

ARTICLE DE RECHERCHE / RESEARCH ARTICLE

Essais de gonflement avec mesure de la contrainte radiale à l'œdomètre K_0 à haute pression

Jean François Serratrice*

Cerema Méditerranée, 30 rue Albert-Einstein, CS 70499, 13593 Aix-en-Provence, France

Résumé – Plusieurs séries d'essais de gonflement ont été réalisées sur des argiles et des marnes plastiques à l'aide d'un œdomètre K_0 à haute pression. Ces essais sont accompagnés par des essais de gonflement en parallèle à basse pression. Des essais triaxiaux à haute pression ont fourni la résistance de quelques-uns de ces terrains et leurs états limites. Après avoir présenté les matériels, les procédures d'essais et les terrains étudiés, les résultats des essais sont décrits à partir des courbes expérimentales. Chaque exemple apporte un éclairage particulier parmi les diverses réponses des terrains argileux et marneux examinés. En enrichissant les essais d'une mesure de la contrainte radiale, l'œdomètre K_0 à haute pression permet de décrire les chemins des contraintes suivis au cours des cycles de chargement. Cette mesure élargit le cadre d'interprétation des essais en apportant des données pertinentes sur trois aspects particuliers du gonflement œdométrique au laboratoire. Cela concerne le préchargement en phase préliminaire d'essai quand le sol est mis en présence d'eau ou l'effet de la contrainte maximale atteinte au cours des cycles de chargement. Cela concerne aussi la rupture du sol en extension en fin de déchargement, où différentes situations apparaissent suivant la résistance du sol. Les cycles à haute pression et le gonflement à basse pression produisent une destructuration des sols et une modification de leur comportement mécanique.

Mots clés : argiles / marnes / gonflement / œdomètre K_0 / essais de laboratoire

Abstract – Swelling tests with radial stress measurement using a high pressure K_0 oedometer. Several series of swelling tests were carried out on plastic clays and marls using a high pressure K_0 oedometer. These tests are followed by multiple-specimens swelling tests at low pressure. High-pressure triaxial tests have provided the strength of some of these soils and their limit states. After presenting the materials, the test procedures and the soils studied the test results are described on the basis of the experimental curves. Each example provides a particular insight into the various responses of the clayed and marly soils studied. By enhancing the tests with a radial stress measurement, the high-pressure K_0 oedometer can describe the stress paths followed during the loading cycles. This measurement broadens the framework for interpreting the tests by providing relevant insights into three particular aspects of oedometer swelling in the laboratory. This concerns pre-loading in the preliminary test stage when the soil is subjected to water or the effect of the maximum stress applied during the loading cycles. This also concerns the failure of the soil in extension at the end of unloading, where various situations arise depending on the strength of the soil. High-pressure cycles and low-pressure swelling produce destructuration of the soils and change their mechanical behaviour.

Keywords: clays / marls / swelling / K_0 oedometer / laboratory tests

1 Introduction

De nombreux problèmes constatés sur des ouvrages creusés dans des terrains argileux sont attribués au gonflement. Ces problèmes apparaissent pendant le temps des travaux ou à long terme en lien avec le déchargement mécanique produit par l'excavation et des arrivées d'eau. La Société internationale de

mécanique des roches a proposé de définir le mécanisme de gonflement comme «une combinaison de réactions physico-chimiques impliquant de l'eau et un relâchement des contraintes» (ISRM, 1983). Les réactions physico-chimiques ne peuvent avoir lieu que simultanément ou après le relâchement des contraintes. Avec elles, les déchargements jouent un rôle significatif. Selon Bjerrum (1967), ces déformations de gonflement sont favorisées par la dégradation concomitante de la structure du sol qui avait été acquise pendant la formation du dépôt à la faveur des charges lithostatiques et de la diagenèse.

* Auteur de correspondance :
jean-francois.serratrice@cerema.fr

De ce fait, le gonflement des terrains argileux relève de mécanismes complexes aux échelles microscopique et macroscopique et celle des massifs. Bien qu'observé depuis longtemps, il reste mal connu et difficile à prendre en compte dans les projets d'ouvrages souterrains. Souvent, la pratique se fonde sur une expérience régionale ou liée à une formation géologique (Steiner, 1993 ; Hawlader *et al.*, 2003 ; parmi d'autres ou, plus récemment, Bergère et Ropers, 2018 ; Delage, 2020).

Dans ce sens, la démarche adoptée pour identifier et caractériser les terrains argileux gonflants s'appuie sur des mesures de leurs propriétés physiques et minéralogiques et des mesures de leurs propriétés mécaniques au laboratoire. Ces mesures sont à recueillir sur des échantillons de bonne qualité et représentatifs de l'état des terrains en place, comme le rappellent les recommandations du Comité français de mécanique des sols (CFMS) « Prise en compte du gonflement des terrains argileux pour le dimensionnement des ouvrages d'infrastructure » (CFMS, 2022), avant de proposer une démarche pour l'étude de ces terrains dans les projets.

Les propriétés mécaniques de gonflement des terrains argileux s'obtiennent principalement au moyen d'essais œdométriques. Il existe de nombreuses procédures d'essais de gonflement et des variantes (Sridharan *et al.*, 1986 ; Serratrice et Soyeux, 1996 ; Pimentel, 2015). Parmi ces essais standards, deux familles de procédures sont utilisées couramment, qui sont les procédures de gonflement par paliers successifs et les procédures de gonflement en parallèle. Il existe aussi des procédures d'essai à volume constant ou de gonflement libre. Du côté des appareils œdométriques, une évolution historique a consisté à équiper les cellules d'essai par un capteur de mesure de la contrainte radiale (Bishop, 1958 ; Brooker et Ireland, 1965 ; Abdelhamid et Krizek, 1976 ; et d'autres ensuite). L'enregistrement de cette contrainte totale au cours des cycles de chargement donne un moyen complémentaire d'étude du comportement mécanique des sols. Les appareils de ce type sont connus sous l'appellation « d'œdomètres K_0 ».

L'un de ces appareils a été développé pour étudier le comportement mécanique des marnes à haute pression dans la gamme 0–20 MPa (Serratrice et Flavigny, 1993). Son utilisation s'inscrit en accompagnement d'essais triaxiaux à haute pression dans des programmes destinés à mesurer la résistance de ces terrains et leurs états limites. Avec cet œdomètre K_0 , les cycles de chargement sont effectués en continu, à vitesse lente, en condition drainée (essais K_0 DHP). Des exemples de résultats d'essais recueillis sur des sables, des argiles peu plastiques ou très plastiques montrent les nuances qui distinguent les chemins des contraintes œdométriques et leurs caractéristiques en regard des courbes de compressibilité (Serratrice, 2022).

Plusieurs auteurs ont élargi l'utilisation de ces œdomètres K_0 à l'étude des sols gonflants compactés (Komornik et Zeitlen, 1965 ; Erol et Ergun, 1994 ; Monroy *et al.*, 2015 ; Abbas *et al.*, 2015) ou naturels (Steiner, 1993 ; Windal *et al.*, 2002 ; Serratrice, 2002, Serratrice, 2007 ; Avsar *et al.*, 2009 ; Dao, 2015 ; Serratrice *et al.*, 2015). Dans cette étude, les essais K_0 à haute pression s'inscrivent dans les programmes expérimentaux en accompagnement des essais œdométriques de gonflement réalisés à basse pression. Les cycles de chargement sont effectués par paliers (essais K_0 PHP).

Les résultats de plusieurs séries d'essais de gonflement sont présentés dans la suite. Ils portent sur des terrains argileux et marneux provenant de différents sites en France. Les essais ont été réalisés au fil du temps dans le cadre de reconnaissances géotechniques pour des projets de tunnels et d'excavations.

Un premier paragraphe donne un aperçu rapide des méthodes d'essais employées. Puis les propriétés physiques des terrains et les conditions d'essais sont présentées. Les résultats des essais K_0 DHP effectués sur des marnes très plastiques sont décrits et commentés alors. Les résultats des essais K_0 PHP consacrés à des marnes compactes sont présentés ensuite. Les résultats des essais de gonflement à basse pression sont associés à ces données. Chaque exemple apporte un éclairage particulier parmi les diverses réponses des terrains argileux et marneux étudiés. La mesure de la contrainte radiale pendant le gonflement élargit le cadre d'interprétation des essais. Elle apporte des données pertinentes sur trois aspects particuliers du gonflement œdométrique au laboratoire, qui concernent le préchargement du sol en phase préliminaire d'essai, l'effet de la contrainte maximale atteinte au cours des cycles de chargement–déchargement et la rupture du sol en extension en fin de déchargement.

2 Matériel, procédures d'essais

2.1 Cadre d'utilisation de l'œdomètre K_0 HP

Quelques éléments remarquables du comportement des sols raides et des marnes en condition œdométrique sont évoqués ci-dessous, qui font référence aux travaux de nombreux auteurs. Ces éléments trouveront une illustration avec les exemples commentés dans la suite où les résultats expérimentaux sont exprimés avec la déformation axiale ε_a et la déformation radiale ε_r (positives en compression), l'indice des vides e , les contraintes axiale et radiale effectives σ'_a et σ'_r (ou totales σ_a et σ_r) ou la pression moyenne effective $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ et le déviateur $q = \sigma'_a - \sigma'_r$. À l'opposé des états de contraintes de compression, les états d'extension sont tels que $\sigma'_a < \sigma'_r$ et $q < 0$. La déformabilité des sols s'exprime à partir des courbes de compressibilité ($\log(\sigma'_a), e$) par les indices de compression C_c et de gonflement C_s (C_c ou $C_s = \Delta e / \Delta \log(\sigma'_a)$). Une pente C_g est introduite pour caractériser le déchargement en présence d'eau des terrains argileux gonflants, quand la déformation s'établit selon une pente C_g plus grande que la pente C_s des cycles de chargement–déchargement préliminaires du sol dans son état naturel. Ces paramètres sont reportés sur les graphiques commentés dans la suite.

Les paramètres C_c , C_s et σ'_{ap} sont définis pour caractériser les sols argileux peu surconsolidés. Leur identification s'avère plus problématique sur argiles raides et les marnes. Ainsi, par exemple, les courbes de compression de ces terrains présentent une courbure continue qui rend difficile l'identification des seuils de préconsolidation σ'_{ap} et des indices de compression C_c (Bishop *et al.*, 1965 ; Azizi et Josseume, 1988 ; Burland, 1990 ; Aversa *et al.*, 1993 ; Josseume, 1998 ; Cotecchia et Chandler, 2000 ; Takahashi *et al.*, 2005 ; Gasparre *et al.*, 2007 ; Gasparre et Coop, 2008 ; Mohajerani *et al.*, 2011 ; Rocchi *et al.*, 2018). Les courbes de déchargement présentent aussi une courbure (Calabresi et Scarpelli, 1985 ; Takahashi *et al.*, 2005 ; Deng *et al.*, 2012 ; Cui *et al.*, 2013 ; Kinslev *et al.*, 2019 ;

Kinslev *et al.*, 2022). Généralement, leur pente locale (C_s tangent) augmente avec la réduction de la contrainte axiale. Leur pente globale (C_s moyen) croît avec la contrainte maximale σ'_{amax} atteinte avant inversion du sens de chargement (Horseman *et al.*, 1987, dans Burland, 1990; Azizi et Josseume, 1988; Leroueil et Vaughan, 1990; Picarelli, 1991; Aversa *et al.*, 1993; Cotecchia et Chandler, 1997; Takahashi *et al.*, 2005; Amorosi et Rampello, 2007; Gasparre et Coop, 2008; Vitone et Cotecchia, 2011; Mohajerani *et al.*, 2011; Krogsbøll *et al.*, 2012; Cui *et al.*, 2013; Gens, 2013; Rocchi *et al.*, 2018). En fin de déchargement et après un ou plusieurs cycles à haute pression, le gonflement des argiles plastiques aboutit souvent à un indice des vides supérieur à l'indice des vides initial (Azizi et Josseume, 1988; Josseume et Azizi, 1991; Leroueil et Vaughan, 1990; Krogsbøll *et al.*, 2012; Gens, 2013).

L'hypothèse d'une déstructuration progressive du sol sous l'effet des cycles de chargement-déchargement et/ou l'effet du gonflement est avancée pour expliquer cette évolution (Bjerrum, 1967; Leroueil et Vaughan, 1990; Clayton et Serratrice, 1993; Aversa *et al.*, 1993; Takahashi *et al.*, 2005; Gasparre *et al.*, 2007; Gasparre et Coop, 2008; et d'autres). À l'image de l'effet du remaniement, cette perte graduelle de structure s'explique par la progression des déformations de compression ou de cisaillement ou du fait de l'expansion des argiles, avec des conséquences directes sur la déformabilité et la résistance du sol. À l'œdomètre, elle peut être quantifiée en observant l'évolution des indices de compressibilité C_c et C_s au cours des cycles de chargement par exemple.

Ces considérations ont amené de nombreux auteurs à effectuer des observations à une échelle microscopique en accompagnement des essais mécaniques, à l'aide d'analyses physicochimiques et minéralogiques de la composition des sols et l'utilisation de méthodes spécialisées (Mohajerani *et al.*, 2011; Al-Maamori *et al.*, 2016; Di Remigio *et al.*, 2019; Cotecchia *et al.*, 2020). En lien avec l'état du sol et sa déformation; ces investigations portent sur l'arrangement et l'orientation des particules, la dimension, la forme et la distribution des vides, l'évolution de la microstructure argileuse et son endommagement, la présence d'autres minéraux, etc. D'autres analyses portent sur la comparaison du comportement du sol intact avec celui du sol remanié (après déstructuration complète) ou l'effet de solutions salines de concentrations données.

Une démarche différente est envisagée ici, qui vise à décrire le gonflement de terrains argileux naturels saturés en termes de chemins de contraintes et en comparant différents modes de chargement. Un œdomètre K_0 à haute pression est utilisé dans ce but, accompagné par des essais de gonflement standards à basse pression.

La forme des chemins des contraintes œdométriques a été décrite par de nombreux auteurs (Brooker et Ireland, 1965; Abdelhamid et Krizek, 1976; et d'autres ensuite). Dans le plan (σ'_a, σ'_r), les chemins des contraintes de chargement des sols sont (quasi)linéaires de pente K_{0c} . Les chemins de déchargement s'écartent des précédents avec une pente initiale K_{0d} plus petite, puis deviennent courbes (K_{0c} ou $K_{0d} = \Delta\sigma'_r / \Delta\sigma'_a$). Ces boucles sont fermées et présentent une hystérésis qui apparaît plus réduite dans les argiles plastiques que dans les sols limoneux ou sableux (Serratrice, 2022). La contrainte de

préconsolidation σ'_{ap} est l'abscisse de l'un des points d'état limite qui, avec d'autres, forment la frontière du domaine pseudo-élastique du sol, ou courbe d'état limite (CEL). Ces autres points d'état limite sont identifiés dans le plan (σ'_a, σ'_r) ou le plan (p, q) à l'aide d'essais triaxiaux à chemins contrôlés.

Au même titre que les propriétés C_c et C_s de déformabilité des sols, les propriétés K_{0c} et K_{0d} sont utiles pour caractériser les terrains gonflants. Elles expriment les effets tridimensionnels et l'anisotropie du gonflement. Le gonflement en condition œdométrique produit des états de contraintes en extension (Gaudin et Serratrice, 1998; Dao, 2015), qui conduisent à la rupture (Steiner, 1993; Serratrice, 2007). Quand une déformation latérale est rendue possible par l'utilisation d'une bague latérale souple, la pression radiale et la déformation axiale s'en trouvent diminuées (Windal *et al.*, 2002). Mais il n'apparaît pas de relation entre les déformations axiales mesurées pendant des essais de gonflement libre menés simultanément sur deux éprouvettes identiques, l'une en condition œdométrique et l'autre en condition isotrope (la bague œdométrique est remplacée par une membrane triaxiale en caoutchouc) (Serratrice *et al.*, 2015). D'autres observations rapportent des déformations de gonflement différentes (Hawladar *et al.*, 2003) ou des pressions de gonflement différentes (Avsar *et al.*, 2009; Dao, 2015) en fonction de la direction du chargement par rapport au litage de la roche.

Dans cette étude, les essais œdométriques K_0 à haute pression et les essais de gonflement standards à basse pression ont été réalisés dans le cadre de programmes de reconnaissances géotechniques de sites pour des projets d'ouvrages (des projets de tunnels principalement). Conjointement les résistances au cisaillement en compression et en extension des terrains sont mesurées au moyen d'essais triaxiaux à haute pression. Les points d'état limite sont obtenus au moyen d'essais triaxiaux à chemins contrôlés (Serratrice, 2002, Serratrice, 2017). Cette caractérisation mécanique des terrains et complétée par des mesures de leurs propriétés physiques et minéralogiques.

2.2 Procédures d'essais à basse pression

Au laboratoire les procédures d'essais courants destinées à caractériser les propriétés des terrains argileux gonflants ont été développées empiriquement pour répondre aux attentes concrètes des projets géotechniques. De nombreuses procédures ont été élaborées, qui sont essentiellement fondées sur l'emploi d'un œdomètre (Sridharan *et al.*, 1986; Serratrice et Soyez, 1996; Pimentel, 2015; Reiffsteck *et al.*, 2019; Selen et Panthi, 2021; CFMS, 2022). Parallèlement, d'autres procédures ont été développées sur la base de cellules triaxiales (Yesil *et al.*, 1993; Bilir *et al.*, 2004; Elsaidy *et al.*, 2017; Hoien *et al.*, 2020).

L'une des procédures œdométriques vise à comparer les déformations de gonflement du sol enregistrées sous des paliers de déchargement successifs décroissants au cours de deux cycles où le sol est successivement laissé dans son état naturel puis mis en présence d'eau (Huder et Amberg, 1970). Une autre méthode par paliers de déchargement successifs pointe séparément la déformation instantanée produite par le passage d'un palier à l'autre et la déformation de gonflement observée ensuite (ISRM, 1989, 1999).

Avec les méthodes d'essais en parallèle, plusieurs éprouvettes œdométriques d'un même sol sont mises en présence d'eau dans des cellules œdométriques indépendantes et sous différentes charges, ce qui permet de mesurer directement les déformations de gonflement du sol en fonction de ces différentes charges. Des cycles préliminaires de préchargement sont possibles. La procédure est transcrite sous une forme normalisée avec la méthode A ou la méthode B de la norme D4546-14 (ASTM, 2014) ou la norme expérimentale XP P94-091 (Afnor, 1995), par exemple. Comme dans le cas précédent, les charges sont distribuées en série géométrique, en se référant au poids des terres en place par exemple, ou une pression de préconsolidation.

Ces deux méthodes sont équivalentes et servent à déterminer un indice de gonflement C_g et une pression de gonflement σ'_{ag} . Mais, généralement, ces différentes procédures ne conduisent pas aux mêmes paramètres de gonflement (Sridharan *et al.*, 1986). Cela s'explique par le fait que le gonflement est un mécanisme tridimensionnel et que les chemins des contraintes suivis par le sol dépendent de la procédure d'essai.

2.3 Procédures d'essais à haute pression

L'œdomètre K_0 à haute pression a été conçu pour effectuer le chargement d'un sol sous forte contrainte axiale et procéder à l'enregistrement simultané de la contrainte radiale. Les chargements sont effectués en continu ou par paliers en plusieurs cycles. La mesure de la contrainte radiale s'effectue au moyen d'une bague latérale mince dont la déformation produit un signal proportionnel à la pression radiale totale exercée par le sol pendant son chargement axial. L'appareillage et les protocoles d'essais sont décrits par ailleurs (Serratrice, 2022).

L'éprouvette œdométrique est découpée manuellement à la trousse au cœur d'un échantillon carotté ou d'un bloc. Elle est introduite dans la bague œdométrique par simple translation à partir de la trousse. Une attention particulière doit être portée à cette opération pour garantir un bon ajustement de l'éprouvette dans la bague capteur. L'éprouvette se trouve ainsi placée dans son état naturel à l'intérieur de la cellule K_0 sur des plaques poreuses sèches recouvertes de papiers filtres. L'appareil K_0 HP est installé sur le plateau d'une presse triaxiale. Les circuits de drainage sont raccordés, vannes fermées, aux circuits hydrauliques qui ont été saturés en eau désaérée et purgés au préalable. Le contact du piston est établi. Les trois voies de mesure sont raccordées à la chaîne d'acquisition (déplacement axial, effort axial, pression radiale). Ces mesures sont converties en déformation axiale ε_a , contrainte axiale totale σ_a et contrainte radiale totale σ_r .

Les essais commencent par une phase de chargement préliminaire. Elle consiste à contrôler la contrainte axiale sous laquelle le sol est mis en contact avec de l'eau désaérée, qui est introduite par les circuits de drainage. Cette charge peut être appliquée par paliers ou en continu, pour atteindre puis maintenir la contrainte verticale visée en référence à une contrainte donnée (la contrainte verticale effective en place σ'_{v0} à la profondeur du prélèvement par exemple). La charge est maintenue jusqu'à la stabilisation de la déformation. Une autre méthode consiste à charger progressivement l'éprouvette

afin de maintenir son volume constant. Les cycles préliminaires, les chargements rapides pour atteindre un palier ou passer d'un palier à un autre s'expriment en contraintes totales. Les chargements lents drainés ou les états d'équilibre atteints en fin de paliers s'expriment en contraintes effectives.

Les essais K_0 DHP consistent à réaliser des cycles de chargement-déchargement continus, drainés à vitesse constante. Après l'achèvement de la phase préliminaire, une option consiste à commencer les cycles par un chargement. Une autre option consiste à commencer les cycles par un déchargement, pour simuler l'effet d'une excavation par exemple. La vitesse de chargement continue doit être choisie en fonction de la perméabilité du sol et de sa compressibilité, qui sont estimées au préalable. Par analogie avec l'essai triaxial, le choix est effectué sur la base d'une relation entre la vitesse de chargement et la pression interstitielle u_m dans le plan médian de l'éprouvette, en se donnant un rapport $\alpha = u_m/\sigma_{amax}$ à ne pas dépasser sous la contrainte axiale totale maximale à atteindre σ_{amax} (Serratrice, 2022).

Les essais K_0 P HP sont mis en œuvre pour compléter les essais de gonflement en parallèle vers les hautes pressions. En phase préliminaire, l'éprouvette est mise en présence d'eau sous une forte charge, qui est choisie en progression géométrique avec les basses pressions exercées sur les éprouvettes en parallèle. L'essai se poursuit par des paliers successifs décroissants. Le contrôle à la presse est effectué manuellement par des ajustements successifs. Dans des essais mixtes, des paliers sont maintenus au cours des cycles K_0 DHP pour vérifier que la vitesse de chargement est bien adaptée à la nature du sol. La durée des cycles de chargement-déchargement continus ou par paliers peut atteindre plusieurs centaines d'heure dans la gamme des pressions de plusieurs mégapascals. Enfin, il est fait référence à des mesures de résistance au cisaillement ou des courbes d'état limite recueillies au moyen d'essais triaxiaux. Les matériels utilisés et les protocoles d'essais sont présentés par ailleurs (Serratrice, 2002, Serratrice, 2017).

Les graphiques commentés dans la suite présentent les contraintes totales et les contraintes effectives sur des échelles superposées. Ce choix dépend des phases d'essai. Les courbes enregistrées pendant les phases préliminaires de chargement ou pendant les phases transitoires de passage d'un palier à un autre sont reportées en contraintes totales et sont représentées par des figurés gris. Les chargements continus drainés et les fins de paliers de gonflement sont reportés en contraintes effectives et en couleur. Les états isotropes sont pointés sur les courbes par des ronds bleus.

2.4 Terrains étudiés

Le tableau 1 présente les sols testés, leur origine et leurs propriétés physiques (w , e_0 , S_r teneur en eau, indice des vides et degré de saturation à l'état initial; w_L , I_p limite de liquidité, indice de plasticité; C_2 teneur en particules de diamètres inférieurs à 2 μm). Les sols ont été prélevés par carottage (C) ou par blocs (B) aux profondeurs indiquées. Il s'agit d'argiles et de marnes qui sont très plastiques (At) pour beaucoup. Leurs fractions argileuses contiennent en majorité des smectites, des illites et des interstratifiés illite-smectite. La première colonne du tableau indique les numéros des figures sur lesquelles sont

Tableau 1. Prélèvements, nature des terrains et propriétés physiques.
Table 1. Sampling, nature of the soils and physical properties.

N° de la figure	z (m)	Prél	Nature du sol	w (%)	e ₀ (°)	S _r (%)	w _L (°)	I _p (°)	C ₂ (%)
1	59	C	Marne verte	27,5	0,757	98	95	65	53
2–3	26	B	Marne verte litée	27,7	0,760	99	(95)	(57)	(68)
(1)–	38	C	Argile gris-beige	29,4	0,729	102	95	59	22
4	36	C	Marne compacte marron rouge	12,6	0,327	104	(64)	(35)	(34)
5	34	C	Marne argileuse marron rouge	14,4	0,397	98	(64)	(35)	(34)
6–8	21	C	Argile beige clair	32,8	0,980	90	104	53	31
9	4	C	Argile beige jaunâtre	21,7	0,589	100			
10	140	B	Marne grise	17,1	0,443	104	41	18	25–30
11	35	C	Marne noire compacte diaclasée	6,7	0,179	101	35–44	14–18	20–34
12	180	C	Marne noire compacte	4,3	0,085	100			
13	165	C	Marne grumeleuse beige verdâtre	4 à 7	0,11–0,19	99–105	29–42	10–17	18–25
14	140	B	Marne verdâtre	10,4	0,287	98	41	18	25–30

zz: profondeur du prélèvement ; prél: mode de prélèvement : C : carottage ; B : bloc ; origine des prélèvements : 1 : Versailles ; 2–3 : Thiais ; (1) : Paris ; 4–5 : Marseille ; 6–7–8 : Egypte ; 9 : Meurthe-et-Moselle ; 10–14 : Drôme ; 11 : Doubs ; 12 : Hautes-Alpes ; 13 : Haute-Savoie.

Tableau 2. Caractéristiques des essais œdométriques K₀DHP.
Table 2. Characteristics of the K₀DHP tests.

N° de la figure	Nom de l'éprouvette	Préchargement		Cycles drainés essais K ₀ DHP				
		$\sigma_{\text{après}}$ (kPa)	Durée (heure)	n cycles	Sens de départ	v (mm/min)	σ'_{amax} (MPa)	Durée (heure)
1	TOP16	1160	68	1,5	d	3	4630	147
2–3	THI12	5–260	21	2	c	4	4115	133
–	PLQ13	670	30	2	c	0,5	2310	845
4	BMB45	500	19	2,5	d	2	4840	235
5	BMB87	500	18	2,5	d	2	4840	355
6–8	CAI07	42	5	2 + P	c	1	3540	510

$\sigma_{\text{après}}$: contrainte de préchargement ; sens de départ : c : chargement ; d : déchargement ; v : vitesse de chargement ; σ'_{amax} : contrainte maximale imposée.

reportées les courbes d'essais relatives à chaque éprouvette. Les écarts de S_r par rapport à 100 % proviennent des incertitudes de mesure. À l'exception d'un seul, tous les sols du [tableau 1](#) sont saturés dans leur état initial. Les [tableaux 2](#) et [3](#) rassemblent les principales caractéristiques des essais K₀DHP et K₀PHP (charges appliquées, vitesses de chargement, nombre de paliers, durées).

3 Présentation des exemples

3.1 Cas de deux marnes très plastiques

La marne verte de cet exemple a été prélevée par carottage à 59 m de profondeur dans la région de Versailles. Elle est saturée et elle se classe en argile très plastique ($w_L=95$). L'essai commence par une phase de préchargement sous la contrainte axiale totale $\sigma_a=1160$ kPa qui est égale au poids des terres estimé (chargement en quelques minutes, suivi par un palier d'une durée de 68 heures). Puis l'éprouvette est mise en présence d'eau par ses deux faces. L'essai se poursuit par une phase de déchargement, suivie par un cycle de chargement–déchargement en condition drainée à vitesse lente ($3 \mu\text{m/min}$, $\sigma'_{\text{amax}}=4,6$ MPa). Les courbes enregistrées sont représentées sur la [figure 1](#).

La charge axiale de préchargement produit une consolidation du sol (croix grises, [Fig. 1a](#) et [1c](#)). Mais la mise en présence d'eau ne produit pas de déformation. Les cycles engendrent des boucles fermées étroites. Les indices de gonflement C_s dépendent de la contrainte maximale atteinte avant inversion du sens de chargement ($C_s=0,047$ et $0,10$). Un module œdométrique tangent $E_{\text{ocd}}=62$ MPa et un indice de compression $C_c=0,29$ sont identifiés avant d'atteindre le chargement maximal.

Le chemin des contraintes totales suivi au début du préchargement possède une pente unité, témoignant ainsi d'une réponse temporaire isotrope non drainée de la marne saturée (croix grises, [Fig. 1b](#)). En fin de palier sous la contrainte effective $\sigma'_a=1160$ kPa, l'équilibre est atteint avec une contrainte radiale effective $\sigma'_r=550$ kPa, soit $\sigma'_r/\sigma'_a=0,47$. Le déchargement et le début du rechargement qui fait suite s'effectuent le long d'un chemin des contraintes effectives de pente $K_{\text{od}}=0,26$. Le chemin de chargement se poursuit par un coude (vers $\sigma'_a=2000$ kPa) suivi par un segment de pente $K_{\text{oc}}=0,65$. Le déchargement final commence avec la pente $K_{\text{od}}=0,26$ et se termine en extension au même point que le premier déchargement ($\sigma'_r > \sigma'_a$). Le chemin des contraintes effectives forme ainsi une boucle fermée présentant une faible hystérésis, à l'image des courbes contrainte–déformation.

Tableau 3. Caractéristiques des essais œdométriques K_0 P HP.**Table 3.** Characteristics of the K_0 P HP tests.

N° de la figure	Nom de l'éprouvette	Préchargement		Paliers successifs décroissants essais K_0 P HP				
		$\sigma_{\text{apré}}$ (kPa)	Durée (heure)	n cycles	Sens de départ	n paliers gfl	σ'_{amax} (MPa)	Durée (heure)
9	TVE14	1910	118	1/2	d	5	1910	430
10	TAR41	5000	69	1/2	d	4	3675	335
11	PEU41	7245	0,5	1/2	d	5	7245	1130
12	GS1287-472	1970–7380	0,5	1/2	d	3–5	1970–7380	1120
13	TMS07	2970	1,5	1/2	d	6	2970	590
14	TAR51	7280	23	1/2	d	6	7290	910

$\sigma_{\text{apré}}$: contrainte de préchargement ; sens de départ : c : chargement ; d : déchargement ; n : nombre de paliers de gonflement ; σ'_{amax} : contrainte maximale imposée.

L'essai suivant a été effectué à partir d'un bloc de marne d'Argenteuil prélevé vers 26 m de profondeur dans une galerie de reconnaissance réalisée à Thiais. La marne verte finement litée est saturée. Découpée dans une direction perpendiculaire au litage, elle est mise en présence d'eau sous le poids du piston, ce qui provoque un léger gonflement ($-0,2\%$). Celui-ci est compensé ensuite pour maintenir la déformation à zéro en exerçant une contrainte axiale effective qui atteint $\sigma'_a = 260$ kPa au bout d'un palier d'une vingtaine d'heures (croix grises, Fig. 2 et 3). Pendant cette phase préliminaire d'essai où le sol est mis en présence d'eau à volume constant, une réaction latérale significative est indiquée par la bague œdométrique. La contrainte radiale effective atteint $\sigma'_r = 650$ kPa, soit $\sigma'_r/\sigma'_a = 2,5$, qui correspond à un fort état d'extension. La suite de l'essai comprend deux cycles drainés ($v = 4 \mu\text{m/min}$, $\sigma'_{\text{amax}} = 1,9$ et $4,1$ MPa).

Le chemin des contraintes totales de la phase préliminaire, puis le chemin des contraintes effectives sont représentés dans les plans (σ_a, σ_r) et (p, q) des figures 3a et 3b. Les cycles drainés gardent une trace profonde de la phase de préchargement. Le premier cycle de chargement-déchargement est réduit à un segment de pente $K_{\text{od}} = 0,12$ ($\eta_{\text{od}} = 2,11$), parallèle au chemin de déchargement du second cycle. Après un coude situé vers $\sigma'_a = 2,5$ MPa le second cycle se poursuit par un segment de pente $K_{\text{oc}} = 0,49$ ($\eta_{\text{oc}} = 0,70$). Ce second cycle est étroit et fermé et la marne retourne à l'état des contraintes effectives d'extension qui avait été atteint à l'issue de la phase préliminaire et du premier cycle.

Les résistances au cisaillement de la marne, mesurées à l'appareil triaxial en compression et en extension, sont reportées dans les deux plans des contraintes effectives (carrés, Fig. 3a et 3b). Des points d'état limite sont indiqués aussi (pentagones), qui ont été mesurés au moyen d'essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux. Une courbe d'état limite est représentée sous la forme d'une bande délimitée par deux courbes fermées. L'épaisseur de cette bande traduit la dispersion des mesures des coordonnées des seuils d'état limite et des résistances de la marne. Au second cycle, le chemin œdométrique sort du domaine pseudo-élastique de la marne au « nez » de cette courbe d'état limite.

Des résultats analogues ont été obtenus avec un essai K_0 P HP réalisés sur une argile très plastique de la région

parisienne (Serratrice, 2022). Les caractéristiques de l'essai sont indiquées dans le tableau 1 (ligne 3). Pendant la phase préliminaire de chargement, une tendance au gonflement se manifeste par une élévation importante des contraintes effectives pour aboutir à l'équilibre au point $\sigma'_a = 670$ kPa et $\sigma'_r = 910$ kPa, soit un rapport $\sigma'_r/\sigma'_a = 1,35$, avec un retour à une déformation nulle. Les deux cycles lents effectués ensuite à la vitesse $v = 0,5 \mu\text{m/min}$ montrent chacun des forts gonflements (-5 et -15%), des indices $C_s = 0,099$ et $C_c = 0,23$ (C_c/C_s vaut 2,1) et des chemins de contraintes de pentes $K_{\text{oc}} = 0,78$ et $K_{\text{od}} = 0,60$, révélant ainsi une très faible hystérésis.

Cet essai K_0 D HP et les deux précédents concernent des argiles très plastiques d'origines différentes, mais de compacités très voisines ($e_0 = 0,73$ à $0,76$). En termes de déformabilité et de compressibilité, les réponses observées sont analogues et produisent des propriétés voisines. Les chemins des contraintes effectives sont semblables, mais possèdent des propriétés différentes. Les écarts les plus grands entre ces données apparaissent pendant les phases préliminaires d'essai où le contrôle des déformations est effectué en appliquant les procédures en usage (mise en présence d'eau sous chargement en lien avec les contraintes en place ou contrôle du volume du sol). Dans ces trois exemples, ces écarts se manifestent par les rapports σ'_r/σ'_a ($0,47$, $2,5$ et $1,35$) qui traduisent un « taux d'extension » plus ou moins prononcé et qui influent sur la réponse des argiles au cours des cycles suivants. Ces écarts ne sont pas visibles avec les œdomètres standards. La mesure de la contrainte radiale à l'aide de l'œdomètre K_0 HP permet d'évaluer l'état des contraintes atteint à l'issue de la phase de préchargement, puis de suivre le chemin des contraintes au cours des cycles qui font suite.

3.2 Cas d'une marne compacte

Cet exemple concerne une marne de l'Oligocène prélevée à Marseille par carottage à 36 m de profondeur. La marne argileuse marron rouge est compacte et saturée ($e = 0,327$). Les courbes d'essai sont représentées sur la figure 4. L'essai commence par une phase de chargement rapide pour amener la

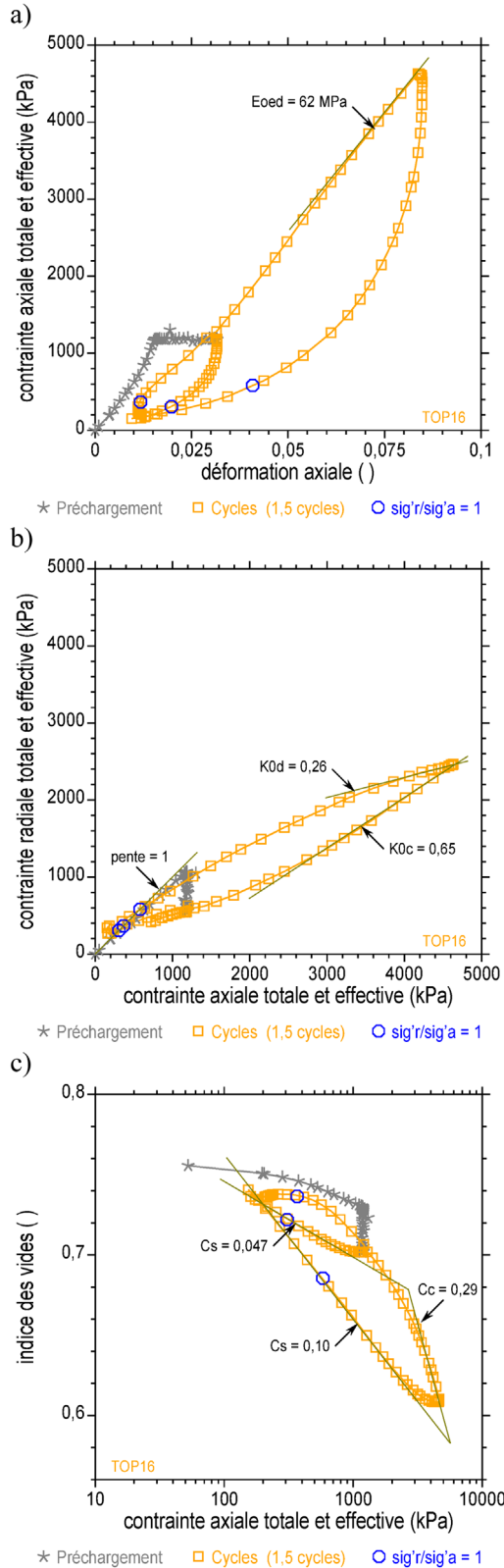


Fig. 1. Essai œdométrique K_0 DHP réalisé sur une marne verte. (a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, σ_a); (b) chemins des contraintes totales et effectives dans le plan (σ_a, σ_r); (c) courbes de compressibilité dans le plan ($\log(\sigma_a), e$).

Fig. 1. Oedometer tests K_0 DHP on a green marl.

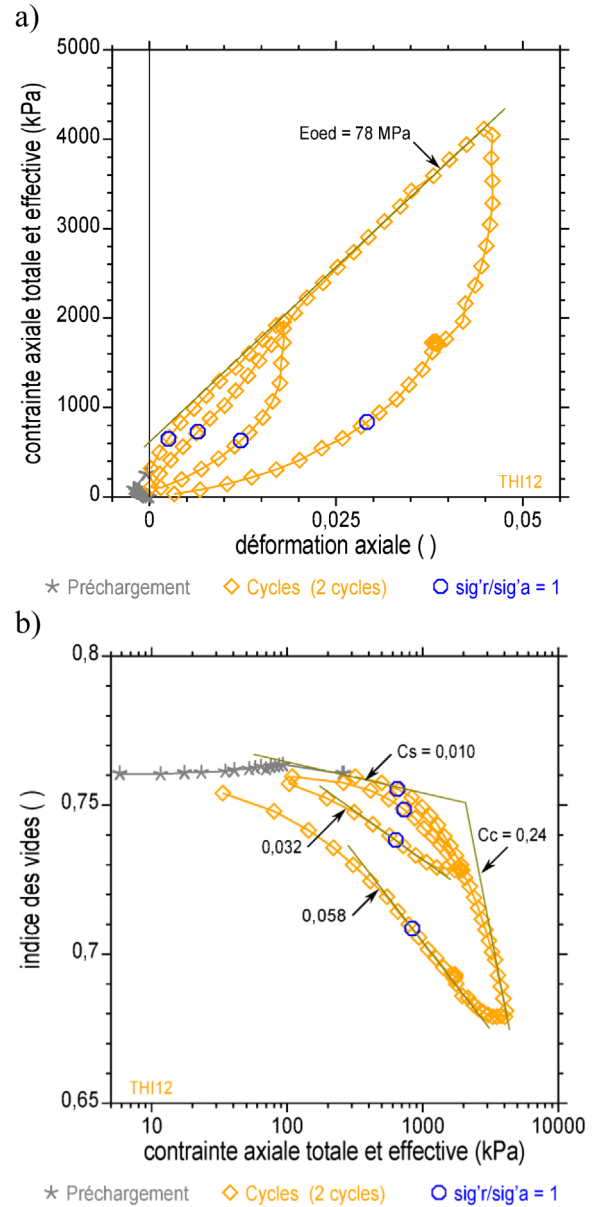


Fig. 2. Essai œdométrique K_0 DHP réalisé sur une marne verte litée. (a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, σ_a); (b) courbes de compressibilité dans le plan ($\log(\sigma_a), e$).

Fig. 2. Oedometer tests K_0 DHP on a green varved marl.

marne sous la contrainte verticale $\sigma_a = 506$ kPa où elle est mise en présence d'eau. Puis la charge est maintenue en paliers (durée 19 heures, croix grises). L'essai se poursuit par une première phase de déchargement suivie par deux cycles de chargement-déchargement à la vitesse $v = 2 \mu\text{m/min}$ jusqu'à la contrainte axiale maximale $\sigma'_{amax} = 4,84$ MPa (séquence : 506, 20, 2370, 330, 4840, 5 kPa, durée 235 heures).

L'équilibre final en fin de préchargement s'établit au point (506 kPa, 869 kPa) soit $\sigma'_r/\sigma'_a = 1,72$ ou $q = -363$ kPa. La première phase de déchargement produit un gonflement égal à $-2,2\%$ (Fig. 4a), qui se traduit par une pente $C_g = 0,042$ dans le plan ($\log(\sigma_a), e$) et qui peut être associé à ce fort état d'extension préalable (Fig. 4c). Le premier cycle ramène la

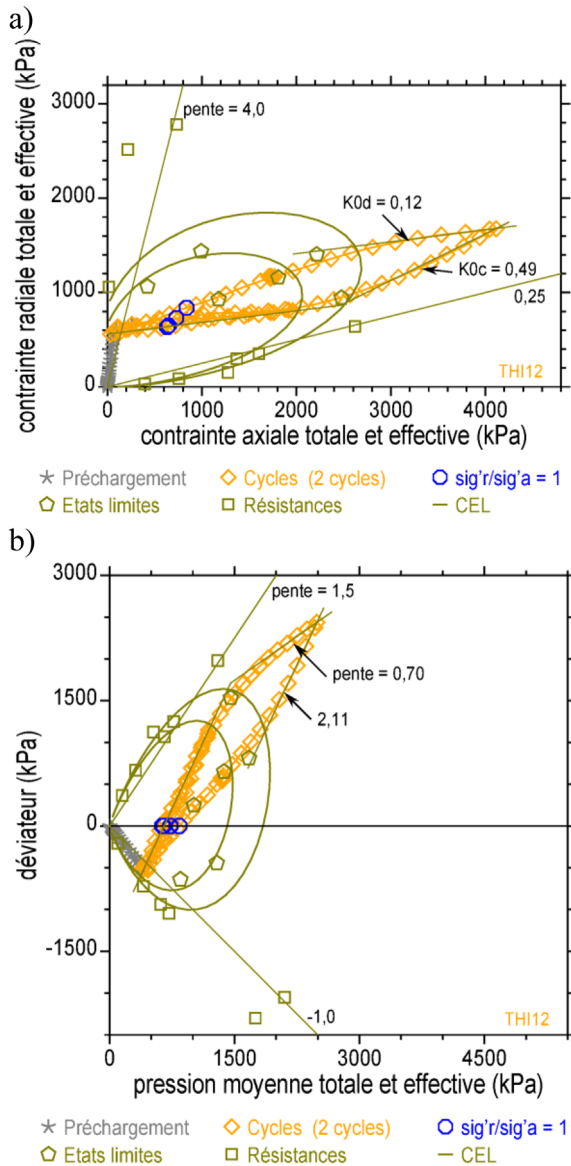


Fig. 3. Essai œdométrique K_0 DHP réalisé sur une marne verte litée (suite). (a) Chemins des contraintes totales et effectives dans le plan (σ_a, σ_r) ; (b) *idem* dans le plan (p, q) .

Fig. 3. Oedometer tests K_0 DHP on a green varved marl (suit).

marne à son état d'équilibre de préchargement. Les cycles suivants font apparaître des indices de gonflement croissants ($C_s = 0,014, 0,045, 0,061$). Un indice de compression $C_c = 0,139$ est indiqué qui ne représente la compressibilité de la marne que dans la plage des contraintes exercées. L'essai se termine avec un gonflement égal à $-6,2\%$ sous le poids du piston (5 kPa). Comme les courbes contrainte-déformation, le chemin des contraintes effectives est fermé et présente une faible hystérèse (Fig. 4b). Il passe par un fort état d'extension et se termine à l'origine du plan des contraintes effectives.

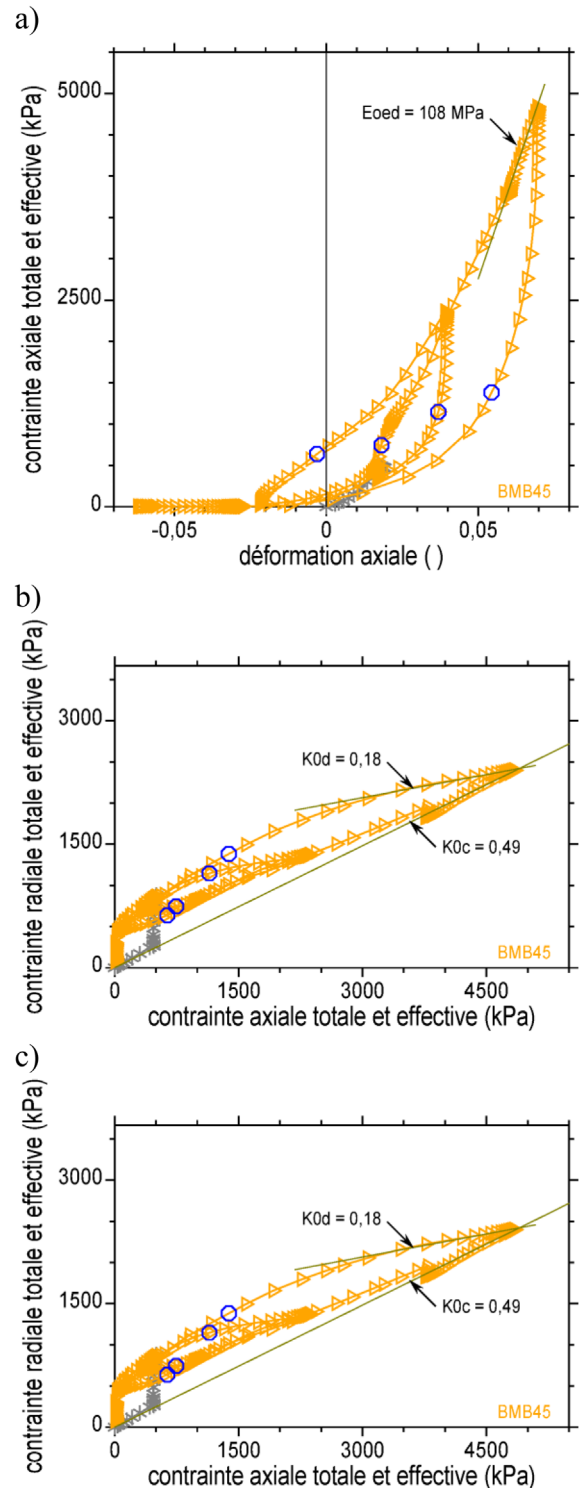


Fig. 4. Essai œdométrique K_0 DHP réalisé sur une marne compacte. (a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, σ_a) ; (b) chemins des contraintes totales et effectives dans le plan (σ_a, σ_r) ; (c) courbes de compressibilité dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$.

Fig. 4. Oedometer tests K_0 DHP on a compact marl.

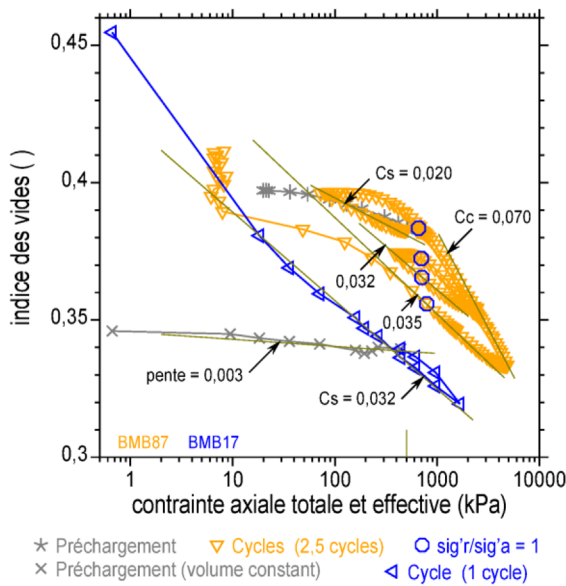


Fig. 5. Essai œdométrique K_0 DHP réalisé sur une marne compacte. Courbes de compressibilité dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$.

Fig. 5. Oedometer tests K_0 DHP on a compact marl.

Ce gonflement initial ($C_g = 0,042$) n'est pas confirmé par un autre essai K_0 DHP réalisé dans un échantillon contigu du précédent (même sondage carotté). L'éprouvette est soumise à un protocole de chargement identique. La courbe de compressibilité est reportée sur la figure 5 (courbe orange). La marne est moins compacte que dans l'exemple précédent ($e = 0,397$), mais elle est moins compressible. Après la phase de préchargement, le déchargement initial ramène la déformation initiale à zéro en suivant la pente $C_s = 0,020$. Les cycles suivants font apparaître des indices de gonflement croissants ($C_s = 0,032, 0,035$), en rapport avec les indices de compression C_c (0,070 contre 0,139, dans la plage des contraintes parcourue ici). L'équilibre des contraintes en fin de préchargement s'établit au point (507 kPa, 630 kPa), soit $\sigma'_r/\sigma'_a = 1,24$. Ensuite, le chemin des contraintes est analogue au précédent et présente des caractéristiques identiques (Fig. 4b).

Un troisième essai a été effectué à partir de cet échantillon carotté. La courbe de compressibilité est indiquée sur la figure 5 (courbe bleue). Le chargement est effectué à volume constant dans un œdomètre standard, après la mise en présence d'eau de la marne sous le poids du piston. Le contrôle est manuel (figurés gris, durée 3 heures). Un léger tassement s'observe en moyenne (pente = 0,003). Cela suggère qu'un essai conduit à l'indice des vides initial du sol ne compense pas la compression liée au chargement, si bien qu'un tel essai autorise un léger gonflement. Mais comme ici, il est difficile de prévoir cette compression à l'avance. Le chargement rapide est mené jusqu'à la charge $\sigma_a = 440$ kPa. Le palier suivant sous $\sigma_a = 616$ kPa produit un tassement supplémentaire de 0,2 % (durée 330 heures). Aussi, la pression de gonflement est estimée à $\sigma'_a = 500$ kPa.

L'essai se poursuit par un cycle de chargement–déchargement par paliers successifs ($\sigma'_{a\max} = 1670$ kPa, durée 3200 heures). L'indice de gonflement mesuré est égal à $C_s = 0,020$, identique à celui de l'essai K_0 DHP pour le même niveau de chargement.

La comparaison des trois essais réalisés sur cet échantillon carotté montre que les déformations de gonflement rapportées en indice des vides sont du même ordre de grandeur que la dispersion des états initiaux de la marne (entre 0,2 et 0,4, Fig. 4c et 5). Souvent cette dispersion va de pair avec celle des propriétés physiques et minéralogiques des terrains, ce qui gêne l'interprétation des essais. Il apparaît néanmoins une bonne cohérence entre les indices de gonflement rapportés aux indices de compression, pendant les cycles conduits à haute pression. Par contre, des rapports des contraintes σ'_r/σ'_a différents s'observent en fin de phase préliminaire (1,72 et 1,24). Ces états de contraintes d'extension plus ou moins prononcés pourraient expliquer ces réponses différentes pendant la première phase de déchargement.

3.3 Exemple d'un essai de gonflement en parallèle

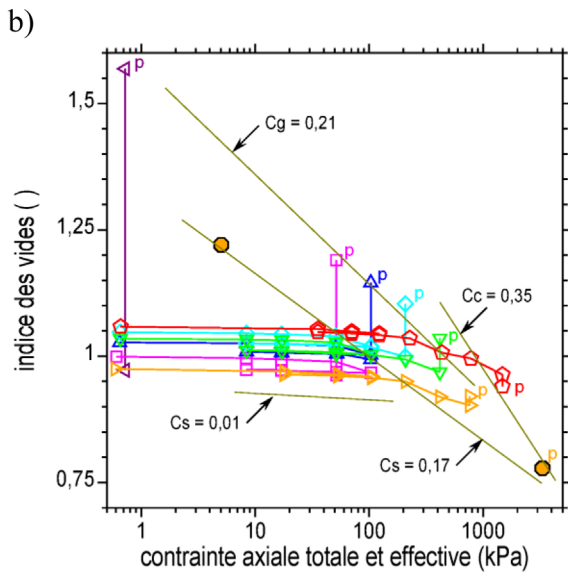
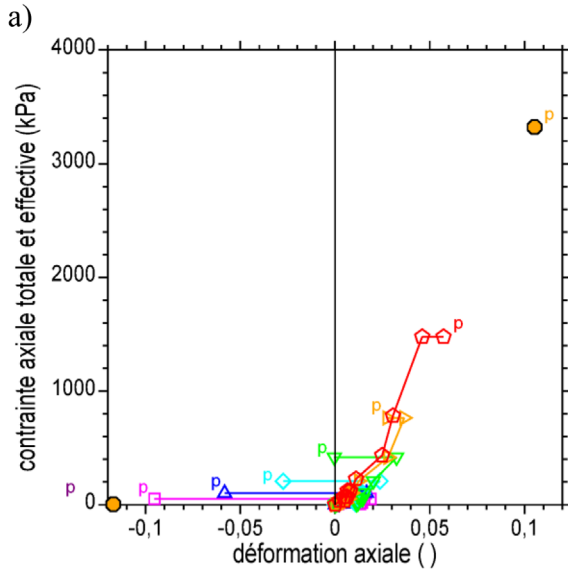
Les graphiques de la figure 6 montrent les réponses enregistrées pendant des essais de gonflement en parallèle réalisés sur une argile très plastique prélevée par carottage vers 21 m de profondeur. Sept éprouvettes sont testées dans des cellules œdométriques standards placées sur des bâtis indépendants. Un cycle de chargement–déchargement–rechargement est effectué en 24 heures sur les éprouvettes dans leur état naturel pour aboutir à des contraintes axiales distribuées en série géométriques entre 52 et 1478 kPa. Ces contraintes engendrent des tassements. L'indice de gonflement identifié sur ces boucles entre 10 et 200 kPa vaut $C_s = 0,01$ (cette pente est indiquée par un segment décalé vers le bas par rapport aux courbes pour la clarté du graphique). Une éprouvette supplémentaire est testée sous 1 kPa (gonflement libre).

Après ce chargement préliminaire, les éprouvettes sont mises en présence d'eau pour une durée de 600 à 700 heures. Sauf la plus chargée qui tasse légèrement, les éprouvettes gonflent. Les figures 6a et 6b montrent les déformations ou l'indice des vides en fonction des contraintes en échelles linéaires ou semi-logarithmiques. Les déformations de gonflement sont représentées par des segments notés « p ». Leur longueur dépend de la charge appliquée. Le gonflement atteint 30 % sous 1 kPa (hors échelle sur la Fig. 6a).

La dispersion des indices des vides initiaux constitue un inconvénient pour exploiter les essais en parallèle (Fig. 6b). Il est donc préférable d'interpréter ces essais en termes de déformation axiale, les gonflements étant rapportés ainsi à la même origine au début de l'essai. L'amplitude du gonflement diminue avec l'accroissement de la charge axiale. Une relation linéaire semi-logarithmique est admise pour représenter ces variations, telle que la loi de Grob (1972), proposée à l'origine pour interpréter les essais de gonflement par paliers successifs. Une expression de cette loi empirique donnant le gonflement en fin de palier s'écrit :

$$a = C_g \log(\sigma'_a/\sigma'_{ag}) \quad \sigma'_a < \sigma'_{ag}, \quad (1)$$

dont les paramètres C_g^* et σ'_{ag} sont à identifier sur les courbes expérimentales exprimées en déformation axiale du plan $(\log(\sigma'_a), \varepsilon_a)$. Une expression analogue est admise pour décrire les variations de la déformation axiale sous chacune des charges pendant les essais de gonflement en parallèle dans le



Essais en parallèle : $\triangleleft$ CAI08 1 kPa ∇ CAI01 417 kPa
 $\square$ CAI04 51 kPa $\triangleright$ CAI06 765 kPa
 $\triangle$ CAI03 103 kPa $\diamond$ CAI02 208 kPa
 $\circ$ CAI05 1478 kPa
 Essai Ko P HP : $\bullet$ CAI07 Fin des paliers

Fig. 6. Essais œdométriques en parallèle et K_0 P HP réalisés sur une argile très plastique. (a) Paliers de gonflement dans le plan (ϵ_a, σ_a) ; (b) paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$.

Fig. 6. Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 P HP test on a high plastic clay.

plan $(\log(\sigma'_a), \Delta\epsilon_a)$ (c'est à dire les longueurs des segments «p», les gonflements $\Delta\epsilon_a$ étant rapportés à la même origine au début de la mise en présence d'eau) :

$$\Delta\epsilon_a = K_g \log(\sigma'_a / \sigma'_{ag}) \quad \sigma'_a < \sigma'_{ag}, \quad (2)$$

comme le préconise la norme XP P94-091 « Essai de gonflement à l'œdomètre – Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes » (Afnor, 1995). Un

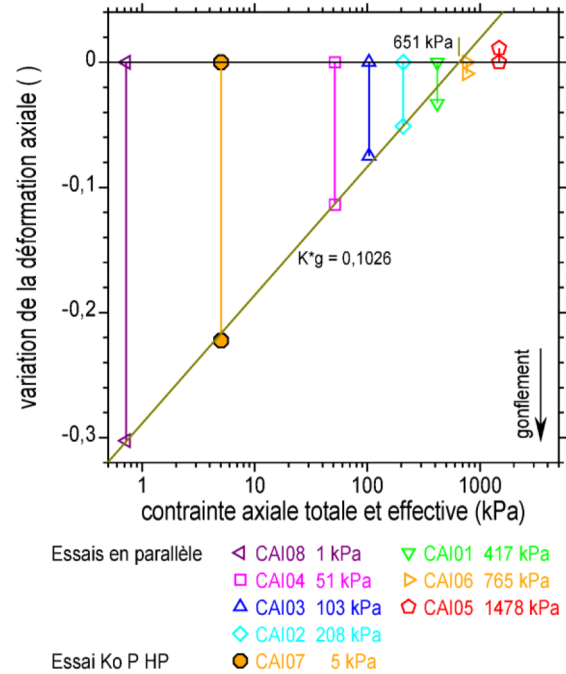


Fig. 7. Essais œdométriques en parallèle et K_0 P HP réalisés sur une argile très plastique. Paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma'_a), \Delta\epsilon)$. **Fig. 7.** Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 P HP test on a high plastic clay.

lien s'établit entre ces deux expressions, s'il est admis de mesurer l'indice de gonflement C_s^* sur les cycles de chargement-déchargement préliminaires. Dans ce cas $K_g^* = C_s^* - C_s$, ce qui rend possible une interprétation commune des essais par paliers successifs et des essais en parallèle disposant de cycles préliminaires. Quand les courbes d'essais sont reportées en indice des vides, les paramètres C_s^* , C_g^* et K_g^* ont pour homologues les paramètres C_s , C_g et K_g ($C = (1 + e_0) C^*$). Dans les deux expressions, σ'_{ag} est une pression de gonflement. Généralement, cette mesure dépend de la procédure d'essai. L'interprétation de l'essai en termes de variations de la déformation axiale est donnée sur la figure 7 dans le plan $(\log(\sigma'_a), \Delta\epsilon_a)$. Elle aboutit à $K_g^* = 0,1026$ et $\sigma'_{ag} = 651$ kPa. Souvent, comme dans cet exemple, les amplitudes $\Delta\epsilon_a$ s'infléchissent progressivement vers la droite d'ordonnée nulle ($\Delta\epsilon_a = 0$) en approchant de la pression σ'_{ag} . Des petits gonflements s'observent encore pour les charges immédiatement supérieures à σ'_{ag} . Puis, à haute pression, le gonflement est nul ou cède la place à des petits tassements. Cela introduit une incertitude quant à l'identification de K_g^* et de σ'_{ag} . Cette incertitude est accentuée par la représentation des données en échelles semi-logarithmiques, d'autant que, en pratique, le nombre de points disponibles est limité à quatre. L'indice $K_g = 0,20$ est déduit de l'indice K_g^* et, avec $C_s = 0,01$, $C_g = 0,21$. Cette pente est indiquée sur la figure 6b par une droite qui traduit en moyenne les gonflements en termes d'indices des vides.

L'essai en parallèle est complété par un essai œdométrique K_0 à haute pression, qui alterne des phases de chargement continu et des paliers (éprouvette CAI07, Fig. 8). Un palier de préchargement d'une durée de 5 heures est effectué qui aboutit

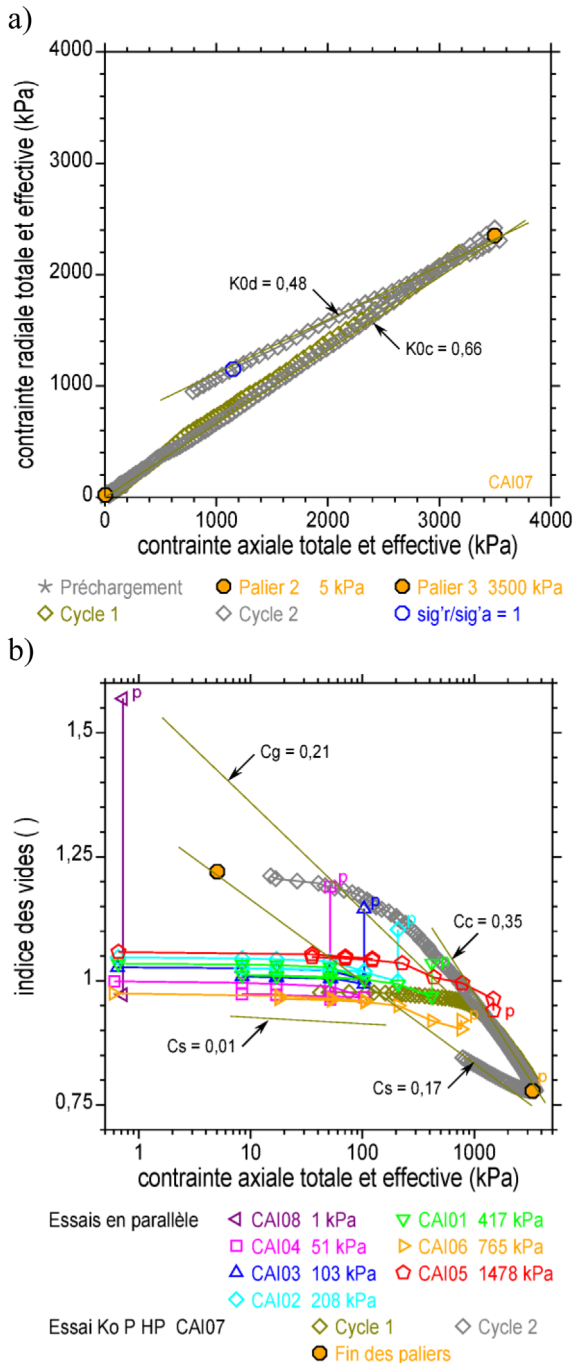


Fig. 8. Essais œdométriques en parallèle et K_0 DHP réalisés sur une argile très plastique. (a) Chemins des contraintes totales et effectives dans le plan (σ_a, σ_r) ; (b) paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$.

Fig. 8. Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 P HP test on a high plastic clay.

à l'équilibre à la pression $\sigma'_a = 42$ kPa ($e_0 = 0,98$). Puis, pendant une première phase de chargement continu drainé qui fait suite (losanges beiges), une pression de préconsolidation de l'ordre de $\sigma'_{ap} = 1000$ kPa s'observe sur la courbes $(\log(\sigma'_a), e)$, suivie par une phase de très forte compressibilité avec $C_c = 0,35$ avant d'atteindre la contrainte axiale maximale

$\sigma'_a = 3320$ kPa qui est maintenue en palier, sans réaction de tassement ni de gonflement. Puis le déchargement est effectué en un seul palier sous la charge $\sigma'_a = 5$ kPa, c'est-à-dire un palier de gonflement libre. Ces deux paliers sont indiqués par des ronds de couleur orange.

Après gonflement sous 5 kPa ($-11,7\%$, $e = 1,22$), un second cycle continu de chargement-déchargement drainé est entrepris alors, sans aboutir à un déchargement complet (losange gris, durée totale de l'essai 510 heures). Au début du rechargement, la compressibilité de l'argile a été augmentée du fait du gonflement qui a précédé. Toutefois, au-delà de 1000 kPa, le chargement à haute pression ramène la réponse de l'argile sur sa courbe initiale, avec une compressibilité identique. Le déchargement se traduit par un indice de gonflement très fort $C_s = 0,17$ ($C_c/C_s \approx 2$).

Le graphique de la figure 8b compare les essais en parallèle avec l'essai K_0 DHP. Les deux cycles de chargement continu enveloppent les segments de gonflement en parallèle. Le gonflement modifie la compressibilité de l'argile sous les charges inférieures à σ'_{ap} , mais ne modifie pas la courbe de compression vierge. À l'image des coefficients C_c et C_s , le chemin des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) de chargement et de déchargement présentent aussi des pentes fortes égales à $K_{0nc} = 0,66$ et $K_{0d} = 0,48$ et s'avèrent relativement proches. Ils traduisant ainsi une très faible hystérésis (Fig. 8a) comme l'ont montré les exemples précédents portant sur des argiles très plastiques.

Les caractéristiques issues de l'interprétation des essais en parallèle (Fig. 6b et 7) sont reportées sur la figure 8b. L'indice $C_s = 0,01$ décrit le gonflement de l'argile pendant les cycles de chargement à basse pression. L'indice $C_s = 0,17$ décrit le gonflement de l'argile après une incursion à 3320 kPa. Il s'inscrit ainsi dans la relation qui le lie avec σ'_{amax} et qui traduit l'accroissement du taux de déformation avec l'écroutissage de l'argile. De leur côté, les éprouvettes testées en parallèle produisent des gonflements plus grands, sans avoir été chargées au-delà de σ'_{ap} (excepté l'éprouvette chargée au-delà, qui tasse, en rouge sur les graphiques). Ces déformations sont attribuées au gonflement par déstructuration de l'argile. Elles sont à caractériser par l'indice C_g (identifié à partir de K_g^* puis K_g et C_s) et σ'_{ag} .

3.4 Exemples d'essais en parallèle et K_0 PHP

Les essais K_0 présentés dans la suite ont été réalisés par paliers successifs (essais K_0 PHP) en accompagnement d'essais de gonflement en parallèle réalisés avec des œdomètres standards. Ainsi par exemple, les résultats reportés sur les graphiques de la figure 9 ont été obtenus avec trois essais standards et un essai K_0 PHP. Ils concernent une argile beige jaunâtre carottée en sondage. Les chargements de l'argile en phase préliminaire sont effectués par paliers en deux à trois heures pour aboutir aux trois charges visées (30, 209 et 643 kPa, courbes en couleurs de la Fig. 9a). L'argile est mise en présence d'eau à ce stade, pour une durée de plusieurs centaines d'heures. Le gonflement progresse le long des segments notés «p» sur les graphiques.

L'éprouvette K_0 (TVE14) est chargée en six minutes à l'aide d'une presse triaxiale. Puis elle est maintenue en palier sous 1910 kPa pendant 118 heures et elle tasse (croix grise). La mise en présence d'eau de l'argile ne produit pas de déformation. L'essai se poursuit par quatre paliers successifs

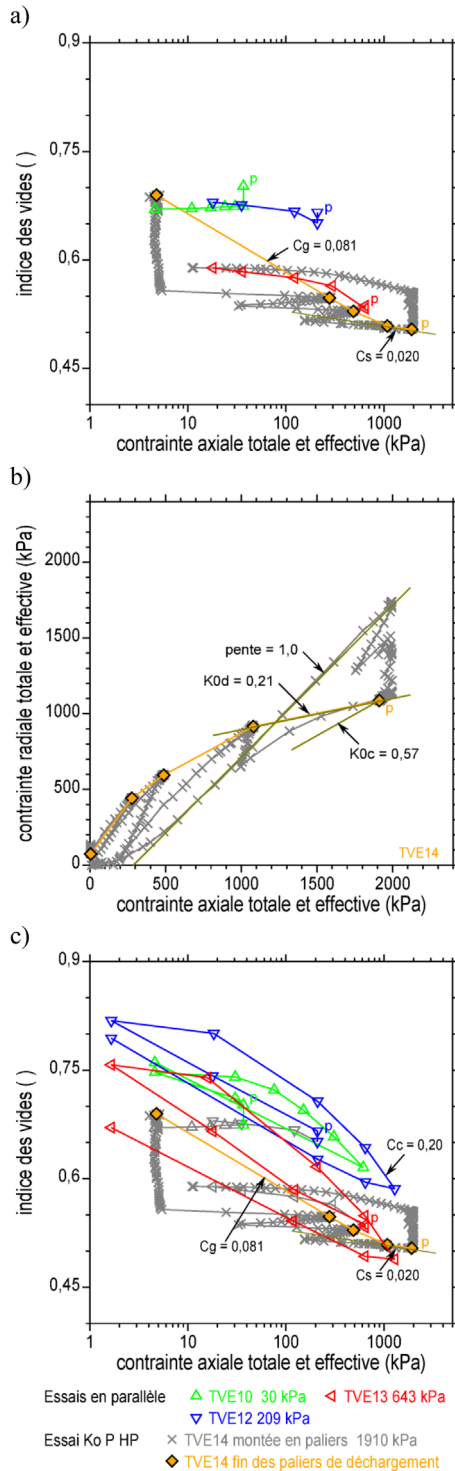


Fig. 9. Essais œdométriques en parallèle et K_0 P HP réalisés sur une argile. (a) Paliers de gonflement dans le plan ($\log(\sigma_a)$, e); (b) chemins des contraintes totales et effectives dans le plan (σ_a , σ_r); (c) paliers de gonflement dans le plan ($\log(\sigma_a)$, e) avec cycles post-gonflement.

Fig. 9. Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 P HP test on a clay.

décroissants (1080, 490, 280 et 5 kPa). Les losanges orange marquent la fin de ces paliers (durée 430 heures). Le gonflement est faible au début du déchargement ($C_s = 0,020$), en accord avec les courbes de préchargement. Puis il croît ensuite progressivement, en accord avec les gonflements pendant les paliers «p» standards ($C_g = 0,081$).

Les enregistrements complets des données montrent aussi la transition des mesures au passage d'un palier à un autre (croix grise). La charge axiale est diminuée grâce au mouvement de la presse, qui est bloqué ensuite, sauf sous le poids du piston (5 kPa). Après chaque saut, le gonflement de l'argile produit un accroissement progressif de la contrainte axiale totale et de la contrainte radiale totale jusqu'à atteindre l'équilibre en fin de palier, en contraintes effectives.

Le chemin des contraintes suivi pendant cet essai K_0 est reporté sur la [figure 9b](#). Le premier chargement rapide s'effectue le long d'une droite de pente unité et d'ordonnée à l'origine égale à -285 kPa, après un raccordement progressif depuis l'origine (croix grises). Ce dernier peut être attribué à l'effacement des pressions interstitielles négatives et au défaut de contact de l'éprouvette avec la bague œdométrique. La pente unité traduit une réponse isotrope non drainée déjà évoquée dans les exemples précédents ($\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_a$). Quand la charge visée est atteinte, elle est maintenue manuellement (1910 kPa). La relaxation produite par la consolidation de l'argile nécessite des ajustements successifs. Par la suite, les courbes grises représentent les états transitoires entre les paliers de déchargement. Les états finals à l'équilibre sont portés par un chemin des contraintes typique des déchargements œdométriques drainés (losanges). Les paramètres $K_{0c} = 0,57$ et $K_{0d} = 0,21$ sont identifiés sur la courbe. Les trois derniers paliers se situent en extension ($\sigma'_a < \sigma'_r$).

Le suivi détaillé des mesures d'un palier à l'autre montre que les chemins s'infléchissent en décroissant dans une direction de pente unité, à l'opposé du chemin du premier chargement (croix grises). Puis ils croissent progressivement pour atteindre le nouvel équilibre drainé. Ces mesures font apparaître les fortes variations des contraintes totales qui sont générées au passage d'un palier à un autre.

Les essais standards ont été prolongés par des cycles de déchargement–rechargement–déchargement par paliers (courbes en couleurs de la [figure 9c](#), durée 1800 heures). Au cours des cycles, les déchargements constituent des séquences de paliers successifs décroissants le long desquelles les indices de gonflement C_s sont de l'ordre de grandeur de l'indice de gonflement C_g mesuré à partir des hautes pressions (0,081). En rechargement, l'indice de compression $C_c = 0,20$ indiqué sur le graphique décrit la compressibilité d'une argile molle. Ces nouvelles propriétés traduisent une transformation du comportement mécanique de l'argile après gonflement. Les boucles de compressibilité très amples sont sans comparaison avec la réponse de l'argile dans son état initial.

Un exemple comparable au précédent est présenté sur la [figure 10](#). Les essais portent sur une marne compacte qui a été prélevée par blocs en tunnel. L'essai K_0 P HP est associé à quatre essais standards. Pour ces derniers, un cycle préliminaire de

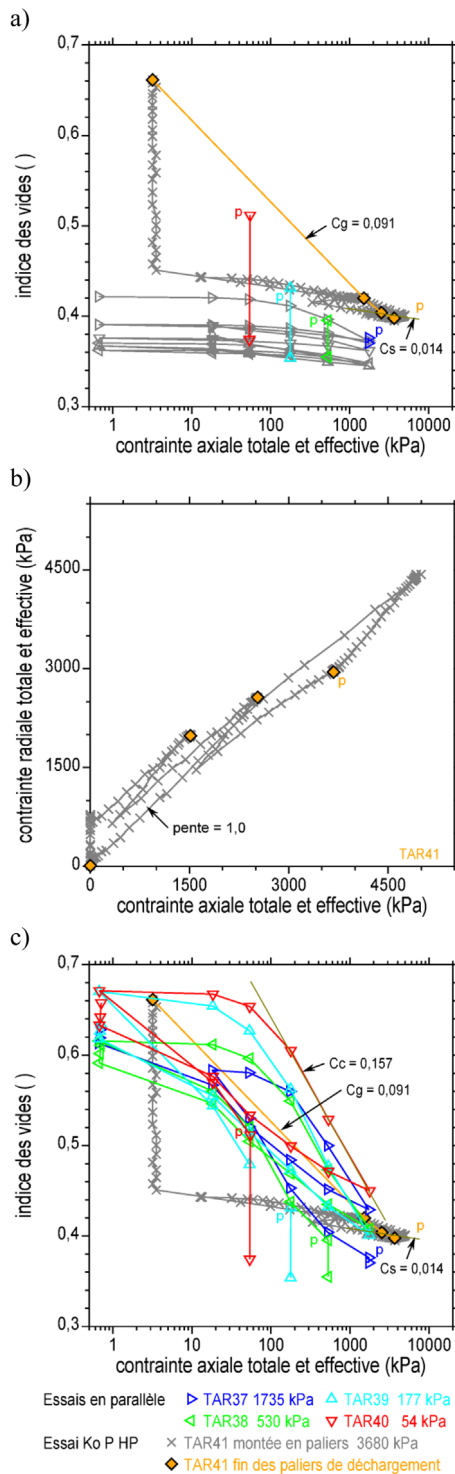


Fig. 10. Essais œdométriques en parallèle et K_0 PHP réalisés sur une marne grise. (a) Paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$; (b) chemins des contraintes totales et effectives dans le plan (σ_a, σ_r) ; (c) paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$ avec cycles post-gonflement.

Fig. 10. Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 PHP test on a grey marl.

chargement est effectué en une demi-heure pour aboutir aux charges visées qui sont comprises entre 54 et 3680 kPa (figurés gris, Fig. 10a). Les éprouvettes sont mises en présence d'eau alors. Le gonflement est représenté par les segments notés «p» (en couleur).

Le chargement de l'essai K_0 est effectué à la presse en quatre heures jusqu'à la contrainte $\sigma_a = 5$ MPa où l'éprouvette est mise en présence d'eau. Un tassement de 0,3 % produit la relaxation des contraintes jusqu'à l'équilibre qui est atteint au bout de 69 heures (losange orange noté «p»). L'essai se poursuit par des paliers de déchargement successifs. Les mesures transitoires sont représentées par des croix grises et la fin des paliers par des losanges. Le gonflement est faible au début du déchargement ($C_s = 0,014$), puis s'accroît en dessous de 2 MPa et s'accorde aux gonflements mesurés pendant les paliers parallèles ($C_g = 0,091$). Dans le plan des contraintes, le chargement rapide est quasi isotrope (proche de la bissectrice, Fig. 10b). Les contraintes en fin de paliers décrivent une courbe de déchargement œdométrique. Le gonflement libre aboutit à l'annulation de la contrainte radiale. Contrairement à l'exemple précédent, le chargement initial n'a pas été poussé assez loin pour permettre d'évaluer K_{0c} et K_{0d} .

Les cycles de déchargement–rechargement–déchargement réalisés ensuite dans les œdomètres standards révèlent à nouveau l'évolution de la marne après gonflement (en couleur sur la Fig. 10c, durée des essais 3900 heures). Les indices de gonflement C_s qui s'observe sur les paliers successifs décroissants s'avèrent de l'ordre de grandeur de C_g (0,091). Dotée d'un module de Young de plusieurs gigapascals dans son état naturel, la marne se retrouve avec un indice de compressibilité $C_c = 0,157$ après gonflement, c'est à dire un taux de compressibilité typique de celui d'une argile. Les sols se transforment sous l'action du gonflement (Serratrice et Soyez, 1996).

Un programme similaire a été réalisé sur une marne compacte prélevée en galerie par carottage. Le programme comprend quatre essais à basse pression et un essai K_0 PHP. Les courbes enregistrées pendant ces essais en parallèle sont représentées sur la figure 11. L'éprouvette PEU37 possède un indice des vides plus grand que les autres. Les éprouvettes sont mises en présence d'eau au début des paliers notés «p» sous les charges indiquées dans la légende. Puis les essais sont prolongés par des paliers successifs décroissants (durée 2350 heures). Les réponses sont dispersées (Fig. 11a). Les deux éprouvettes les plus chargées gonflent (PEU41 et PEU37) avec un indice de gonflement $C_g = 0,027$. Les trois paliers «p» des éprouvettes les moins chargées produisent des gonflements plus petits (PEU38, PEU39 et PEU40, $C_g = 0,020$, non reporté sur le graphique). Par contre, les paliers de gonflement successifs décroissants montrent des gonflements plus réduits ($C_g = 0,009$). Ces faibles déformations suggèrent que ces trois éprouvettes restent stables en extension, contrairement aux deux éprouvettes les plus chargées (qui ont été mises en présence d'eau sous $\sigma'_a > 1,5$ MPa). L'interprétation de ces essais en variations de la déformation aboutit à $K^*_g = 0,014$ et $\sigma'_{ag} = 720$ kPa, soit $K_g = 0,016$ ($e_0 = 0,17$).

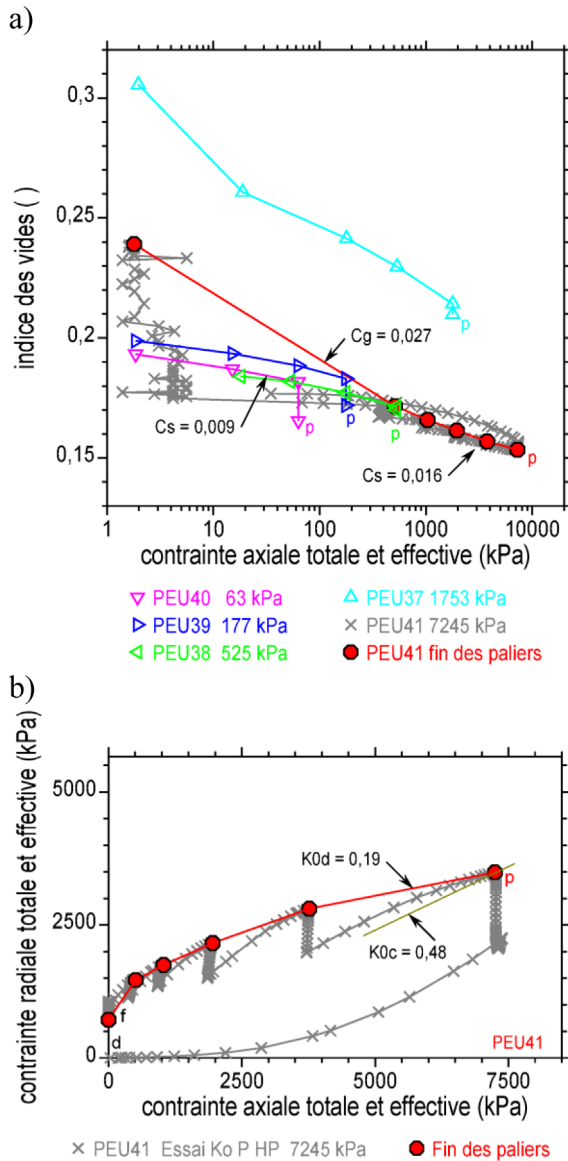


Fig. 11. Essais œdométriques en parallèle et K_0 P HP réalisés sur une marne noire. (a) Paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$; (b) chemins des contraintes totales et effectives dans le plan (σ_a, σ_r) . **Fig. 11.** Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 P HP test on a black marl.

Dans le plan (σ_a, σ_r) de la figure 11b, le chemin des contraintes de chargement rapide développe une large courbure avant d'atteindre la charge visée (7245 kPa). Cette courbure est imputable à la présence de pressions interstitielles négatives, mais surtout au défaut de contact entre l'éprouvette et la bague capteur. Ainsi la réponse mesurée après la mise en présence d'eau sous-estime vraisemblablement la contrainte radiale finale $\sigma'_r = 3480$ kPa (soit $\sigma'_r/\sigma'_a = 0,48$, extrémité du segment «p»), comme les pentes $K_{0c} = 0,48$ et $K_{0d} = 0,19$ indiquées sur le graphique. La courbe de déchargement par paliers successifs qui fait suite prend néanmoins l'allure typique d'un chemin de déchargement œdométrique et aboutit à un fort état de contraintes en extension (point f, $\sigma'_a = 5$ kPa, $\sigma'_r = 718$ kPa). Le gonflement axial dépasse -5% alors. Cet

exemple montre que l'hétérogénéité du terrain associée à des problèmes expérimentaux rendent difficiles l'interprétation des essais de gonflement en parallèle.

3.5 Gonflement et rupture en extension

Les deux séries d'essais suivantes ont été réalisées sur des marnes indurées du Callovo-Oxfordien («Terres Noires», Hautes Alpes). Chacun, ces deux essais parallèles associent trois éprouvettes standards et une éprouvette K_0 P HP. La figure 12a montre la fin des paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$. Après la réalisation de cycles préliminaires de chargement déchargement, non représentés ici, la marne est mise en présence d'eau aux points «p». Les charges appliquées sont indiquées dans la légende pour chacune des quatre éprouvettes des deux essais (orange et bleu). Les paliers de gonflement en parallèle sont prolongés par des paliers de déchargement successifs. L'œdomètre K_0 HP est utilisé pour appliquer les charges les plus fortes (1970 et 7380 kPa, figurés pleins). La marne ne gonfle pas sous ces deux charges. Par contre, elle gonfle sous les paliers de déchargements suivants, avec un indice $C_g = 0,023$ pointé pour l'éprouvette GSI472 (figurés pleins).

Pour la plupart, les gonflements enregistrés pendant les paliers de mise en présence d'eau «p» des œdomètres standards s'accordent à ces taux de gonflements. Par contre, plusieurs indices de gonflement indiqués par les paliers successifs décroissants sont plus de quatre fois plus petits (l'un d'eux est pointé sur le graphique $C_g = 0,006$, éprouvette GSI469). Comme dans l'exemple précédent, les réponses sont désordonnées.

La figure 12b montre le plan des contraintes effectives (p, q) où sont reportés les chemins des contraintes enregistrés en fin de paliers pendant les deux essais K_0 P HP. Ce plan montre aussi les résistances de la marne mesurées en compression triaxiale à haute pression (pentagones rouges). Ces résistances sont très dispersées. Plusieurs enveloppes de rupture courbes sont proposées pour décrire ces résistances au cisaillement. Par extrapolation, ces enveloppes sont reportées en extension.

La mise en présence d'eau sous 1970 kPa amène la marne dans un fort état d'extension ($q = -5$ MPa, éprouvette GSI287, carrés oranges), avec un gonflement quasi nul. Ensuite, les deux paliers de déchargement aboutissent à un léger pic puis une forte réduction du déviateur, avec un gonflement final de près de $-4,5\%$. Le gonflement sous 7380 kPa ne produit pas un état d'extension ($q = 3$ MPa, éprouvette GSI472, losanges bleus) avec un gonflement quasi-nul. Pendant les paliers de déchargement, le déviateur passe par un pic en extension, puis diminue, accompagné par un gonflement final égal à $-3,2\%$. Après les pics, les deux états de contraintes résiduels se situent sur la droite de pente $-3/2$. Les deux pics se situent dans le faisceau des résistances de la marne en extension.

Une interprétation des essais considère que les chargements à haute pression sont à l'origine des gonflements et de ces deux ruptures en extension, au même titre que les gonflements provoqués par les cycles continus drainés menés à haute pression dans d'autres exemples (essais K_0 D HP). Il est vraisemblable que les essais standards en parallèle réalisés à basse pression ont produit des états d'extension pendant le

a)

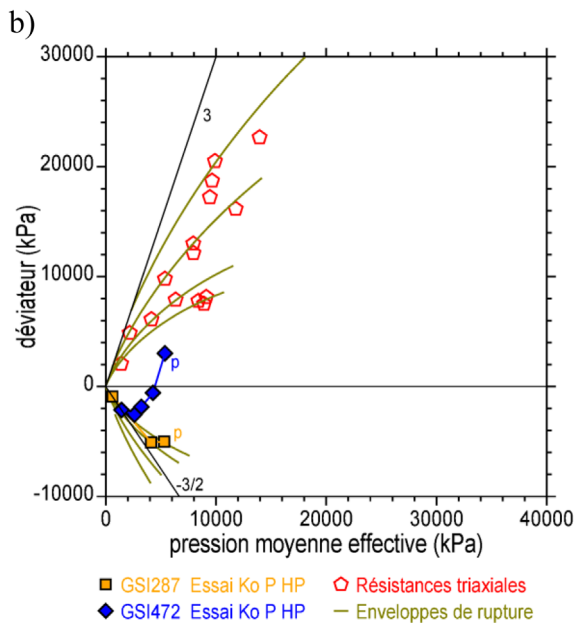
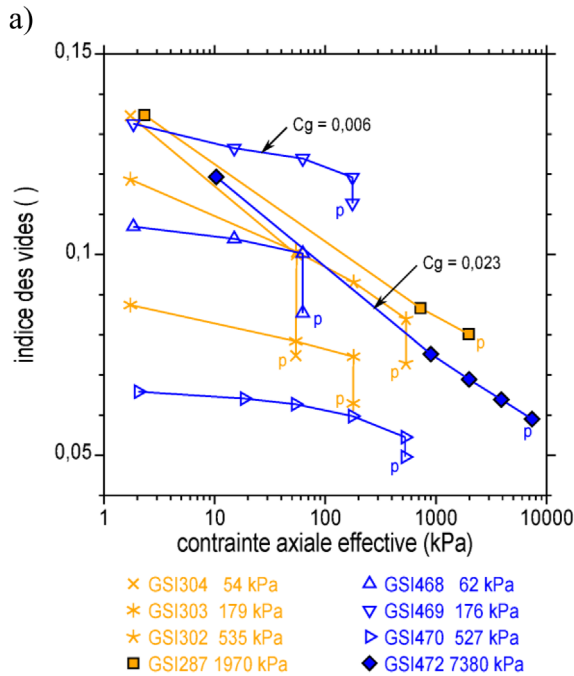


Fig. 12. Essais œdométriques en parallèle et K_0 P HP réalisés sur une marne noire. (a) Paliers de gonflement dans le plan ($\log(\sigma_a), e$); (b) chemins des contraintes effectives dans le plan (p, q).

Fig. 12. Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 P HP test on a black marl.

gonflement. Mais, sans incursion préalable à haute pression, le gonflement est resté limité.

Le report des données dans le plan ($\log(\sigma_a), e$) de la figure 12a ne permet pas d'exploiter ces deux essais en parallèle. Rapportées en variations de la déformation axiale, il vient : $K_g^* = 0,015$, $\sigma'_{ag} = 1930$ kPa pour le premier et $K_g^* = 0,010$, $\sigma'_{ag} = 1620$ kPa pour le second.

Les essais suivants ont été réalisés avec l'œdomètre K_0 HP sur cinq éprouvettes issues de différents échantillons carottés dans des molasses argileuses, gréseuses et plus ou moins

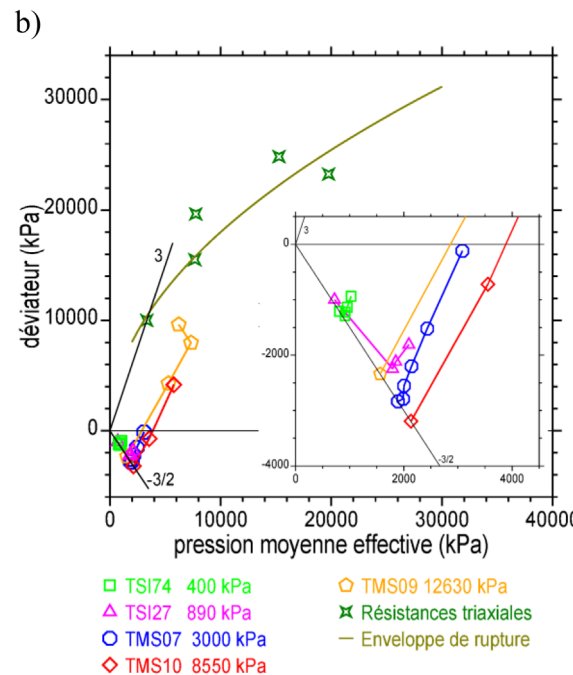
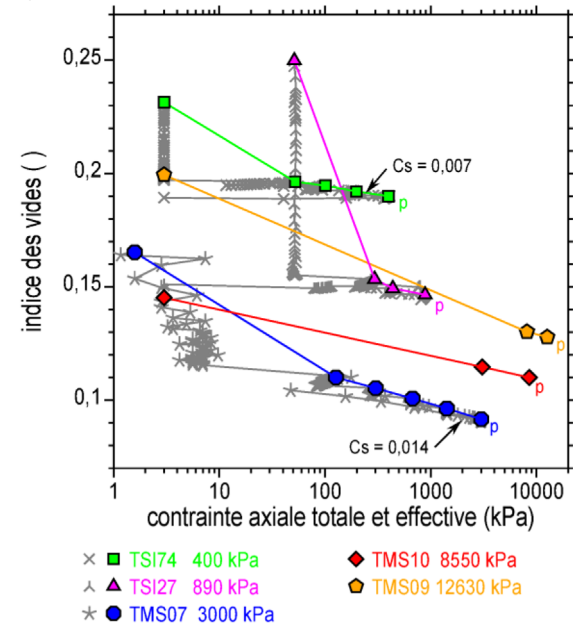


Fig. 13. Essais œdométriques en parallèle et K_0 P HP réalisés sur une marne verdâtre. (a) Paliers de gonflement dans le plan ($\log(\sigma_a), e$); (b) chemins des contraintes effectives dans le plan (p, q).

Fig. 13. Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 P HP test on a greenish marl.

indurées. Les éprouvettes sont chargées sous différentes contraintes axiales comprises entre 0,4 et 12,6 MPa. La figure 13a montre les courbes de compressibilité enregistrées en distinguant les mesures transitoires représentées en contraintes totales pour trois éprouvettes (croix grises) et les mesures en contraintes effectives obtenues en fin de paliers pour les cinq éprouvettes (figurés en couleur). Des courbes de cette allure sont données par Steiner (1993). Les éprouvettes sont mises en présence d'eau au palier noté « p » (les contraintes appliquées sont indiquées dans la légende). Puis

elles sont déchargées par paliers successifs décroissants. Des signes de gonflement apparaissent à basse pression pour les trois éprouvettes les moins chargées initialement, contrairement aux deux éprouvettes les plus chargées. Avant gonflement les courbes de déchargement présentent des pentes faibles et du même ordre de grandeur. Deux valeurs sont indiquées $C_s = 0,07$ et $0,014$.

Dans le plan (p, q) figure 13b, les états des contraintes effectives après gonflement s'alignent sur une courbe qui prend l'allure d'un chemin de déchargement œdométrique (de pente K_{od}). Les éprouvettes les moins chargées aboutissent à un fort état d'extension sur la droite de pente $-3/2$ ($\sigma'_a = 0$). Deux éprouvettes sont stables. Trois autres font apparaître un pic puis une réduction du déviateur (courbes verte, mauve et bleue), avec un gonflement final égal à $-3,5\%$, $-8,6\%$ et $-5,4\%$. Les résistances au cisaillement mesurées à haute pression sur les marnes sont indiquées sur le graphique, accompagnées par une enveloppe courbe. Reportée en extension, la forte résistance de la marne explique la tenue de deux éprouvettes. Mais les trois autres gonflent.

De nombreux essais de gonflement en parallèle réalisés sur d'autres échantillons du site confirment la dispersion des caractéristiques de ces marnes, avec des K_g^* compris entre $0,003$ et $0,057$ et des pressions σ'_{ag} de l'ordre de 800 à 1000 kPa (Serratrice *et al.*, 2015). L'hétérogénéité des molasses s'exprime à travers leurs divers aspects visuels, leurs compacités, leurs propriétés physiques ou leurs compositions minéralogiques. Mais il n'existe pas de relation biunivoque entre ces propriétés et les résistances ou les gonflements mesurés.

Ce dernier exemple est analogue au précédent. Trois essais de gonflement ont été réalisés avec l'œdomètre K_0 à haute pression sur une marne compacte qui a été prélevée par blocs en tunnel. Les trois éprouvettes ont été découpées dans des blocs différents. L'un des essais a été présenté sur la figure 10 (TAR41). Les résultats des essais sont reportés sur la figure 14. Après une phase préliminaire de chargement, les éprouvettes sont mises en présence d'eau aux points «p». Sous ces fortes charges initiales, le gonflement n'entraîne pas la marne dans des états de contraintes en extension. Les éprouvettes sont déchargées par paliers successifs ensuite. Les mesures transitoires sont représentées en gris pour deux essais. La forme bilinéaire des courbes de déchargement s'observe à nouveau, avec les caractéristiques $C_s = 0,018$ et $C_g = 0,091$ données à titre d'illustration. Les coudes ainsi formés sont plus ou moins progressifs.

Les chemins des contraintes (p, q) de la figure 14b montrent la présence de pics, puis la décroissance du déviateur. La comparaison de ces pics aux résistances en extension extrapolées à partir des résistances en compression (figurés et enveloppes courbes) montre que les ruptures sont atteintes pour des déviateurs inférieurs aux résistances. Les chemins aboutissent à l'origine du plan des contraintes effectives (contraintes résiduelles nulles). Les gonflements mesurés en fin d'essais sont égaux à $-14,6\%$, $-15,2\%$ et $-11,4\%$ (de l'éprouvette la plus chargée à la moins chargée initialement). Les essais de gonflement en parallèle qui accompagnent ces essais K_0 PHP confirment ces forts gonflements (Fig. 10). Par contre, d'autres essais effectués sur des blocs prélevés dans ce même front du tunnel, mais contenant une marne plus carbonatées et plus indurées, ont montré des gonflements quasi nuls.

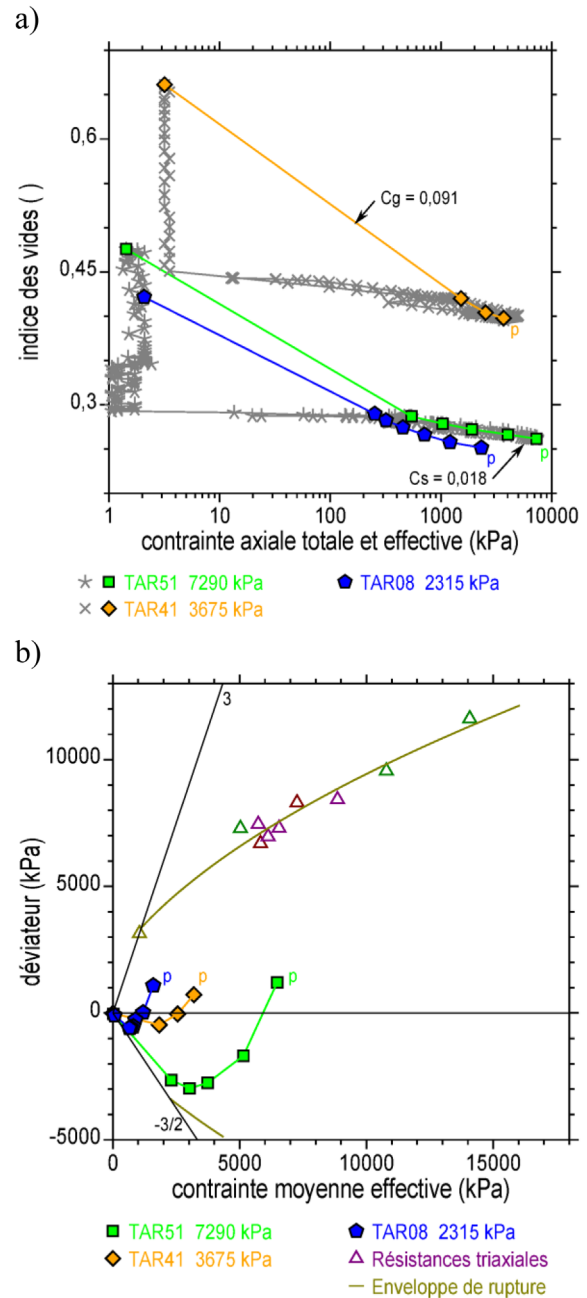


Fig. 14. Essais œdométriques en parallèle et K_0 PHP réalisés sur une marne verdâtre. (a) Paliers de gonflement dans le plan $(\log(\sigma_a), e)$; (b) chemins des contraintes effectives dans le plan (p, q) .

Fig. 14. Multiple-specimens swelling oedometer tests and K_0 PHP test on a greenish marl.

4 Analyse et commentaires

4.1 Récapitulation des paramètres mesurés

Les tableaux 4, 5 et 6 rassemblent les principaux éléments interprétatifs des essais réalisés avec l'œdomètre K_0 HP dans cette étude. Les conditions de site sont indiquées dans le tableau 4 pour chacune des éprouvettes testées. Les contraintes verticales effectives en place σ'_{v0} sont évaluées pour les

Tableau 4. Conditions de site, contraintes de préconsolidation et chargements.**Table 4.** Site conditions, preconsolidation stresses and loading.

N° de la figure	Éprouvette K ₀ HP	z (m)	σ'_{v0} (kPa)	e_0 (—)	σ'_{ap} (kPa)	$\sigma'_{ap}/\sigma'_{v0}$ (—)	σ'_{amax} (kPa)	$\sigma'_{amax}/\sigma'_{ap}$ (—)
1	TOP16	59	550	0,757	2000	4	4630	2
2–3	THI12	26	240	0,760	2000	> 5	4115	2
–	PLQ13	38	350	0,729	1200	3	2310	2
–	BMB107	17	160	0,376	1000	> 5	5100	5
4	BMB45	36	330	0,327	1000	3	4840	5
5	BMB87	34	310	0,397	1000	3	4840	5
6–8	CAI07	21	200	0,980	1000	5	3540	3
9	TVE14	4	50	0,589	> 2000	> 5	1910	1
10	TAR41	140	> 1000	0,443	> 2000	> 5	4400	< 1
11	PEU41	35	320	0,179	> 5000	> 5	7245	< 1
12	GS1287	172	> 1000	0,086	> 5000	> 5	1970	< 1
12	GS1472	180	> 1000	0,085	> 5000	> 5	7380	< 1
13	TS174	165	> 1000	0,189	> 5000	> 5	400	< 1
13	TS127	165	> 1000	0,151	> 5000	> 5	890	< 1
13	TMS07	165	> 1000	0,106	> 5000	> 5	3000	< 1
13	TMS10	165	> 1000	0,118	> 5000	> 5	8550	< 1
13	TMS09	165	> 1000	0,152	> 5000	> 5	12630	< 1
14	TAR51	140	> 1000	0,288	> 2000	> 5	7290	< 1
14	TAR41	140	> 1000	0,443	> 2000	> 5	3675	< 1
14	TAR08	140	> 1000	0,252	> 2000	> 5	2315	< 1

prélèvements les moins profonds. Elles sont considérées comme supérieures à 1 MPa pour les autres. Les contraintes de préconsolidation σ'_{ap} sont déterminées sur les courbes de compressibilité des argiles les plus compressibles, en admettant que le chargement a été poussé assez loin pour obtenir une mesure représentative de l'indice de compression C_c . La courbure continue de ces courbes laisse néanmoins une grande part d'incertitude. Les pressions σ'_{ap} ne peuvent pas mesurées sur les marnes compactes car les chargements ne sont pas poussés assez haut. Les contraintes maximales σ'_{amax} qui ont été appliquées sont reportées dans le [tableau 4](#). Les rapports $\sigma'_{ap}/\sigma'_{v0}$ sont supérieurs à 3, voire 5 et plus. Au contraire, les rapports $\sigma'_{amax}/\sigma'_{ap}$ sont au plus égaux à 5.

Les paramètres identifiés sur les courbes d'essais sont reportés dans le [tableau 5](#). Les états des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) et les rapports σ'_r/σ'_a marquent l'équilibre atteint en fin de phase de préchargement. Quelques valeurs remarquables $\sigma'_r/\sigma'_a > 1,5$ apparaissent, qui indiquent un fort état d'extension à l'issue de cette phase ([Fig. 3a, 3b, 4b, 12b et 13b](#)). Les rapports $\sigma'_r/\sigma'_a < 1,5$ ne s'obtiennent qu'en présence de chargements initiaux élevés, dans les marnes en particulier, ce qui renvoie au problème du choix de la contrainte de préchargement σ_a à appliquer pour commencer les essais, en référence à σ'_{v0} ou σ'_{ap} .

Les indices de gonflement C_s reportés dans la colonne K₀ DHP sont les pentes de premier déchargement recueillies au cours des cycles continus drainés. Les autres mesures obtenues au cours des cycles suivants ont été reportées sur les graphiques. Ces pentes dépendent de la contrainte σ'_{amax} . Quelques mesures exceptionnelles de C_s apparaissent pour ces premiers déchargements dans les argiles très plastiques (avec des rapports C_c/C_s inférieurs à 5, [Fig. 6b](#)).

Les propriétés recueillies au moyen des essais K₀ P HP sont indiquées ensuite. Tous les indices C_g sont considérés comme

remarquables et sont le fruit des états de contraintes d'extension enregistrés quand $\sigma'_a < \sigma'_{ag}$, par déchargement continu ([Fig. 4c, 6b et 8b](#)) ou par paliers successifs ([Fig. 9a, 10a, 11a, 12a, 13a et 14a](#)). Ils sont à comparer aux indices C_s qui ont été mesurés à haute pression au début de ces mêmes courbes de déchargement. La différence entre ces pentes, qui est attribuée au gonflement des minéraux argileux, justifie de les désigner par une notation distincte et de les identifier séparément. Les rapports de ces indices sont compris dans l'intervalle $1,5 \leq C_g/C_s \leq 10$. Quand il a été possible de les identifier à la vue de gonflements avérés, les pressions σ'_{ag} sont comprises entre 50 et 1800 kPa. Les indices C_s ne retrouvent des niveaux comparables aux C_g qu'après des incursions du chargement axial σ'_{amax} au-delà de σ'_{ap} ([Fig. 4c et 8b](#)).

Le [tableau 6](#) recueille des caractéristiques mesurées pendant les essais en parallèle à basse pression. Les paramètres K^*_g (puis K_g) sont obtenus à partir de la variation de la déformation axiale $\Delta \varepsilon_a$ enregistrée depuis le début du gonflement sous chaque palier. Cette approche paraît la plus pertinente pour exploiter les essais en parallèle et pallier la dispersion des indices des vides initiaux qui est souvent observée. L'indice de gonflement C_s est identifié à partir de cycles préliminaire de préchargement en négligeant l'effet des pressions interstitielles négatives qui peuvent régner dans le sol à ce stade. L'indice de gonflement C_g se déduit de ces mesures. La comparaison des paramètres C_s, C_g et σ'_{ag} avec ceux du [tableau 5](#) montre les mêmes tendances pour les essais concernés ([Fig. 9, 10, 11](#)). L'aptitude au gonflement d'un sol est bien identifiée par les deux types d'essais. Les écarts s'expliquent par les imperfections des protocoles d'essais, l'hétérogénéité des sols (principale limitation des essais en parallèle) et les gammes de pressions différentes.

Tableau 5. Principaux paramètres déduits des essais.
Table 5. Main parameters derived from the tests.

N° de la figure	Éprouvette K ₀ HP	e ₀ (—)	Préchargement			K ₀ D HP	K ₀ P HP		
			σ' _a (kPa)	σ' _r (kPa)	σ' _r /σ' _a (—)	C _s (—)	C _s (—)	C _g (—)	σ' _{ag} (kPa)
1	TOP16	0,757	1160	559	0,47	0,047			
2–3	THI12	0,760	260	650	2,50	0,010			
—	PLQ13	0,729	670	910	1,35	0,099			
—	BMB107	0,376	380	480	1,26	0,010			
4	BMB45	0,327	506	869	1,72	0,042			
5	BMB87	0,397	507	630	1,24	0,020			
6–8	CAI07	0,980	42	42	1,00	0,170			
9	TVE14	0,589	1910	1090	0,57		0,020	0,081	855
10	TAR41	0,443	3675	2950	0,80		0,014	0,091	1840
11	PEU41	0,179	7245	3490	0,48		0,016	0,027	615
12	GS1287	0,086	1970	6970	3,54		0,005	0,023	—
12	GS1472	0,085	7380	4350	0,59		0,005	—	—
13	TS174	0,189	400	1340	3,35		0,007	0,029	50
13	TS127	0,151	890	2700	3,03		0,012	0,127	300
13	TMS07	0,106	3000	3120	1,04		0,013	0,029	130
13	TMS10	0,118	8550	4380	0,51		0,010	—	—
13	TMS09	0,152	12630	3010	0,24		0,020	—	—
14	TAR51	0,288	7290	6075	0,83		0,018	0,073	540
14	TAR41	0,443	3675	2950	0,80		0,025	0,091	1840
14	TAR08	0,252	2315	1230	0,53		0,020	0,064	580

Tableau 6. Principaux paramètres déduits des essais de gonflement en parallèle.
Table 6. Main parameters derived from the multiple-specimens swelling tests.

N° de la figure	Essais K ₀ HP		Essais en parallèle					
	Éprouvette K ₀ HP	e ₀ (–)	Éprouvettes parallèle	K _g [*] (–)	K _g (–)	C _s (–)	C _g (–)	σ' _{ag} (kPa)
6–8	CAI07	0,980	CAI01 à CAI08	0,103	0,203	0,010	0,210	650
9	TVE14	0,589	TVE10 à TVE13	0,019	0,030	0,020	0,050	650
10	TAR41	0,443	TAR37 à TAR40	0,070	0,102	0,014	0,116	1360
11	PEU41	0,179	PEU37 à PEU40	0,014	0,017	0,016	0,032	720
12	GS1287	0,086	GS1302 à GS1304	0,015	0,016	0,005	0,020	1930
12	GS1472	0,085	GS1468 à GS1470	0,010	0,011	0,005	0,016	1620

4.2 Trois facteurs clés

De l'examen des résultats des essais K₀ HP et des commentaires ci-dessus, il ressort que trois facteurs jouent séparément ou simultanément un rôle important dans les réponses observées pendant les essais de gonflement : le préchargement, la contrainte maximale appliquée et la proximité du chemin de déchargement avec l'enveloppe de résistance en extension.

Dans certains cas, le préchargement avec mise en présence d'eau sous des contraintes σ_a inférieures ou de l'ordre de la contrainte σ'_{v0} fait courir le risque du développement d'un état d'extension plus ou moins prononcé qui provoque l'initialisation du gonflement. L'anisotropie du terrain accentue ce risque (exemple de la marne verte litée, Fig. 2 et 3). Cela concerne les éprouvettes les moins chargées des essais en parallèle. Cela concerne les essais à chargement continu avant le départ des cycles. Le chargement à volume constant n'échappe pas à ce

risque (la condition stricte $e = e_0$ n'exclue pas un début de gonflement du fait de la déformation du sol qui n'est pas compensée). La référence à la pression de préconsolidation σ'_{ap} paraît plus appropriée pour choisir σ_a. Quand l'écart entre σ'_{v0} et σ'_{ap} est réduit, dans les terrains faiblement surconsolidés notamment, le choix de σ_a se heurte aux incertitudes qui entourent ces deux pressions.

Car l'amplitude de la contrainte maximale σ'_{amax} appliquée au cours d'un essai influe notablement sur les déformations accumulées en cours des déchargements qui font suite. C'est vrai pour les cycles continus réalisés pendant les essais K₀ D HP et marqués par les variations de C_s avec σ'_{amax} (Fig. 1–3), mais aussi pour les essais K₀ P HP (Fig. 9, 10, 11 et 12). Des hautes pressions σ'_{amax} sont à appliquer sur les argiles raides pour obtenir des indices C_s comparables aux indices C_g (Fig. 4c et 8b) et, vraisemblablement, des très hautes pressions sur les marnes. Cela s'explique par l'écrouissage produit par le chargement du sol au-delà de σ'_{ap} et la dégradation de sa structure du sol, comme

l'ont suggérés de nombreux auteurs. Les cycles de rechargement effectués à la suite des phases de gonflement confirment la déstructuration des sols par gonflement, d'après les exemples des figures 6 à 8, 9 et 10. Les sols argileux peu surconsolidés sont particulièrement sensibles. Ces observations témoignent de la difficulté de border σ'_{ag} par valeur supérieure quand il s'agit de définir les charges qui seront appliquées pendant les essais en parallèle ou un essai par paliers successifs, car σ_a doit être la plus grande possible sans dépasser σ'_{ap} , en vue d'éviter de déterminer σ'_{ag} par extrapolation.

Enfin, le troisième point concerne la proximité du chemin des contraintes de déchargement avec l'enveloppe de résistance du sol en extension. Dans quelques cas examinés plus haut, la connaissance de cette enveloppe, déterminée à l'aide d'essais triaxiaux à haute pression, a permis de montrer que des situations différentes apparaissent (Fig. 3, 12, 13 et 14). *A priori*, tous les chemins œdométriques de déchargement complet du sol en présence d'eau se terminent sur la droite $\sigma'_a = 0$ (en négligeant le poids du piston) ou la droite $p = -(2/3)q$ du plan triaxial. Trois situations se présentent. Dans un cas, cette droite est atteinte avant l'enveloppe de rupture, si bien que l'équilibre du sol est assuré et garanti par sa cohésion (au moins pendant un temps). Une contrainte radiale résiduelle σ'_r persiste (ou un déviateur q négatif). Sinon la rupture du sol est possible (Fig. 13). Dans certains cas une contrainte résiduelle σ'_r peut subsister encore. Sinon elle s'annule (Fig. 14). Le chemin des contraintes œdométrique aboutit alors à l'origine du plan des contraintes effectives après un pic du déviateur (négatif) et le développement de forts gonflements. Pour être complet, le raisonnement devrait faire intervenir aussi la résistance au cisaillement résiduelle en extension, qui dépend en partie de l'activité des argiles.

Les observations présentées dans cette étude ont été recueillies à une échelle macroscopique en comparant les réponses obtenues sous divers modes de chargements œdométriques sur des terrains naturels argileux et marneux saturés. Des observations analogues ont été rapportées par de nombreux auteurs, comme évoqué en introduction. Les réponses observées sur les différents terrains examinés ici portent une signature commune, ce qui peut s'interpréter comme la manifestation d'interactions physicochimiques des minéraux argileux gonflants avec l'eau, dans des terrains structurés et dans un contexte de déchargement œdométrique (relâchement des contraintes). Le degré de préconsolidation semble départager les réponses des argiles raides et des marnes (celui-ci se pose comme un témoin privilégié des effets de structure, au même titre que l'anisotropie).

Sur un plan pratique, les mesures de la contrainte radiale à l'œdomètre K_0 à haute pression apportent des informations supplémentaires sur les trois facteurs clés pointés ci-dessus. Pendant la phase de préchargement et la mise en présence d'eau, la réponse du sol n'est pas entièrement révélée par le suivi ou le contrôle uniaxial de la déformation (exemple de la Fig. 2). La réponse dépend du comportement du sol, de son anisotropie notamment. Elle dépend aussi des effets du prélèvement, que le préchargement et sensé amoindrir, voire d'un remaniement éventuel. Toutefois et sauf exception, l'œdomètre ne permet pas de retrouver un état de contrainte donné par un simple rechargement. D'où l'intérêt d'une mesure de l'état des contraintes effectives à l'issue du préchargement.

Concernant le second point, les cycles à haute pression produisent une déstructuration comparable à l'effet du gonflement (Fig. 9c et 10c), qui se traduit par des indices C_s croissant avec σ'_{amax} . Pour atteindre des indices C_s comparables aux indices C_g il faut dépasser la pression de préconsolidation σ'_{ap} (souvent mal définie), ce qui amène à mobiliser de fortes pressions sur les argiles raides et les marnes. La mesure de la contrainte radiale a pour intérêt de montrer l'hystérésis des chemins des contraintes effectives œdométriques et d'identifier les couples (K_{0c} , K_{0d}) qui vont de pair avec les couples (C_c , C_s).

Enfin, comme attendu, les déchargements œdométriques aboutissent en extension. Le gonflement exacerbe ce passage en extension car le sol joue un rôle actif supplémentaire. La résistance au cisaillement du sol en extension intervient alors, voire la résistance résiduelle si le gonflement et/ou le cisaillement ont accentué la déstructuration du sol. Le suivi des chemins des contraintes effectives prend là aussi tout son sens.

4.3 Autres commentaires

Les observations révélées ici par l'utilisation d'un œdomètre K_0 HP montrent les effets de différents facteurs sur le gonflement des sols argileux au laboratoire. Ces effets conduisent à des situations variées apparemment désordonnées, qui compliquent l'interprétation des essais et l'identification des paramètres mécaniques. La variabilité des propriétés des terrains (compressibilité, états limites, résistance au cisaillement), l'anisotropie, le remaniement des échantillons, les imperfections des matériels et des protocoles d'essais, les incertitudes de mesure accentuent la confusion. Enfin, il faut s'interroger sur la sévérité de la condition œdométrique quand il s'agit de qualifier des paramètres identifiés à partir des mesures pour les attribuer aux calculs des ouvrages d'infrastructure. En effet, en générant des états de contraintes en extension, la condition de déformation radiale nulle concourt à accentuer le gonflement axial.

Ces observations expliquent en partie pourquoi la pression de gonflement σ'_{ag} dépend du protocole d'essai (et du chargement préliminaire en particulier) et ne peut pas être définie à partir d'essais apparemment analogues mais qui ne sont pas comparables en termes de chemins des contraintes. Et, si la pression de gonflement œdométrique est liée à la résistance du sol en extension, c'est-à-dire sa courbe d'état limite, elle est liée à la pression de préconsolidation σ'_{ap} , indépendamment de la contrainte en place σ'_{v0} . Elle peut donc s'avérer plus grande que cette dernière, notamment dans des échantillons prélevés à faible profondeur.

L'évolution du gonflement en fonction du temps pendant les paliers en parallèle ou successifs n'a pas été examinée ici. En échelles semi-logarithmiques, les courbes enregistrées ($\log(t)$, ε_a) présentent une allure identique à celle des courbes de consolidation des argiles, mais de signe opposé, avec des temps de « consolidation » plus longs. Le gonflement « secondaire » se déploie linéairement en fonction du logarithme du temps pendant de longues périodes (comptées en centaines d'heures) et les pentes $c_{\alpha g} = \Delta \varepsilon_a / \Delta \log(t)$ augmentent avec la diminution de la charge (c'est-à-dire avec l'accroissement du taux d'extension). Cela explique les

longues durées qui sont à consacrer aux essais, comme évoqué par l'ISRM (1989).

Ces questions touchent au choix entre chargement continu ou chargement par paliers. Il semble qu'il n'y ait pas d'avantage à l'une ou l'autre de ces options en termes de durée des essais. La première procure des enregistrements plus détaillés des courbes d'essais. L'alternative d'un chargement continu ponctué par des paliers donne un moyen de contrôler les vitesses de chargements pour les maintenir à des niveaux adaptés (exemple Fig. 8b). Au contraire les sauts d'un palier à un autre provoquent des fortes variations des contraintes (exemples Fig. 9b et 10b) dont il est difficile d'apprécier les effets.

5 Conclusion

Les résultats de plusieurs essais et séries d'essais de gonflement ont été présentés et commentés. Les essais ont été réalisés à l'aide d'un œdomètre K_0 à haute pression sur des sols argileux et marneux provenant de différents sites. Ils sont accompagnés par des essais de gonflement à basse pression effectués selon différentes procédures en usage (parallèle, paliers successifs, volume constant). Quelques programmes expérimentaux comptent aussi des essais triaxiaux à haute pression qui ont permis de déterminer la résistance au cisaillement des sols et leurs états limites. Cette compilation d'expériences offre un panorama des réponses généralement observées à l'œdomètre en termes de déformation axiale. Ces réponses révèlent une variété de situations apparemment désordonnées.

En enrichissant les essais d'une mesure de la contrainte radiale, l'œdomètre K_0 à haute pression permet de décrire les chemins des contraintes suivis au cours du préchargement et des cycles de chargement. Dans les sols fins peu plastiques, ces chemins forment des boucles fermées présentant une hystérésis plus ou moins marquée. Les réponses des terrains argileux de forte plasticité présentent des allures comparables, mais de faibles hystérésis. Ici, ces enregistrements ont permis de montrer que les variations de la contrainte radiale ont un impact important sur les gonflements observés.

En effet, ces variations sont marquantes quand elles conduisent vers des états de contraintes en extension. Elles se manifestent ainsi en phase de préchargement quand le sol est mis en contact avec de l'eau sous faible charge, voire à volume constant. Sinon, ces états s'obtiennent en déchargement quand le chemin des contraintes approche l'enveloppe de rupture du sol en extension. Différentes situations apparaissent alors, suivant la résistance du sol (sa cohésion), son anisotropie et sa capacité à supporter un état de contraintes d'extension ou, au contraire, de se dégrader pour atteindre divers degrés d'expansion.

Les différents essais confirment l'effet des contraintes maximales de chargement sur l'indice de gonflement au cours des cycles à haute pression. Les cycles post-gonflement montrent l'influence du gonflement sur la dégradation du comportement du sol. Les cycles à haute pression au-delà de la pression de préconsolidation (pression qui résulte de la surconsolidation et des effets de structure) et le gonflement à basse pression produisent une déstructuration des sols et une modification de leur comportement mécanique. Ainsi, le

gonflement des terrains argileux en condition œdométrique combinerait les réactions physicochimiques des minéraux argileux en présence d'eau et les conséquences des incursions en extension des chemins de déchargement.

L'étude a porté sur des terrains variés provenant de différents sites dans le cadre de projets d'excavations et de tunnels. Cet échantillonnage s'est avéré souvent trop limité dans ces terrains difficiles et souvent hétérogènes. Des programmes d'essais plus systématiques seraient à entreprendre pour confirmer l'intérêt de la mesure de la contrainte radiale pendant le gonflement des terrains argileux dans leur diversité et apporter de nouvelles données.

Références

- Abbas MF, Elkady TY, Al-Shamrani MA. 2015. Evaluation of strain and stress states of a compacted highly expansive soil using a thin-walled oedometer. *Eng Geol* 193: 132–145.
- Abdelhamid MS, Krizek RJ. 1976. At rest lateral earth pressure of a consolidating clay. *J Geotech Eng Div* 102(7): 721–728.
- Al-Maamori HMS, El Naggar MH, Micic S, Lo KY. 2016. Influence of lubricant fluids on swelling behaviour of Queenston shale in southern Ontario. *Can Geotech J* 53(7): 1059–1080.
- Amorosi A, Rampello S. 2007. An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay. *Géotechnique* 57 (2): 153–166.
- Afnor (Association française de normalisation). 1995. Sols : reconnaissance et essais – Essai de gonflement à l'œdomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes. Norme XP P94-091, décembre 1995, 13 p.
- ASTM (American Society for Testing and Materials). 2014. Standard D4546-14e1. Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Cohesive Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International. Available from www.astm.org.
- Aversa S, Evangelista A, Leroueil S, Picarelli L. 1993. Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks. In: Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 1, pp. 359–366.
- Avsar E, Ulusay R, Sonmez H. 2009. Assessments of swelling anisotropy of Ankara clay. *Eng Geol* 105(1–2): 24–31.
- Azizi F, Josseume H. 1988. Loi de comportement des sols raides. Détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville. Rapport des laboratoires LCPC, GT-33, 188 p.
- Bergère A, Ropers F. 2018. Les argiles plastiques de l'Yprésien et leur comportement capricieux. In: Compte rendu des Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Marne-la-Vallée.
- Bilir ME, Muftuoglu YV, Sari D. 2004. A computer-controlled triaxial swelling test apparatus. *Turk J Eng Environ Sci* 28: 269–280.
- Bishop AW. 1958. Test requirements for measuring the coefficient of earth pressure at rest. In: Proceedings of the Conference on Earth Pressure Problems, Brussels, Belgium, 1, pp. 2–14.
- Bishop AW, Webb DL, Lewin PI. 1965. Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft: strength-effective stress relationships. *Géotechnique* 15(1): 1–31.
- Bjerrum L. 1967. Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *J Soil Mech Found Div ASCE* 93: 1–49.
- Brooker EW, Ireland HO. 1965. Earth pressures at rest related to stress history. *Can Geotech J* 2(1): 1–15.
- Burland JB. 1990. On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique* 40(3): 329–378.

- Calabresi G, Scarpelli G. 1985. Effects of swelling caused by unloading in overconsolidated clays. In: Proceedings of the 11th ICSMFE, San Francisco, 1, pp. 411–414.
- CFMS (Comité français de mécanique des sols). 2022. Recommandations sur la prise en compte du gonflement des terrains argileux dans le dimensionnement des ouvrages d'infrastructure. Version provisoire V38, avril 2022.
- Clayton CRI, Serratrice JF. 1993. The mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks. In: Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, 3, pp. 1839–1877.
- Cotecchia F, Chandler RJ. 1997. The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. *Géotechnique* 47(3): 523–544.
- Cotecchia F, Chandler RJ. 2000. A general framework for the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique* 50(4): 431–447.
- Cotecchia F, Guglielmi S, Gens A. 2020. Investigation of the evolution of clay microstructure under different loading paths and impact on constitutive modeling. *Glob J Eng Sci* 5(1): 2020.
- Cui YJ, Nguyen XP, Tang AM, Li XL. 2013. An insight into the unloading/reloading loops on the compression curve of natural stiff clays. *Appl Clay Sci* 83–84: 343–348.
- Dao LQ. 2015. Étude du comportement anisotrope de l'argile de Boom. Thèse. Université Paris-Est, 332 p.
- Delage P. 2020. Mécanismes de gonflement dans les sols fins ; application aux sols gonflants de la région parisienne. *Rev Fr Géotech* 165: 3.
- Deng YF, Cui YJ, Tang AM, Li XL, Sillen X. 2012. An experimental study on the secondary deformation of Boom clay. *Appl Clay Sci* 59–60: 19–25.
- Di Remigio G, Rocchi I, Zania V. 2019. Swelling properties of a Danish Paleogene clay: a multiscale study on structure. In: E3S Web of Conferences 92 IS-Glasgow 2019.
- Elsaidy H, Yan WM, Pender MJ. 2017. Measuring the vertical and lateral swelling pressure of expansive residual soils using a K_0 triaxial cell. In: Proceedings of the 20th NZGS Geotechnical Symposium.
- Erol AO, Ergun U. 1994. Lateral swell pressure in expansive soils. In: Proceedings of the 13th ICSMFE, New Delhi, pp. 1511–1514.
- Gasparre A, Nishimura S, Coop MR, Jardine RJ. 2007. The influence of structure on the behaviour of London clay. *Géotechnique* 57(1): 19–31.
- Gasparre A, Coop MR. 2008. Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay. *Can Geotech J* 45(9): 1324–1334.
- Gaudin B, Serratrice JF. 1998. Étude en laboratoire du comportement mécanique d'une molasse. In: Compte rendu du 2^e Symposium international sur les sols indurés et les roches tendres, Naples, pp. 173–181.
- Gens A. 2013. On the hydromechanical behaviour of argillaceous hard soils-weak rocks. In: Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks, Part 4, pp. 71–118.
- Grob H. 1972. Schwellendruck im Belchentunnel. In: Proceeding of the International Symposium für Untertagebau, Luzern, pp. 99–119.
- Hawlder BC, Lee YN, Lo KY. 2003. Three-dimensional stress effects on time-dependent swelling behaviour of shaly rocks. *Can Geotech J* 40: 501–511.
- Hoien AH, Nilsen B, Vistnes G, Olsson E. 2020. Experimental triaxial testing of swelling gouge materials. *Bull Eng Geol Environ* 79: 355–370.
- Horseman ST, Winter MG, Entwistle DC. 1987. Geotechnical characterisation of Boom clay in relation to disposal of radioactive waste. Luxembourg: Office for Official Publication in European Communities.
- Huder J, Amberg G. 1970. Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. *Schweiz Bauztg* 43: 975–980.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics). 1983. Characterisation of Swelling Rock. Commission on Swelling Rock. Oxford, UK: Pergamon Press.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics). 1989. Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rock. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 26(5): 415–426.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics). 1999. Suggested methods for laboratory testing of swelling rocks. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 36(5): 291–306.
- Josseume H, Azizi F. 1991. Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide très plastique, l'argile verte du Sannoisien. *Rev Fr Géotech* 54: 13–25.
- Josseume H. 1998. Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Rev Fr Géotech* 84: 3–26.
- Kinslev EM, Heddal O, Rocchi I, Zania V. 2019. Stress dependency and unloading-induced swelling behaviour of a high plasticity overconsolidated clay of Paleogene origin. In: Proceedings of the 7th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Glasgow, United Kingdom.
- Kinslev EM, Heddal O, Rocchi I, Zania V. 2022. Mode-based characterisation of swell deformations in a high-plasticity Paleogene clay. *Can Geotech J* 59(6). <https://doi.org/10.1139/cgj-2021-0243>.
- Komornik A, Zeitlen JG. 1965. An apparatus for measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory. In: Proceedings of the 6th ICSMFE, Montreal, pp. 278–281.
- Krogsbøll A, Heddal O, Foged NN. 2012. Deformation properties of highly plastic fissured Palaeogene clay – Lack of stress memory? In: Proceedings of the 16th Nordic geotechnical meeting NGM 2012, 1, pp. 133–140.
- Leroueil S, Vaughan PR. 1990. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique* 40(3): 467–488.
- Mohajerani M, Delage P, Monfared M, Tang AM, Sulem J, Gatmiri B. 2011. Oedometric compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordia, argillite. *Int J Rock Mech Min Sci* 48(4): 606–615.
- Monroy R, Zdravkovic L, Ridley AM. 2015. Mechanical behaviour of unsaturated expansive clay under K_0 conditions. *Eng Geol* 197: 112–131.
- Picarelli L. 1991. Discussion article de Leroueil et Vaughan (1990): The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique* 41(2): 281–284.
- Pimentel E. 2015. Existing methods for swelling tests – a critical review. *Energy Procedia* 76: 96–105.
- Reiffsteck P, Szymkiewicz F, Fanelli S, Makki L. 2019. Comparison of the measurement of swelling pressure through different tests. In: Proceedings of the XVII ECSMGE Geotechnical Engineering foundation of the future, Reykjavik.
- Rocchi I, Di Remigio G, Grønbech GL, Zania V. 2018. Compressibility and swelling of an overconsolidated highly plastic Paleogene clay. In: Proceedings of the Micro to MACRO Mathematical Modelling in Soil Mechanics, Reggio di Calabria, Italy.
- Selen L, Panthi KK. 2021. A review of the testing approaches in swelling rock conditions at three different institutions. *IOP Conf Ser Earth Environ Sci* 833: 012034.
- Serratrice JF. 2002. Outils et procédures de caractérisation des sols indurés et des roches tendres : l'expérience du LRPC d'Aix-en-Provence. In: Compte rendu du Symposium international PARAM 2002, Paris, pp. 313–326.

- Serratrice JF. 2007. Retrait-gonflement des sols argileux et des marnes. *Rev Fr Géotech* 120–121: 107–120.
- Serratrice JF. 2017. Divers aspects du comportement mécanique des marnes au laboratoire. *Rev Fr Géotech* 151: 3.
- Serratrice JF. 2022. Caractéristiques des chemins des contraintes enregistrés à l'aide d'un œdomètre K_0 à haute pression. *Rev Fr Géotech* (soumis).
- Serratrice JF, Flavigny E. 1993. Mesure en laboratoire du coefficient K_0 d'une marne. In: *Compte rendu du Symposium international sur les sols indurés et les roches tendres*, Athènes, septembre 1993, vol. 1, pp. 787–793.
- Serratrice JF, Soyez B. 1996. Les essais de gonflement. *Bull Lab Ponts et Chaussées* 204: 65–85.
- Serratrice JF, Calissano H, Batilliot L. 2015. Divers aspects du gonflement des marnes en laboratoire. In: *Compte rendu du Symposium International SEC 2015, Retrait et gonflement des sols – Climat et constructions*, Paris, pp. 187–196.
- Sridharan A, Rao AS, Sivapullaiah PV. 1986. Swelling pressure of clays. *Geotech Test J* 9(1): 24–33.
- Steiner W. 1993. Swelling rock in tunnels: rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 30(4): 361–380.
- Takahashi A, Fung DWK, Jardine RJ. 2005. Swelling effects on mechanical behaviour of natural London clay. In: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, 2, pp. 443–446.
- Vitone C, Cotecchia F. 2011. The influence of intense fissuring on the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique* 61(12): 1003–1018.
- Windal T, Shahrour I, Magnan JP, Serratrice JF. 2002. Étude du gonflement des sols pour des projets de tunnels. *Rev Fr Géotech* 100: 91–99.
- Yesil MM, Pasamehmetoglu AG, Bozdog T. 1993. A triaxial swelling test apparatus. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 30(4): 443–450.

Citation de l'article : Jean François Serratrice. Essais de gonflement avec mesure de la contrainte radiale à l'œdomètre K_0 à haute pression. *Rev. Fr. Geotech.* 2022, 173, 3.