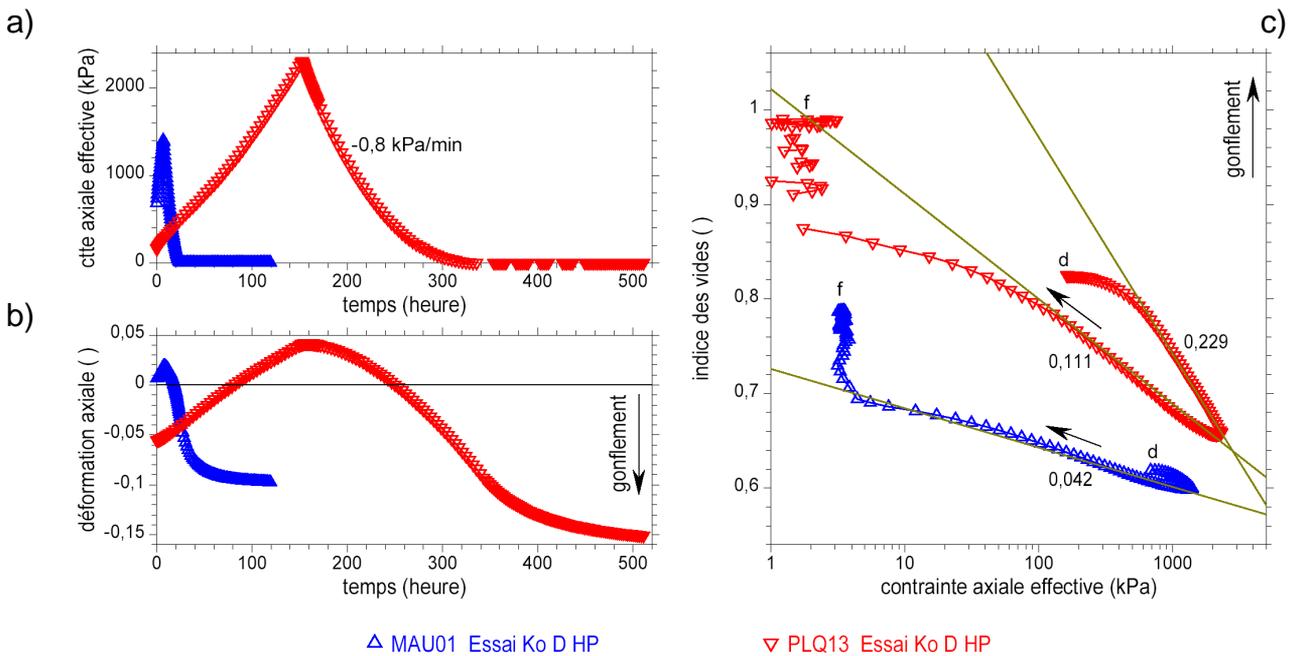


Figure 4. Essais oedométriques à haute pression réalisés sur des argiles très plastiques.

- a) Contrainte axiale effective en fonction du temps.
- b) Déformation axiale en fonction du temps.
- c) Indice des vides en fonction de la contrainte axiale effective; Second cycle de chargement-déchargement (d départ, f fin).

2.5. Effet de la fissuration

Cet exemple montre les résultats d'un essai triaxial CIU réalisé sur une marne altérée et fissurée du Toarcien. La figure 5 montre les courbes contrainte-déformation et les chemins des contraintes effectives enregistrés pendant le cisaillement à la vitesse $v = 3 \mu\text{m}/\text{min}$. Une exploitation conventionnelle de l'essai est donnée sur les figures 5a et 5b dans les plans (ε_a, q) et (p, q) , qui aboutit aux caractéristiques de résistance $M_c = 0,78$, $C_{qc} = 0 \text{ kPa}$, $\phi' = 20,3^\circ$, $c' = 0 \text{ kPa}$ en contraintes effectives (ronds rouges) et $M_{cu} = 0,60$, $C_{qcu} = 22 \text{ kPa}$, $\phi_{cu} = 15,9^\circ$, $c_{cu} = 10 \text{ kPa}$ (ronds bleus).

Les éprouvettes cassent sur des plans de fissuration dont la pente est indépendante de la pression de confinement, y-compris à haute pression (confinements de plus de 6 MPa ; Serratrice, 2013b). Une interprétation des essais triaxiaux est proposée en évaluant les résistances à partir des composantes normales σ' et tangentielles τ qui règnent sur les plans principaux de rupture. Dans ce cas, $\sigma' = p + (\sin^2(\alpha) - 1/3) q$ et $\tau = \sin(\alpha) \cos(\alpha) q$, où α est l'angle situé entre le plan principal de rupture et l'axe de l'éprouvette. Les figures 5c et 5d montrent les réponses observées dans les plans (γ, τ) et (σ', τ) ($\gamma = 3\varepsilon_a/2$). Dans le plan (σ', τ) les résistances sont données par $\phi' = \arctg(0,32) = 17,6^\circ$ et $c' = 0 \text{ kPa}$ en contraintes effectives et par $\phi_{cu} = \arctg(0,26) = 14,6^\circ$, $c_{cu} = 7 \text{ kPa}$ en contraintes totales. Les points bleus constituent l'extrémité des segments de pentes $\text{tg}(\pi/2 - \alpha)$ indiqués sur le graphique, qui sont parallèles au plan de rupture principal dans chacune des éprouvettes (voir les photos et les schémas).

La prise en compte de la direction naturelle de fracturation des argiles aboutit à des résistances plus faibles que l'interprétation conventionnelle des essais triaxiaux (Serratrice, 2013b). Des vitesses lentes sont à prévoir pour ne pas accentuer l'effet de l'hétérogénéité déjà présente dans l'éprouvette.

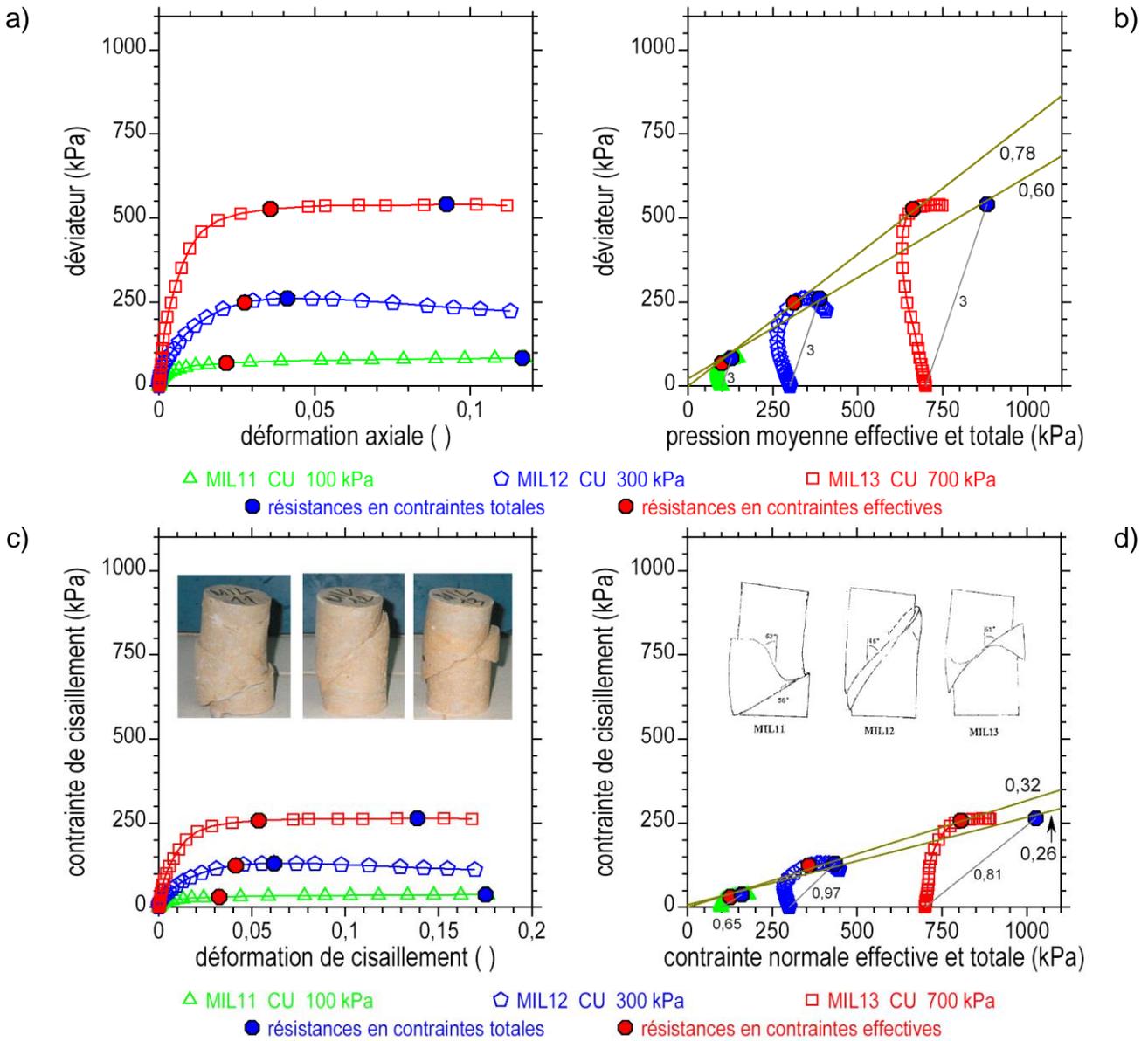


Figure 5. Essai triaxial CIU réalisé sur une marne argileuse altérée et fissurée.

a) c) Courbes contrainte-déformation.

b) d) Plans des contraintes effectives et totales.

3. Commentaire et recommandations pour une commande d'essai

3.1. Commentaires à propos des illustrations

Les illustrations commentées ci-dessus pointent des réponses singulières par rapport aux réponses élémentaires attendues dans les sols récents, peu structurés, saturés, homogènes, isotropes. Les effets de comportements spécifiques peuvent être évoqués et sont à démontrer si tel est le cas. Mais il est plus crédible de mettre ces écarts sur le

compte des conditions de réalisation des essais, qui, sans déroger aux procédures en vigueur, s'en trouvent à la limite (remaniement du sol, temps consacré aux phases préliminaires, vitesses de chargement). D'autres sources d'écarts peuvent être citées, à propos du maintien des conditions d'essai (Serratrice, 2007), des fréquences imposées pendant les essais cycliques (Serratrice, 2013a) ou la présence de terrains fissurés (Serratrice, 2013b) par exemple.

Une façon de réduire ces écarts consiste à procéder aux identifications de base avant de commencer les essais, puis d'allonger la durée des paliers (saturation, consolidation, gonflement) et réduire les vitesses de chargement ou les fréquences. Une attention particulière doit être consacrée aux terrains difficiles, comme les argiles très plastiques ou les marnes. Un gage de qualité pour le laboratoire consiste à concentrer les efforts sur des prélèvements de qualité et des essais de qualité, puis de valoriser le reste des prélèvements en multipliant les mesures des caractéristiques d'état des sols et leurs propriétés physiques, pour obtenir des indications sur la variabilité de ces propriétés, sur la représentativité des échantillons, puis garantir une ouverture fiable vers les classifications des sols ou des corrélations.

Ces dispositions s'inscrivent dans l'esprit des Eurocodes. Mais ces dispositions ont un coût et tous les essais ne sont pas égaux à ce titre. Sous-estimer ce coût, après celui des prélèvements, fait courir le risque d'une perte de qualité des études géotechniques et ses conséquences préjudiciables pour les projets.

3.2. Commande d'essais courant

L'exécution des essais d'identification et des essais mécaniques standards fait référence aux normes d'essais. Dans les sols sableux, limoneux ou argileux peu plastiques saturés l'exécution des essais mécaniques ne soulève pas de difficultés particulières. Néanmoins, il est nécessaire de prescrire quelques conditions de leur réalisation avec la commande d'essai, comme indiqué dans le [tableau 1](#).

Tableau 1. Paramètres à fournir pour la réalisation des essais mécaniques standards

paramètre	caractère	libellé
σ'_{v0} (ou σ_{v0})	obligatoire	contrainte verticale effective (ou totale) en place
u_0 (Z_{nap})	obligatoire	pression d'eau (ou niveau d'eau)
$[\sigma'_{a1}, \sigma'_{a2}]$	souhaité	plage des paliers de contrainte et progression
$[p_{c1}, p_{c2}]$	souhaité	plage des pressions de consolidation et progression

Une attention particulière doit être consacrée aux terrains difficiles, comme les argiles très plastiques, les marnes, les terrains fissurés, les sols mous organiques, les sols non saturés, les sables crus, les sols grossiers ou des sols reconstitués (sables, sols compactés), pour lesquels d'autres conditions sont à prescrire (vitesses de chargement, nombre de paliers et durée, dimension des éprouvettes, mode et consignes de préparation, etc.).

La commande d'essai doit s'accompagner de la fourniture du nombre correspondant d'échantillons de classe de qualité adaptée et bien référencés (lieu, sondage, profondeur, date, outils de prélèvement, etc.). Il est conseillé de prendre le temps de réaliser les identifications de base du sol avant de procéder à un essai mécanique. Il peut être recommandé de multiplier les mesures des caractéristiques d'état des sols (teneur en eau, densité) en vue de fournir des indications sur la variabilité des propriétés des sols et valoriser ainsi l'exploitation des échantillons. Il peut être utile de fournir des consignes de repli en cas d'impossibilité d'exécution d'un essai.

3.2. Commande d'essais spéciaux

Les essais spéciaux appellent à mettre en œuvre des moyens spécialisés et définir des consignes particulières au-delà des conditions de réalisation des procédures standards (matériels spécifiques, instrumentation spécialisée, haute pression, cycles, chemins contrôlés, conditions de drainage contrôlées et sollicitations spéciales, etc.). La réalisation de ces essais n'est pas couverte par les procédures standards, auxquelles il en néanmois conseillé de se référer au plan général ou certains points particuliers.

Tableau 2. Exemples de paramètres à fournir pour la réalisation des essais spéciaux

paramètre	libellé
σ'_{amax} OU p_{max}	contrainte axiale effective ou pression moyenne effective maximale
$[\sigma'_{a1}, \sigma'_{a2}]$, $[p_1, p_2]$	plage des paliers ou des pressions de consolidation et progression
ε_d OU σ_d	consigne en déformation ou en contrainte pour exécuter un cycle
N_e, N_p, N_y	nombre d'éprouvettes, nombre de paliers, nombre de cycles
$\Delta\varepsilon, \Delta q/2p_c$ OU $\Delta\tau/\sigma_c$	amplitude des cycles en déformation ou en taux de cisaillement
η , $[p_1, p_2]$	direction et plage d'un chemin des contraintes contrôlé (ou autre forme)
v, f	vitesse de chargement (en déplacement, en contrainte, ...), fréquence
i_h (i_{max})	gradient hydraulique pour essai de perméabilité (gradient maximal)
$d_p, \Delta\varepsilon/\Delta t$ ($\Delta\sigma/\Delta t$)	durée des paliers, critère d'arrêt en vitesse de déformation (de pression)

Les paramètres et les conditions d'essai à choisir pour établir les modalités de réalisation dépendent du type d'essai. Le [tableau 2](#) donne quelques exemples. Ces consignes sont à transcrire dans un cahier des charges réaliste (compétences attendues, planning d'essais, moyens matériels, niveau d'instrumentation, etc.) avec la garantie de fournir un nombre d'échantillons de classe de qualité requise (classe 1 ; échantillons carottés ou blocs).

4. Conclusions

La réalisation des essais de laboratoire ne doit pas être détachée du contexte des reconnaissances géotechniques et du projet, ni du niveau de qualité attendu. Ce lien est à maintenir pendant le déroulement du programme expérimental. Les références aux codes s'imposent. Au-delà de ces références, tout en s'appuyant sur un cahier des charges précis, il est conseillé de ménager un délai approprié à la réalisation des essais et promouvoir une exploitation optimale des échantillons. La restitution des résultats expérimentaux dans tous leurs détails invite à se mettre en capacité de pointer les écarts éventuels selon des critères convaincants. Des illustrations ont été présentées dans ce sens.

5. Références bibliographiques

- Lunne T., Berre T., Andresen K., Strandvik S., Sjursen M., 2006. Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. Canadian Geotechnical Journal, vol. 43, n° 7, pp. 726-750.
- Serratrice J.F. (2007) Retrait-gonflement des sols argileux et des marnes. Revue Française de Géotechnique, n° 120-121, pp. 1-14.
- Serratrice J.F. (2013a) Influence de la vitesse d'essai et de la consolidation anisotrope de l'éprouvette dans les essais triaxiaux cycliques. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 279, pp 95-102.
- Serratrice J.F. (2013b) Essais triaxiaux sur des marnes fissurées. Actes de la 3ème Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique, CMIG'13, Alger.