

MESURES DES PROPRIETES MECANQUES D'UNE ARGILE SURCONSOLIDEE AU LABORATOIRE

MECHANICAL PROPERTIES OF AN OVERCONSOLIDATED CLAY BY LABORATORY TESTS

Jean François SERRATRICE¹

¹ Cerema DTer Méditerranée, Aix en Provence, France

RÉSUMÉ – Un programme d'essais vise à d'identifier les propriétés mécaniques d'une argile surconsolidée prélevée par carottage. Le programme comprend des essais triaxiaux de cisaillement en compression et en extension et des essais triaxiaux à chargements proportionnels. Les résultats des essais sont décrits et commentés. Les réponses enregistrées sous les différents types de sollicitations sont comparées. Les propriétés de déformabilité et de résistance de l'argile sont identifiées.

ABSTRACT – A test program is designed to identify the mechanical properties of an overconsolidated clay sampled by coring. The program includes triaxial shear tests in compression and extension and stress path tests. Test results are described and discussed. The responses observed under various types of load are compared. Young modulus and shear resistance of the clay are identified.

1. Introduction

Un programme d'essais de laboratoire a été réalisé afin d'identifier les propriétés mécaniques d'une argile surconsolidée. L'argile a été prélevée par carottage en grand diamètre (170 mm) vers vingt mètres de profondeur. Il s'agit d'une argile grise compacte homogène, localement indurée. Ses propriétés physiques déduites des essais d'identification font état d'une argile peu plastique. Le programme d'essais mécaniques comprend des essais triaxiaux consolidés non drainés en compression et en extension, à basse pression et à haute pression (jusqu'à 3 MPa). Le programme comprend aussi des essais triaxiaux à chargements proportionnels. Les courbes contrainte-déformation et les chemins de contraintes permettent d'identifier les principaux paramètres mécaniques de l'argile surconsolidée, en particulier les modules de déformation sous les différents types de chargements et sa résistance. La démarche entreprise pour cette argile s'inscrit dans la continuité de programmes expérimentaux antérieurs (Serratrice, 1995, 1998, 2002, 2014).

Les caractéristiques d'état et les propriétés physiques de l'argile sont présentées pour commencer. Les procédures d'essais sont indiquées. Les résultats des essais triaxiaux sont décrits puis commentés ensuite. Les réponses enregistrées sous les différents types de sollicitations sont comparées. Au-delà de propriétés mécaniques identifiées sur les courbes d'essais, l'interprétation de cet ensemble d'essais vise à caractériser la déformabilité et la résistance de l'argile.

2. Propriétés physiques de l'argile

2.1. Caractéristiques d'état

Deux échantillons carottés ont été prélevés entre 19,5 et 20,5 m, puis entre 21,5 à 22,5 m respectivement. Les échantillons sont carottés en diamètre 170 mm. Le sol apparaît sous la forme d'une argile grise compacte homogène. Les éprouvettes pour essais mécaniques sont découpées manuellement au touret au cœur des échantillons carottés. Le grand diamètre des échantillons permet de découper plusieurs éprouvettes à un même niveau, dans un tronçon homogène d'argile.

Tableau 1. Caractéristiques moyennes d'état de l'argile.

w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e ()	S _r (%)	ρ_d (g/cm ³)	w _{sat} (%)	$\gamma_{d\text{ sat}}$ ()
20,48	20,51	17,02	0,557	99,4	1,735	20,61	20,53

Les caractéristiques d'état de l'argile, teneurs en eau et densités, ont été mesurées sur les éprouvettes d'essai et des fragments d'échantillons (plusieurs dizaines de mesures). Le [tableau 3](#) donne les caractéristiques moyennes d'état de l'ensemble des mesures où w est la teneur en eau, γ le poids volumique, γ_d le poids volumique sec, e l'indice des vides et S_r le degré de saturation. Le poids volumique γ et le poids volumique sec γ_d sont calculés avec $g = 9,81 \text{ m/s}^2$. L'indice des vides e et le degré de saturation S_r sont calculés avec un poids volumique solide $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ soit une masse volumique solide $\rho_s = 2,70 \text{ g/cm}^3$. Le [tableau 1](#) indique aussi la masse volumique sèche moyenne ρ_d , la teneur en eau à saturation w_{sat} et le poids volumique à saturation $\gamma_{d\text{ sat}}$ de l'argile. L'argile est très homogène avec une teneur en eau moyenne w = 20,5 % et un indice des vides moyen e = 0,56. Elles peuvent être considérées comme saturées (S_r > 99 %).

2.2. Propriétés physiques

Les essais d'identification de l'argile comptent deux analyses granulométriques par diffraction laser, deux mesures des limites de consistance et deux essais au bleu de méthylène. Ces propriétés sont reportées dans le [tableau 2](#). (C₂ et C₈₀ teneurs en particules de diamètre inférieur à 2 μm et 80 μm). Le sol se classe en argile peu plastique (Ap) d'après la classification USCS-LCPC.

Tableau 2. Propriétés physiques de l'argile.

C ₂ (%)	C ₈₀ (%)	w _L ()	w _P ()	I _P ()	VB (g/100 g)
15	99	45 et 48	22 et 24	23 et 24	3,5 et 3,6

3. Chargements isotropes et radiaux

3.1. Etat initial, saturation

Le programme expérimental comprend des essais triaxiaux de différents types. Pour les aspects conventionnels, la réalisation des essais triaxiaux se réfère à la norme de l'essai triaxial à chargement monotone. Les éprouvettes sont découpées au touret (diamètre 50 mm, élancement deux). Après découpage, les éprouvettes sont montées dans des

membranes en néoprène sur des circuits de drainage saturés en eau désaérée. Les cellules triaxiales sont équipées de dispositifs d'extension. Les déformations et les contraintes sont comptées positivement en compression.

Une première phase d'essai consiste à mesurer la pression interstitielle négative qui règne à l'état initial dans l'argile. L'enregistrement de la pression interstitielle de pied est initié pour une durée de 70 heures environ. Une pression de confinement de 20 à 50 kPa est appliquée. Les pressions interstitielles augmentent avec l'application de ce confinement. Puis elles diminuent et deviennent négatives pour se stabiliser vers -15 kPa environ. Dans une seconde phase d'essai, la saturation du sol est parachevée par l'application de paliers de contre-pression, pour atteindre des coefficients B de Skempton supérieurs à 0,95 (contre-pression u_{cp} de 300 ou 400 kPa).

3.2. Consolidation

Deux modes de consolidation sont employés ensuite. Le premier consiste à consolider les éprouvettes sous des pressions effectives isotropes p_c comprises entre 75 et 1600 kPa (drainage vertical exclusivement). La durée des phases de consolidation isotrope est de l'ordre de 70 heures. La déformation axiale ε_a et la déformation de volume ε_v sont enregistrées en fonction du temps. Des temps de consolidation t_{100} relativement courts apparaissent dans la majorité des essais triaxiaux. Ils s'établissent autour de une à quatre heures. Seules quatre éprouvettes présentent des temps plus longs, de l'ordre d'une vingtaine d'heures. Ainsi, les coefficients de consolidation verticale c_v de l'argile sont estimés entre $2 \cdot 10^{-8}$ et $5 \cdot 10^{-7}$ m²/s environ pour des perméabilités comprises entre $2 \cdot 10^{-11}$ à $5 \cdot 10^{-10}$ m/s. L'argile présente une certaine hétérogénéité à ce titre.

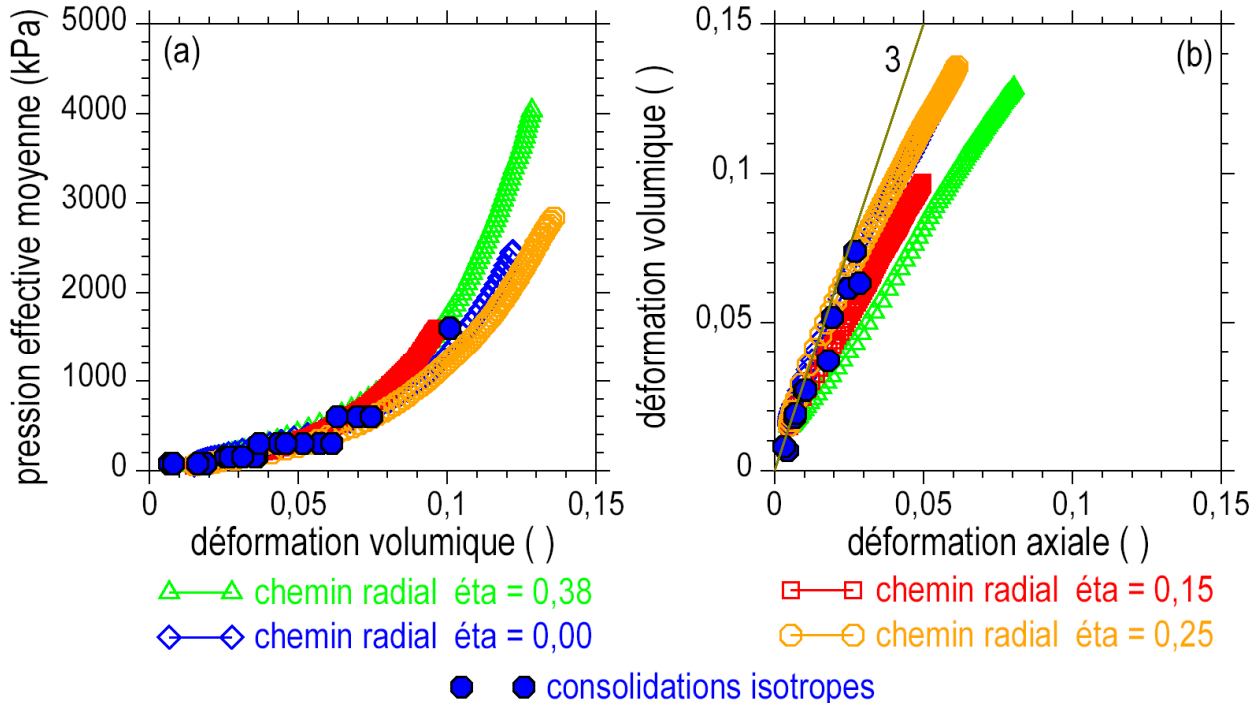


Figure 1. Courbes de consolidation triaxiales par paliers et continues.
 a) Courbes contrainte-déformation dans le plan (p_c , ε_{vc}).
 b) Chemins des déformations dans le plan (ε_{ac} , ε_{vc}).

Les déformations finales de consolidation, axiale ϵ_{ac} et volumique ϵ_{vc} , tirées des courbes expérimentales, sont représentées par des points sur la [figure 1](#) dans le plan (p_c, ϵ_{vc}) en échelles arithmétiques et dans le plan des déformations $(\epsilon_{ac}, \epsilon_{vc})$.

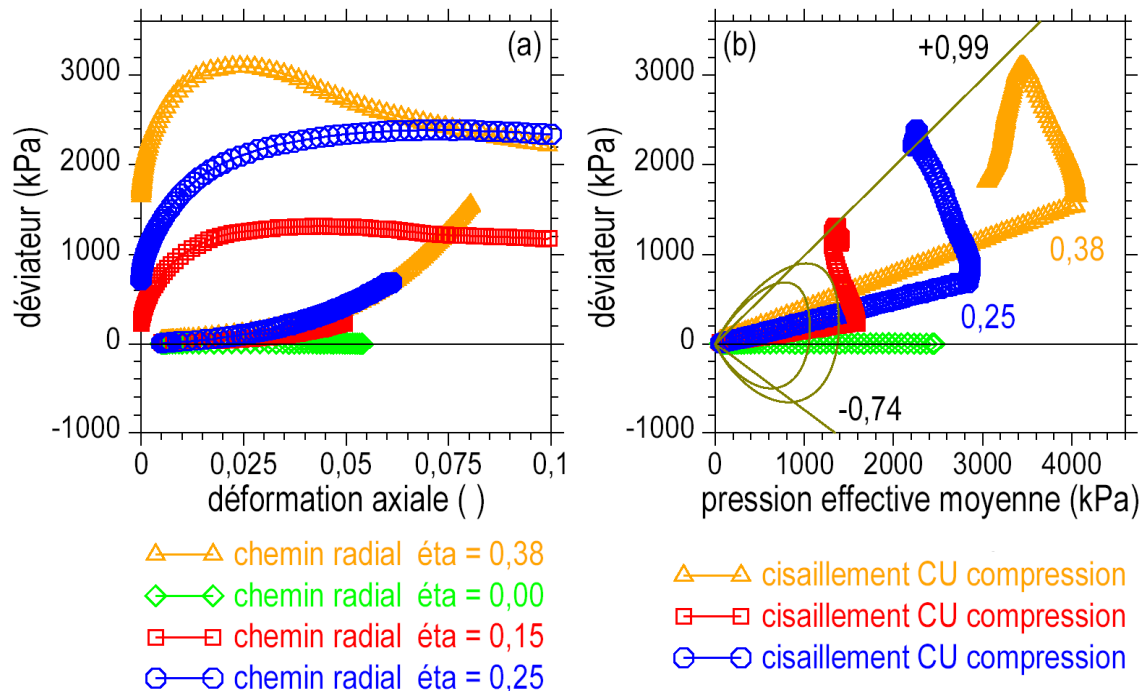


Figure 2. Chemins radiaux et cisaillement non drainés.

a) Courbes contrainte-déformation dans le plan (ϵ_a, q) .

b) Chemins des contraintes effectives dans le plan (p, q) .

Le second mode de consolidation des éprouvettes triaxiales consiste à effectuer des chargements continus le long de chemins de contraintes contrôlés radiaux (ou proportionnels). Les chemins sont définis dans le plan des contraintes effectives (p, q) où p est la contrainte effective moyenne $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$, q est le déviateur $q = \sigma'_a - \sigma'_r$, σ'_a la contrainte effective axiale et σ'_r la contrainte effective radiale. Les chemins partent de l'origine de ce plan et se déploient linéairement à pression p croissante et en condition drainée, dans une direction caractérisée par un taux de cisaillement constant $\eta = q/p$. La [figure 2b](#) montre quatre chemins radiaux de pentes 0,00, 0,15, 0,25 et 0,38 respectivement. Ces chemins permettent d'atteindre un état de contraintes anisotrope, pour des pressions effectives moyennes comprises entre 1,5 à plus de 4 MPa dans un délai de 50 à 120 heures.

Les réponses de l'argile en termes de déformations sont indiquées sur les [figures 1 et 2a](#). Les courbes contrainte-déformation (p, ϵ_v) présentent une allure exponentielle et elles s'accordent avec les mesures enregistrées pendant les paliers de consolidation isotrope ([figure 1a](#)). D'autre part, les chemins de déformation (ϵ_a, ϵ_v) présentent une direction moyenne dont la pente est proche de 3, en accord avec les consolidations isotropes ([figure 1b](#)). Trois des chemins radiaux ont été prolongés par des phases de cisaillement non drainés en compression. Les courbes (ϵ_a, q) sont représentées sur la [figure 2a](#) (la déformation axiale a été remise à zéro au début du cisaillement) et dans le plan (p, q) de la [figure 2b](#). Les résistances mesurées avec ces trois essais seront décrites plus bas avec l'ensemble des résultats des essais triaxiaux.

4. Déformabilité et résistance au cisaillement

4.1. Cisaillement non drainé en compression et en extension

Les chargements non drainés (CU) monotones sont mis en œuvre dans une quatrième phase d'essai. Le cisaillement CU est effectué à partir de l'état de contrainte effective de consolidation isotrope (p_c) ou anisotrope (p_c, q_c), en compression ou en extension à des vitesses lentes $v = 0,004$ à $0,015$ mm/min. La durée des phases de cisaillement drainé va de 25 à 75 heures environ. Le calcul des variables est effectué à partir des données brutes, enregistrées en continu, en tenant compte de la variation de section de l'éprouvette, pour des mesures globales des déformations (forme de déformation en tonneau). Les résultats s'expriment à l'aide de la déformation axiale ε_a , du déviateur q et de la pression interstitielle u .

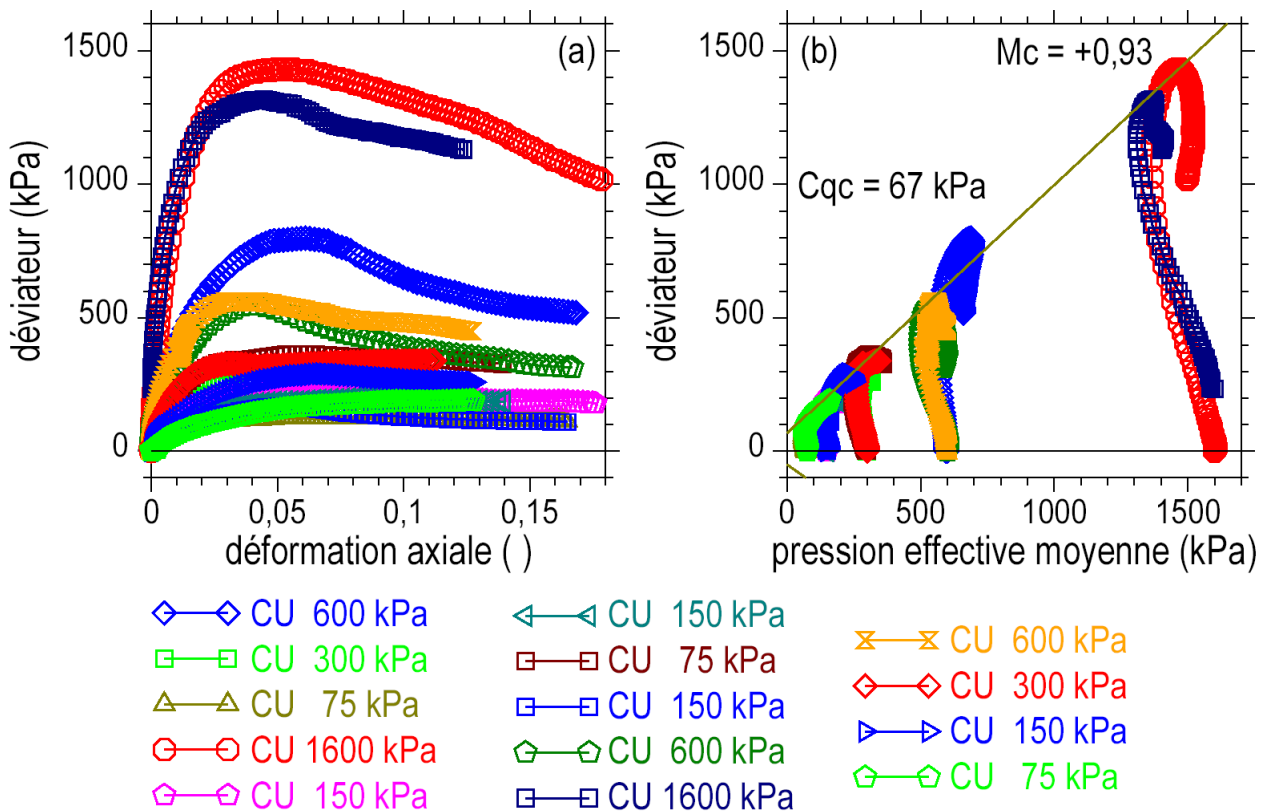


Figure 3. Cisaillements non drainés en compression.

- a) Courbes contrainte-déformation dans le plan (ε_a, q).
 b) Chemins des contraintes effectives dans le plan (p, q).

Au total, quatorze éprouvettes ont été cisailées en compression pour des pressions de consolidations p_c comprises entre 75 et 1600 kPa. Les courbes d'essai sont représentées sur la figure 3. Les pressions de consolidations sont indiquées dans la légende. Plusieurs éprouvettes sont cisailées sous la même pression de consolidation, ce qui permet d'observer la dispersion des réponses, qui est à attribuer à l'hétérogénéité locale de l'argile.

Dix éprouvettes ont été cisailées en extension pour des pressions de consolidations p_c comprises entre 75 et 600 kPa. Les courbes d'essai sont représentées sur la figure 4. Les pressions de consolidation p_c sont indiquées dans la légende. Plusieurs éprouvettes sont

cisailées sous la même pression de consolidation, ce qui permet d'observer la dispersion des réponses, qui est à attribuer à l'hétérogénéité locale de l'argile.

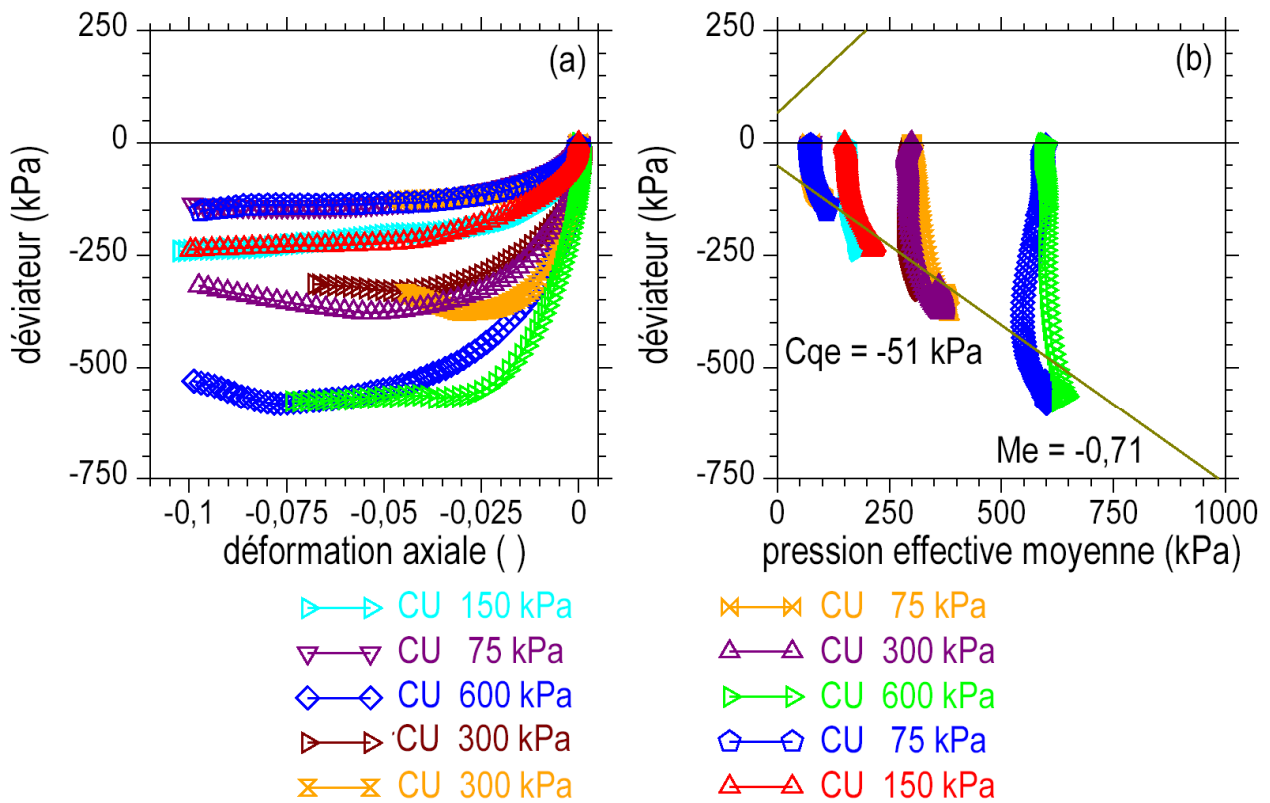


Figure 4. Cisaillements non drainés en extension.

- a) Courbes contrainte-déformation dans le plan (ϵ_a , q).
- b) Chemins des contraintes effectives dans le plan (p , q).

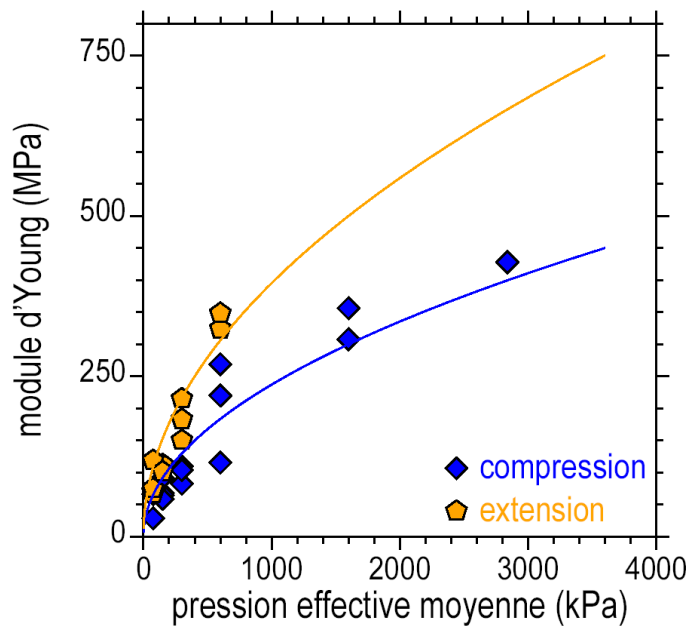


Figure 5. Modules d'Young E_u mesurés en compression et en extension. en fonction de la pression effective moyenne de consolidation.

4.2. Déformabilité et résistance

Les modules d'Young non drainés E_u sont identifiés au début des courbes de chargement non drainé (ε_a, q) pour des niveaux de déformation axiale de l'ordre de 10^{-4} . Il s'agit de modules initiaux tangents. Ces données sont reportées sur le graphique de la [figure 5](#) dans le plan (p_c, E_u). Les modules E_u croissent avec p_c . Les modules d'extension sont plus grands que les modules de compression. Des approximations en racine de p_c peuvent être admises pour représenter ces variations, qui sont reportées sur le graphique et qui s'écrivent :

$$\begin{array}{lll} \text{compression} & E_u = 7,5 (p_c)^{0,5} & (p_c \text{ en kPa, } E_u \text{ en MPa}) \quad (1) \\ \text{extension} & E_u = 12,5 (p_c)^{0,5} & (p_c \text{ en kPa, } E_u \text{ en MPa}) \quad (2) \end{array}$$

Un rapport de 1,7 s'établit entre ces modules. Les essais triaxiaux non drainés de compression et d'extension font apparaître un comportement souvent observé avec les argiles surconsolidées. Un faible écrouissage apparaît à basse pression (faible remontée de l'enveloppe de rupture). Des pics peu marqués apparaissent à haute pression en compression, suivi par une faible dilatance (la pression interstitielle diminue) et un faible radoucissement. Ces évolutions s'expliquent par la rupture systématique de l'argile sur des plans, dont certains semblent préexister. En extension, les paliers de résistance semblent mieux établis. Les éprouvettes cassent aussi sur des plans.

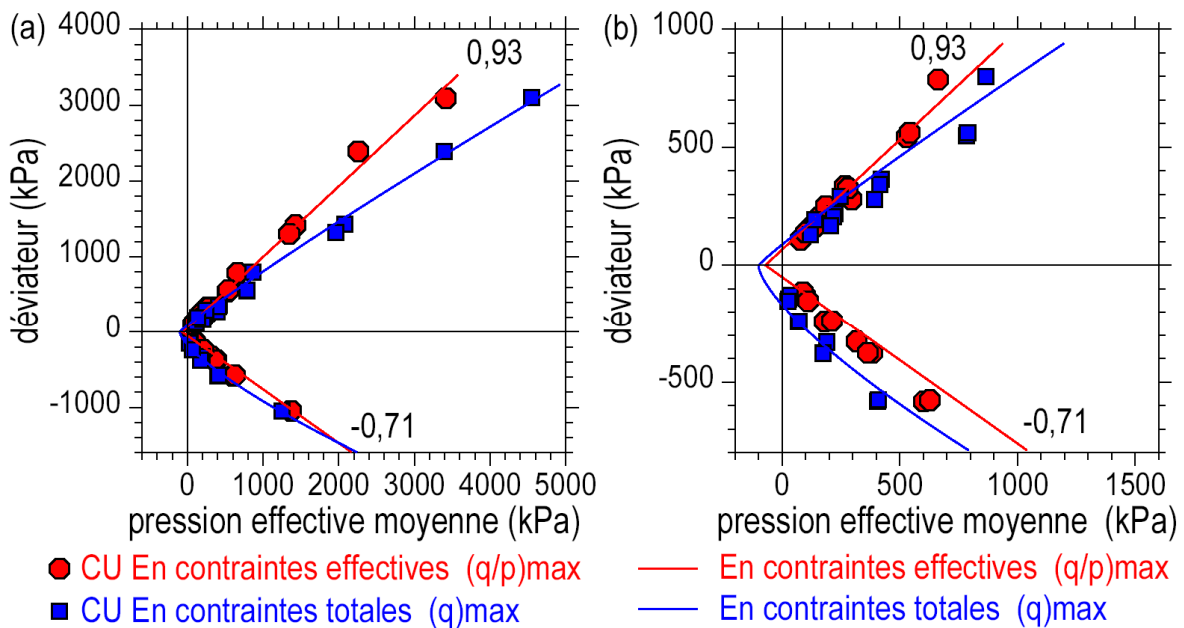


Figure 6. Enveloppes de résistance de l'argile surconsolidée.
Plans des contraintes effectives (p, q) et des contraintes totales (p_T, q_T) superposés et à deux échelles.

Tableau 6. Caractéristiques de résistance de l'argile.

C_{qc} (kPa)	M_c ()	C_{qe} (kPa)	M_e ()	c' (kPa)	ϕ' (°)
67	0,93	-51	-0,71	32	23,8

Une interprétation conventionnelle des résistances est néanmoins proposée. Elle se fonde sur le critère de rupture $|q/p|_{max}$ appliqué en compression dans le plan des

contraintes effectives (p, q). Les couples des contraintes effectives (p_{rup}, q_{rup}) identifiés sur les courbes d'après ce critère sont reportés dans le plan des contraintes effectives (p, q) de la [figure 6](#). Deux droites de Coulomb traduisent la résistance effective des argiles à haute pression en compression et en extension. Leurs caractéristiques sont indiquées dans le [tableau 3](#), avec leurs ordonnées à l'origine C_{qc} et C_{qe} et leurs pentes M_c et M_e . Ainsi l'argile présente une cohésion à basse pression, qui peut être estimée à $c' = 32$ kPa environ en moyenne. L'argile se révèle faiblement frottante. A base pression, la résistance en extension dépasse le critère qui a été identifié en compression ([figure 4a](#)).

Un critère de rupture en q_{max} est appliqué en contraintes totales aux pics de résistance. Ces points et leur enveloppe de rupture constituée de deux branches de paraboles sont représentés dans le plan des contraintes totales (p_T, q_T) superposés au plan (p, q) et à deux échelles sur la [figure 6](#). Ces critères ont pour expression, en compression et en extension :

$$\sigma_a = \sigma_r + \sigma_{ci} [1 + m_{ci} (\sigma_r / \sigma_{ci})]^{\alpha_{ci}} \quad \sigma_a > \sigma_r \quad (3)$$

$$\sigma_a = \sigma_r + \sigma_{ti} [1 - m_{ti} (\sigma_r / \sigma_{ti})]^{\alpha_{ti}} \quad \sigma_a < \sigma_r \quad (4)$$

avec, comme paramètres, la résistance en compression uniaxiale $\sigma_{ci} = 120$ kPa ($\sigma_{ci} > 0$), la résistance en traction $\sigma_{ti} = -120$ kPa ($\sigma_{ti} < 0$), les coefficients positifs $m_{ci} = m_{ti} = 1,2$ et les exposants $\alpha_{ci} = 0,9$ et $\alpha_{ti} = 0,77$, qui se réduisent au nombre de cinq avec la relation $m_{ti} \sigma_{ci} = -m_{ci} \sigma_{ti}$. La résistance en traction peut être définie aussi par le rapport r_{ct} tel que $\sigma_{ti} = -r_{ct} \sigma_{ci}$ ($r_{ct} > 0$, ici $r_{ct} = 1$). Enfin, $0 < \alpha_{ci} < 1$ et $0 < \alpha_{ti} < 1$.

5. Conclusion

Un programme d'essais mécaniques comprenant des essais triaxiaux non drainés à basse et à haute pression, en compression et en extension, et des chemins radiaux a été effectué sur une argile surconsolidée. L'argile grise présente un comportement de sols surconsolidés. Les modules d'Young initiaux tangents sont à peu près deux fois plus forts en extension qu'en compression. Ils augmentent avec la pression effective moyenne.

Deux critères de rupture sont utilisés pour représenter la résistance de l'argile, en contraintes effectives et en contraintes totales. Un critère linéaire est admis pour le premier dans l'ensemble de la gamme des contraintes effectives mises en œuvre (0 – 3 MPa). La surconsolidation de l'argile se traduit par une cohésion. En contrainte totales, un critère parabolique permet de tenir compte de la courbure de l'enveloppe de rupture à basse pression, courbure qui constitue un autre signe de la surconsolidation de l'argile.

6. Références bibliographiques

- Serratrice J.F. (1995). Essais de laboratoire à haute pression sur des marnes, *Colloquium Mondanum, Bruxelles, 20-22 mars 1995, 1.1.61-1.1.70*.
- Serratrice J.F. (1998) Caractéristiques mécaniques des marnes de l'Oligocène du bassin de Marseille. *Comptes rendus, 2ème Symposium International sur les sols indurés et les roches tendres, Naples, 11-14 octobre 1998, Vol. 1, pp. 301-310*.
- Serratrice J.F. (2002) Outils et procédures de caractérisation des sols indurés et des roches tendres : L'expérience du LRPC d'Aix en Provence. *Actes du Symposium International PARAM 2002, Paris, 2-3 septembre 2002, pp. 313-326*.
- Serratrice J.F. (2014) Divers aspects du comportement mécanique des marnes en laboratoire. *Actes du Symposium International sur la Stabilité des Versants Rocheux RSS 2014, Marrakech, 2-4 avril 2014, pp. 175-189*.