

ARTICLE DE RECHERCHE / RESEARCH ARTICLE

Caractéristiques des chemins des contraintes enregistrés à l'aide d'un œdomètre K_0 à haute pression

Jean-François Serratrice*

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

Résumé – Un œdomètre K_0 à haute pression est utilisé pour recueillir simultanément les propriétés de compressibilité des sols et les caractéristiques des chemins des contraintes œdométriques pendant des cycles de chargement-déchargement en condition drainée (essais K_0 D HP). La contrainte radiale totale est mesurée à l'aide d'une bague mince. Un résumé des principaux aspects du comportement des sols observés à l'œdomètre K_0 est proposé pour commencer, d'après les travaux de nombreux auteurs. L'œdomètre K_0 HP est décrit ensuite, puis les procédures d'essais et les conditions d'essais. La nature des sols testés et leurs propriétés physiques sont indiquées alors. La diversité des comportements s'observe à partir des courbes expérimentales recueillies sur un sable, un limon, puis des argiles raides et des marnes peu plastiques à très plastiques. Les courbes contrainte-déformation et les chemins des contraintes œdométriques décrivent des boucles d'hystérésis à partir desquelles sont identifiées les caractéristiques œdométriques des sols. Ces caractéristiques peuvent être comparées aux résistances au cisaillement de quelques-uns de ces terrains et leurs états limites fournis par des essais triaxiaux à haute pression. Les divers aspects des réponses œdométriques sont présentés et commentés, qui concernent les seuils de préconsolidation, les indices de gonflement, les chemins des contraintes de chargement, les chemins des contraintes de déchargement, la progression de ces derniers vers des états de contraintes en extension. Une récapitulation des principaux paramètres est proposée enfin, qui s'appuie sur les résultats d'une soixantaine d'essais K_0 D HP. En première approche, les paramètres œdométriques s'ordonnent en fonction de la nature du sol, de la compacité initiale et de l'argilosité.

Mots clés : argiles / marnes / œdomètre K_0 / cycles / chemin des contraintes

Abstract – **Characteristics of stress paths recorded with a high pressure K_0 oedometer.** A high pressure K_0 oedometer is used to simultaneously collect soil compressibility properties and oedometer stress path characteristics during loading-unloading cycles under drained conditions (K_0 D HP tests). The total radial stress is measured with a thin-walled ring. A survey of the main features of soil behaviour observed with K_0 oedometers is proposed as a beginning, based on the work of many authors. The K_0 HP oedometer is then described, followed by the test procedures and test conditions. The nature of the soils tested and their physical properties are then indicated. The diversity of behaviours can be observed from the experimental curves collected on a sand, a silt, then stiff clays and marls with low to high plasticity. The stress-strain curves and oedometer stress paths provide hysteresis loops from which the soil characteristics are identified. These characteristics can be compared to the shear strengths of some of these soils and their limit states, supplied by high-pressure triaxial tests. Various aspects of the oedometric responses are presented and commented on, which involve preconsolidation stress, swelling indexes, loading stress paths, unloading stress paths, the progression of these paths towards extension stress states. Finally, a summary of the main parameters is proposed, based on the results of some sixty K_0 D HP tests. The parameters are ordered according to the nature of the soil, the initial density and the argillosity.

Keywords: clays / marls / K_0 oedometer / cycles / stress path

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

1 Introduction

Dans la pratique des reconnaissances géotechniques, l'œdomètre est utilisé au laboratoire pour mesurer les caractéristiques unidimensionnelles de préconsolidation, de compression et de gonflement des sols fins, mais aussi leurs propriétés de perméabilité, de consolidation et de fluage. Les chargements œdométriques constituent un cas particulier important de sollicitation à dominante isotrope. Mais, plus encore, la compression verticale sans déplacement horizontal donne une image simplifiée du processus de formation d'un sol par le dépôt de couches horizontales successives qui aboutit à un état en place caractérisé par une compacité et deux contraintes effectives. La contrainte verticale effective est définie par le poids volumique des couches de sols et les niveaux piézométriques. La contrainte horizontale dépend de l'histoire du massif et du comportement des sols. Il faut la mesurer pour la connaître.

Cette contrainte horizontale peut être exprimée au moyen du coefficient de pression des terres au repos K_0 qui représente le rapport entre la contrainte horizontale effective et la contrainte verticale effective dans ces conditions de dépôt (Bishop, 1958). Les valeurs extrêmes de ce rapport apparaissent à l'équilibre limite du sol en poussée ou en butée. Le coefficient K_0 est donc compris entre les coefficients de pression des terres actif et passif. Il est relié aux autres paramètres élastiques et plastiques par des relations plus ou moins compliquées. Ainsi, le coefficient K_0 est une donnée essentielle pour le calcul des ouvrages. Ce paramètre a une très nette influence sur les chemins de déformations et de contraintes suivis au cours d'une excavation (Mestat, 1998). Il doit être mesuré dans les couches de sols pour obtenir ensuite le profil vertical des contraintes horizontales.

Le chargement en condition œdométrique correspond à cet état de sol au repos, ce qui en fait tout l'intérêt. La mise au point de l'essai œdométrique date du début du XX^e siècle. Très tôt un premier appareil a été développé par Terzaghi (1920) pour mesurer la contrainte radiale. D'autres développements ont suivi, de types œdométriques ou triaxiaux. Sutton (1979) résume cette évolution historique. À partir des années 1950, l'avènement de nouvelles technologies a permis d'accélérer le développement des matériels d'essais de laboratoire de types œdométriques ou triaxiaux (Bishop, 1958 ; Brooker et Ireland, 1965 ; Abdelhamid et Krizek, 1976 ; et d'autres ensuite).

Ces développements procuraient un moyen de mesure du coefficient K_0 au laboratoire à condition de disposer de prélèvements de bonne qualité, comme le montrent Watabe *et al.* (2003) par comparaison avec des mesures *in situ*, par exemple. Mais la démarche est coûteuse et elle s'avère trop subordonnée et sensible au déconfinement et au remaniement provoqués par le prélèvement des échantillons. Aussi, dans le cas des argiles récentes peu consolidées, cette démarche a rapidement cédé sa place à l'utilisation de formules empiriques destinées à évaluer indirectement le coefficient K_0 à partir des propriétés élémentaires des sols. Néanmoins, les méthodes et les matériels de mesure du coefficient K_0 au laboratoire se sont développés au titre de l'étude du comportement mécanique des sols dans ce cas particulier des conditions œdométriques. L'appellation « d'œdomètre K_0 » est restée.

L'étude présentée ici s'inscrit dans cette démarche en proposant une description des réponses de différents sols testés à l'aide d'un œdomètre K_0 à haute pression. L'objectif est de montrer la diversité des réponses observées et l'intérêt d'effectuer la mesure de la contrainte radiale. Ces illustrations portent sur un sable, un limon, puis des argiles raides et des marnes peu plastiques à très plastiques. Ces terrains proviennent de différents sites en France. Les essais sont réalisés en chargement continu par cycles successifs en condition drainée (essais K_0 DHP). Les caractéristiques de compressibilité et les caractéristiques des chemins des contraintes sont identifiés sur les courbes expérimentales. Les essais s'inscrivent dans des programmes plus larges constitués essentiellement par des essais triaxiaux qui servent à mesurer les propriétés de déformabilité et de résistance des sols, dans une optique d'étude de leur comportement volumique et déviatorique. Cela permet de comparer les chemins œdométriques à ces réponses triaxiales et d'effectuer une interprétation globale des résultats. Les objectifs de cette démarche sont rapidement évoqués avant de présenter les conditions de réalisation des essais K_0 HP (Sect. 3.5).

L'article commence par une revue de certains aspects des courbes œdométriques décrits par plusieurs auteurs. Il se poursuit par la présentation du matériel, des procédures d'essais et des sols testés. Les courbes expérimentales recueillies au moyen de l'œdomètre K_0 à haute pression sont présentées et commentées ensuite. Ces données ont été sélectionnées parmi les résultats d'une soixantaine d'essais K_0 DHP. Les principaux paramètres déduits de l'ensemble de ces essais sont récapitulés enfin, en fonction de la nature des sols, de la compacité initiale et de l'argilosité.

2 Réponses des sols en condition œdométrique

2.1 Notations

Dans la suite, les résultats expérimentaux sont exprimés avec la déformation axiale ε_a (positive 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 $q < 0$. Les indices de compression C_c et de gonflement C_s et la contrainte de préconsolidation σ'_{ap} (ou seuil d'état limite œdométrique) sont identifiés sur les courbes de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e). Le module œdométrique E_{oed} est la pente de la tangente aux courbes contrainte-déformation (ε_a , σ'_a). Les coefficients K_{0c} et K_{0d} (resp. η_{0c} , η_{0d}) sont les pentes des tangentes aux chemins des contraintes effectives (σ'_a , σ'_r) en chargement puis en déchargement (resp. (p, q)).

L'interprétation des essais K_0 DHP fait référence à des états limites et des courbes d'état limite (CEL). Un état limite d'une argile naturelle (« yield state » ou « limit state ») est l'état des contraintes qui correspond à l'initiation des grandes déformations irréversibles le long d'un chemin de chargement au laboratoire (Crook et Graham, 1976 ; Tavenas et Leroueil 1979 ; Leroueil et Vaughan, 1990 ; Josseume et Azizi, 1991 ; Clayton et Serratrice, 1993 ; Kavvas, 1998). Des chemins différents révèlent des seuils différents. Dans le plan (ou

l'espace) des contraintes effectives, ces seuils forment une courbe (ou surface) d'état limite qui entoure le domaine où la réponse du sol est élastique (« yield surface »). Ils sont signalés par des coudes sur les courbes contrainte-déformation où ils sont identifiés en termes de « limites élastiques ». La contrainte de préconsolidation d'un sol argileux représente l'état limite particulier obtenu le long d'un chemin de chargement œdométrique.

Quelques particularités des réponses œdométriques décrites dans la littérature sont indiquées ci-après, d'après les travaux de nombreux auteurs.

2.2 Courbes contrainte-déformation

Les courbes de compressibilité ($\lg(\sigma'_a)$, e) des sols raides et des marnes présentent une courbure continue qui rend difficile l'identification des seuils σ'_{ap} et des indices 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 paramètres σ'_{ap} et C_c sont sous-estimés si les chargements ne sont pas poussés à haute pression. L'état de ces terrains et leurs seuils σ'_{ap} ne résultent pas d'un simple processus de surconsolidation mécanique, mais dépendent aussi de la structure du sol qui a été acquise pendant la formation du dépôt à la faveur des charges lithostatiques et de la diagenèse (Leroueil et Vaughan, 1990 ; Burland 1990 ; Clayton et Serratrice, 1993 ; Aversa *et al.*, 1993 ; Gasparre *et al.*, 2007 ; Gasparre et Coop, 2008).

Les branches de déchargement ne sont pas linéaires dans le plan (e , $\lg(\sigma'_a)$). Pour beaucoup d'auteurs leur pente locale (C_s tangent) dépend de σ'_a (Calabresi et Scarpelli, 1985 ; Takahashi *et al.*, 2005 ; Deng *et al.*, 2012 ; Cui *et al.*, 2013 ; Kinslev *et al.*, 2019 ; Kinslev *et al.*, 2022). Immédiatement après l'inversion du sens du chargement, cette pente locale peut être minimale, voire nulle et le module E_{ocd} quasi-infini. Puis elle augmente au cours du déchargement pour atteindre une valeur à peu près constante C_s . Cette pente dépend de la contrainte maximale σ'_{amax} atteinte avant inversion du sens de chargement (Horseman *et al.*, 2007, 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 hors du domaine pseudo-élastique et/ou sous l'effet du gonflement est avancée par de nombreux auteurs pour expliquer ces observations (Leroueil et Vaughan, 1990 ; Picarelli, 1991 ; High *et al.*, 2003 ; Takahashi *et al.*, 2005 ; Gasparre et Coop, 2008 ; Rocchi *et al.*, 2018). Toutefois, le degré de déstructuration ainsi engendré ne peut pas atteindre celui produit par

trituration du sol. Des vestiges de la structure initiale persistent toujours (Cotecchia *et al.*, 2016).

2.3 Chemins des contraintes

À propos des chemins des contraintes observés sur les sols testés dans leur état naturel et contrairement aux sols vierges, une courbure apparaît au début des chemins de chargement indiquant un accroissement de la pente K_{oc} . Des exemples sont donnés pour les argiles (Dyvik *et al.*, 1985 ; Senne set et Jambu, 1994 ; Watabe *et al.*, 2003) et pour des sables (Okochi et Tatsuoka, 1984 ; Yamamuro *et al.*, 1996). Une courbure apparaît aussi le long des chemins de rechargement (Mayne et Kulhawy, 1982 ; Mesri et Hayat, 1993). Enfin, les déchargements œdométriques aboutissent à des états de contraintes en extension, où la contrainte horizontale effective devient supérieure à la contrainte verticale effective, corroborant ainsi des observations recueillies *in situ* (Skempton, 1961 ; Steiner, 1993).

3 Matériel, procédures d'essais et sols testés

3.1 Matériel

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 contrainte radiale totale exercée par le sol pendant son chargement axial. L'épaisseur de la bague est choisie pour obtenir une bonne sensibilité de la mesure et maintenir une très faible déformation radiale. Cette technique se concrétise par un appareillage simple qui ne nécessite pas de recourir à un dispositif d'asservissement pour assurer le contrôle de la condition œdométrique et mesurer la contrainte radiale (Serratrice et Flavigny, 1993). Comme à l'appareil triaxial, les très petites déformations de la bague œdométrique sont considérées comme ayant un effet négligeable sur la mesure de la contrainte radiale (Kolymbas et Bauer, 1993 ; Zhu *et al.*, 1995 ; Lirer *et al.*, 2011).

La cellule K_0 HP est conçue comme une cellule triaxiale (Fig. 1 et 2). L'éprouvette est placée à l'intérieur de la bague capteur entre une embase et une tête hémisphérique, toutes deux munies de plaques poreuses et de doubles drainages. L'effort axial est appliqué à la tête par un piston qui coulisse dans un guide en bronze. Ce guide et l'embase portent la bague capteur *via* des joints toriques (bague flottante). Un joint à lèvres assure l'étanchéité entre le guide et le piston. Les conduits de drainage sont terminés par des vannes qui servent de connecteurs à des circuits hydrauliques extérieurs. La bague capteur est protégée par un capot. Tous ces éléments sont portés par un bâti en forme de col de cygne (hauteur : 350 mm, masse : 28 kg).

L'éprouvette œdométrique possède un diamètre de 60 mm et une hauteur de 25 mm. Deux bagues capteurs interchangeables et de capacités différentes équipent l'appareil. Muni d'une bague à haute pression, l'appareil permet d'atteindre une

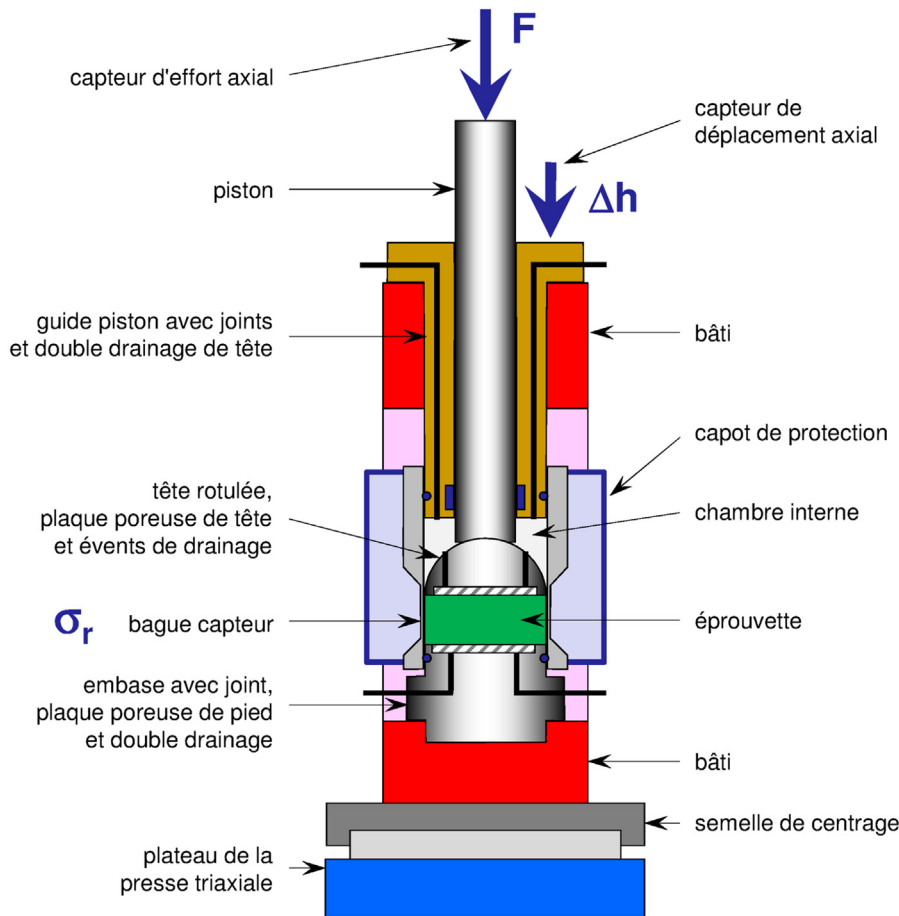


Fig. 1. Coupe schématique de l'œdomètre K_0 à haute pression (CECP, 1981).

Fig. 1. Schematic cross-section of the high pressure K_0 oedometer (CECP, 1981).

contrainte axiale de 25 MPa et la contrainte radiale maximale admissible par la bague est de 12 MPa. Sous une tension d'alimentation de 15 V, la sensibilité du capteur est de 22,76 kPa/mV pour un écart combiné linéarité et hystérésis de 1,3 % de la pleine échelle. Avec une bague à basse pression, la pression radiale est limitée à 1 MPa, soit un ordre de grandeur en dessous de celle de la bague à haute pression. Les bagues capteurs peuvent être étalonnées au moyen d'un fluide. Mais l'utilisation d'une éprouvette en caoutchouc permet d'effectuer l'étalonnage dans des conditions proches de la situation réelle, en intégrant ainsi l'effet du frottement latéral entre le sol et la bague. Cette disposition et le guidage flottant des bagues contribuent à minimiser cet effet.

Le chargement axial est assuré par une presse triaxiale sur le plateau de laquelle l'appareil est posé (Fig. 2). L'effort axial est mesuré au moyen d'un anneau dynamométrique équipé d'un capteur de déplacement LVDT. Le choix de la capacité de l'anneau dépend de la charge axiale maximale envisagée. Le déplacement axial est mesuré au moyen d'un capteur de déplacement LVDT solidaire du piston. Les variables enregistrées en continu pendant l'essai sont le déplacement axial Δh , l'effort axial F et la contrainte radiale totale σ_r . La

déformation axiale ε_a et la contrainte axiale totale σ_a sont déduites de Δh et F .

3.2 Procédures d'essais

3.2.1 Montage des éprouvettes

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. Les sables propres sont reconstitués directement dans la cellule œdométrique, à sec, par déversement et damage en trois couches successives ou par pluviation (en une couche, en chute libre à partir d'un diffuseur, à hauteur de chute et débit contrôlés : Levacher *et al.*, 1994). L'appareil K_0 HP est installé sur le plateau de la presse triaxiale (Fig. 2). Les circuits de drainage sont raccordés, vannes fermées, aux circuits hydrauliques qui ont été saturés en eau désaérée et purgés au préalable. Le



Fig. 2. Photo de l'œdomètre K_0 à haute pression installé sur une presse triaxiale.

Fig. 2. Photo of the high pressure K_0 oedometer on a triaxial frame.

contact du piston est établi. Les voies de mesure sont raccordées à la chaîne d'acquisition.

3.2.2 Phases préliminaires d'essai

Les conditions appliquées pendant les phases préliminaires d'essai dépendent de la nature du terrain et les objectifs recherchés. Un palier de chargement préliminaire consiste à mettre en contact le sol avec de l'eau désaérée, qui est introduite par les circuits de drainage, en contrôlant la contrainte axiale simultanément. Cette charge peut être appliquée en palier, pour atteindre puis maintenir la contrainte verticale effective en place par exemple. Sinon, le contrôle consiste à charger progressivement le sol afin de maintenir constant le volume de l'éprouvette, comme le préconisaient le mode opératoire n°13 des LPC (1985) ou la norme œdométrique ancienne XP P94-091 (Afnor, 1997).

3.2.3 Phases de chargement

L'œdomètre K_0 à haute pression permet de réaliser des cycles de chargement-déchargement drainés à vitesse constante (essais K_0 DHP). Les cycles continus permettent de mesurer les propriétés de compressibilité du sol et décrire le chemin œdométrique des contraintes effectives. Ils ont pour avantage de fournir des courbes détaillées. 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 v doit être choisie en fonction de la perméabilité du sol et sa compressibilité. Dans une éprouvette élastique linéaire isotrope de hauteur h_0 drainée sur ses deux faces, la pression interstitielle u_m dans le plan médian de l'éprouvette est liée au coefficient de consolidation verticale c_v et la vitesse de chargement axial $\Delta\sigma_a/\Delta t$ par la

relation $u_m = (h_0^2/8)(1/c_v)\Delta\sigma_a/\Delta t$ (Smith et Wahls, 1969 ; Wissa *et al.*, 1971). Le coefficient c_v est lié à la perméabilité k et au module œdométrique E_{oed} par la relation $c_v = k E_{oed}/\gamma_w$ (γ_w poids volumique de l'eau). La vitesse de chargement $\Delta h/\Delta t = h_0 \Delta\varepsilon_a/\Delta t = h_0 (\Delta\sigma_a/\Delta t)/E_{oed}$ se trouve ainsi reliée à la perméabilité du sol par la relation $\Delta h/\Delta t = 8 u_m k/(\gamma_w h_0) = 4 k i$ où $i = 2 u_m/(\gamma_w h_0)$ est le gradient hydraulique moyen.

Ces relations permettent de définir une vitesse maximale de chargement connaissant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol et en fixant u_m . Elles peuvent s'utiliser aussi en se donnant un rapport $\alpha = u_m/\sigma_{amax}$ à ne pas dépasser sous la contrainte axiale totale maximale à atteindre σ_{amax} . Il vient alors, $\Delta h/\Delta t < (8 k \alpha \sigma_{amax})/(\gamma_w h_0)$. Cette valeur de α peut être obtenue en référence aux vitesses préconisées pour réaliser les essais œdométriques à vitesse contrôlée qui sont des essais partiellement drainés (Ozer *et al.*, 2012). La norme ASTM D4186-06 (ASTM, 2008) recommande de choisir des rapports α compris entre 3 et 15 %. Il est préconisé ici de limiter ce rapport à $\alpha < 0,5$ %. Ainsi, par exemple, avec $h_0 = 25$ mm, $\gamma_w = 10$ kN/m³, $k = 10^{-10}$ m/s, $\alpha = 0,005$ et $\sigma_{amax} = 5$ MPa, $\Delta h/\Delta t < 2$ µm/min. Le maintien de la condition drainée appelle donc à exercer des vitesses de chargement très lentes sur les sols peu perméables. Des paliers intermédiaires ménagés au cours des cycles améliorent cette disposition et servent à vérifier que la vitesse de chargement est bien adaptée à la nature du sol.

3.3 Aspects pratiques

Sur le plan pratique de la mise en œuvre et de la qualité des essais, une difficulté apparaît parfois qui est attribuée à un contact défectueux entre le sol et la bague œdométrique. Dans ce cas, le chemin de contrainte de chargement présente une courbure anormale au début de l'essai, d'après la réponse de la bague capteur (en fait, cela concerne tous les types d'œdomètres). Ce problème touche plus particulièrement les sols indurés et les roches tendres dans lesquels il est difficile de découper des éprouvettes à la trousse.

Il est important de respecter les recommandations en usage qui prévoient de ménager une phase de préchargement au début des essais afin de contrôler la remise en contact du sol avec de l'eau sous une charge prédéfinie (σ_{apr}). Il faut être conscient que la réponse observée ensuite dépend de cette phase, notamment dans les sols argileux. Pendant les cycles qui font suite, des vitesses de chargement et de déchargement très lentes sont à mettre en œuvre afin de maintenir le sol en condition drainée. Enfin, le choix des contraintes maximales σ'_{amax} est guidé par le besoin d'identifier le seuil de préconsolidation du sol, sachant que ce choix affecte la réponse du sol en déchargement. Il résulte d'un compromis lié à la nature du sol et son état, la capacité du matériel et la durée des essais.

3.4 Sols étudiés

Une sélection d'essais portant sur des sols différents est proposée pour décrire les réponses observées à l'aide de l'œdomètre K_0 HP. La nature des sols et leurs propriétés physiques sont rassemblées dans le [tableau 1](#). Les deux premières colonnes du tableau indiquent l'ordre dans lequel

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

Sol	N° de la figure	z (m)	Nature du sol	w (%)	e_0 (°)	S_r (%)	w_L (°)	I_p (°)	C_2 (%)
1	3	—	Sable fin quartzueux beige reconstitué	0,0	0,553	0	—	—	0
2	4	3,7	Limon argileux finement sableux	25,4	0,750	91	36	17	16
3	5 et 6	11	Marne gris-bleu homogène	23,0	0,630	99	36	13	21
4	7	20	Argile grise homogène	21,6	0,605	96	45	23	17
5	8	7	Marne litée grise	21,4	0,573	101	36–48	15–22	20
6	9	36	Argile grise plastique	27,7	0,726	103	62–96	32–57	56
7	10 et 11	17	Marne argileuse rougeâtre compacte	14,2	0,376	102	46	26	24

z : profondeur du prélèvement

Origine des prélèvements : 1 : Fontainebleau ; 2 : Lyon ; 3 : Vence ; 4 : Ardennes ; 5 : Gard ; 6 : Dunkerque ; 7 : Marseille

Tableau 2. Caractéristiques des essais œdométriques K_0 DHP.**Table 2.** Characteristics of the K_0 DHP tests.

Sol	Nom de l'éprouvette	Préchargement		Cycles drainés				
		σ_{apr} (kPa)	Durée (h)	n cycles	Sens de départ	v ($\mu\text{m}/\text{min}$)	σ'_{amax} (MPa)	Durée (h)
1	FON02	0	—	3	c	80	3,6	0,6
2	COR05	50	74	2,5	d	1,3	1,28	170
3	KCV6-8	200	24	1	c	1	23,2	120
4	ANR20	25	27	2	c	2	3,3	83
5	REX22	520	64	2,5	d	1,2	4,2	196
6	DUN01	350	72	2,5	d	1	2,7	168
7	BMB107	380	74	2,5	d	1	5,1	268

σ_{apr} : contrainte de préchargement ; départ : (i) c : chargement ; (ii) d : déchargement ; v : vitesse de chargement ; σ'_{amax} : contrainte maximale imposée

sont présentés ces exemples, puis les numéros des figures sur lesquelles sont reportées les courbes d'essais. Les colonnes suivantes rapportent les caractéristiques d'état initial des sols (w : teneur en eau ; e : indice des vides ; S_r : degré de saturation) et leurs propriétés physiques (w_L : limite de liquidité ; I_p : indice de plasticité ; C_2 : teneur en particules de diamètres inférieurs à $2 \mu\text{m}$).

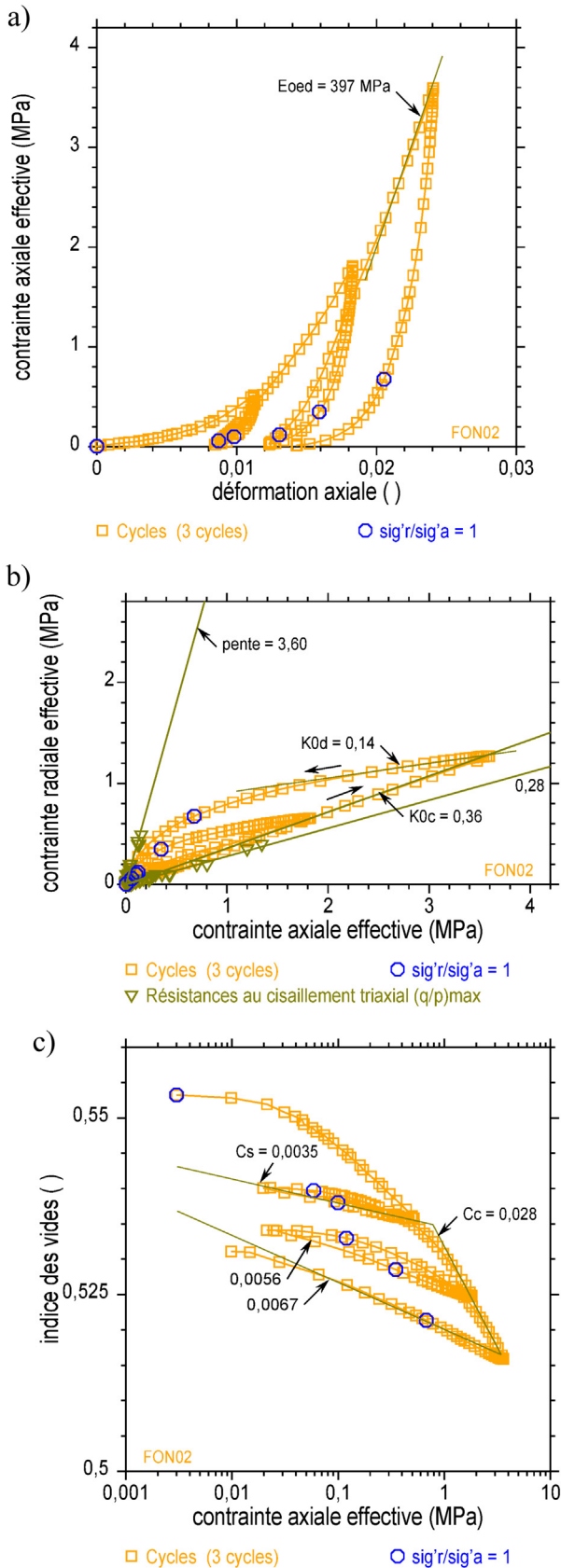
Les exemples sont rangés par niveaux de difficultés croissantes d'après les réponses mécaniques observées et les problèmes que posent la réalisation et l'interprétation des essais. Cette progression s'établit en lien avec l'argilosité des sols. Mais, comme le montrent les résultats des essais K_0 HP, les propriétés physiques des sols et leurs propriétés mécaniques s'avèrent mal corrélées. Les sols 4 et 7 en donnent un exemple. Ils possèdent des caractéristiques de plasticité proches, mais ils révèlent des réponses différentes.

Le premier sol examiné est un sable de Fontainebleau reconstitué. Le second est un limon. Les courbes expérimentales de ces deux exemples sont mises à profit pour définir les paramètres mécaniques utilisés ensuite. Les autres sols sont argileux ou marneux. Comme le limon, ils ont été prélevés par carottage dans le cadre de reconnaissances géotechniques pour des projets d'infrastructures.

3.5 Programmes d'essais

Le [tableau 2](#) donne les principales caractéristiques des essais K_0 DHP. Dédiés à des projets d'ouvrages, les programmes dans lesquels ils s'inscrivent ne répondent pas à un plan d'ensemble préétabli. Le plus souvent, ces programmes sont constitués par des essais triaxiaux qui servent à mesurer la déformabilité et la résistance au cisaillement des sols. Ces essais sont réalisés à basse pression ou à haute pression, dans différentes conditions de drainage, en compression ou en extension ([Serratrice, 2002, 2017](#)). Les programmes les plus complets comptent des essais triaxiaux à chemins contrôlés. Il s'agit en particulier de chargements proportionnels destinés à l'étude du comportement volumique des sols. Les essais K_0 DHP sont réalisés dans cette optique, au même titre que les compressions isotropes et des chemins radiaux. Ils sont utilisés aussi pour l'étude du gonflement des sols argileux ([Serratrice, 2022](#)). Les programmes d'essais dépendent de l'échantillonnage disponible, souvent limité et hétérogène, et de la qualité des prélèvements en place (carottages, blocs).

Dans la suite, les exemples proposés offrent un panorama des résultats obtenus au moyen d'essais K_0 DHP réalisés sur des sols différents. Réalisés en condition drainée, les essais



comptent un cycle de chargement-déchargement au minimum, dans la gamme de contraintes maximales comprises entre 3 et 5 MPa (sauf le cas des sols 2 et 3, Tab. 2) et compatibles avec les conditions des projets. Les premiers exemples commentés servent à décrire l'allure des réponses à ces chargements et définir les paramètres œdométriques déduits des courbes expérimentales.

4 Description des courbes recueillies pendant les essais K_0 HP

4.1 Cas d'un sable reconstitué

Les divers aspects des réponses œdométriques sont présentés et commentés dans deux premiers exemples. Cela concerne les seuils de préconsolidation (ou seuils d'états limites), les indices de compressibilité et de gonflement, les chemins des contraintes de chargement, les chemins des contraintes de déchargement, la progression de ces derniers vers des états de contraintes en extension. Ces exemples montrent comment les caractéristiques œdométriques sont identifiées à partir des courbes contrainte-déformation et les chemins des contraintes œdométriques.

Le premier exemple montre la réponse typique d'un sol vierge au cours d'un essai K_0 DHP. L'essai a été réalisé sur une éprouvette de sable de Fontainebleau reconstituée au laboratoire. Le sable est préparé à sec dans la cellule œdométrique par déversement et damage en trois couches successives pour obtenir un état dense (indice de densité $I_D = 90\%$). L'essai est effectué dans cet état sec à la vitesse $v = 0,08 \text{ mm/min}$ en trois cycles de chargement-déchargement pour atteindre les contraintes axiales maximales $\sigma'_{amax} = 0,5, 1,8$ et $3,6 \text{ MPa}$. Les boucles contrainte-déformation (ϵ_a, σ'_a) sont étroites et un module œdométrique $E_{oed} = 397 \text{ MPa}$ s'observe en fin de chargement sur la figure 3a. Le sable est très faiblement compressible, comme indiqué dans le plan $(\lg(\sigma'_a), e)$ de la figure 3c, où un indice de compressibilité $C_c = 0,028$ est mesuré au maximum de la charge alors que la courbe de compressibilité présente une courbure continue. Les déchargements s'effectuent sur des droites dont les pentes C_s augmentent avec la contrainte maximale σ'_{amax} atteinte avant l'inversion du sens de chargement.

Le graphique de la figure 3b montre le plan des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) où s'inscrit le chemin des contraintes suivi pendant les cycles œdométriques. Partant de l'origine, les chargements s'effectuent le long d'une droite de pente $K_{0c} = 0,36$. Les chemins de déchargement s'écartent du chemin de chargement et font apparaître une forte hystérésis. Ils commencent avec une pente $K_{0d} = 0,14$, puis ils s'infléchissent en suivant une courbe qui peut être caractérisée par la relation de Schmidt (1966) donnant le rapport des contraintes

Fig. 3. Essai œdométrique K_0 DHP réalisé sur un sable reconstitué. (a) Courbes contrainte-déformation (ϵ_a, σ'_a); (b) Chemins des contraintes effectives dans le plan (σ'_a, σ'_r) ; (c) Courbes de compressibilité dans le plan $(\lg(\sigma'_a), e)$.

Fig. 3. Oedometer test K_0 DHP on a reconstituted sand.

effectives pendant le déchargement $(\sigma'_r/\sigma'_a)_d = K_{0c} (\sigma'_{amax}/\sigma'_a)^h$ où l'exposant $h = 0,57$ ici.

La résistance au cisaillement du sable a été mesurée au moyen d'essais triaxiaux monotones et cycliques (triangles beiges). Elle est représentée dans ce plan des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) , par la droite de Coulomb de compression de pente $K_a = \tan^2(\pi/4 - \phi'/2) = 0,28$ et par la droite de Coulomb d'extension de pente $K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) = 3,6$ (angle de frottement interne $\phi' = 34,4^\circ$, cohésion nulle). En s'éloignant de l'origine, le chemin œdométrique de chargement s'écarte progressivement de la droite de Coulomb de compression. Au contraire, en fin de cycles, les chemins de déchargement approchent la droite de Coulomb d'extension. Après inversion du chargement où il vaut 0,36, le rapport σ'_r/σ'_a augmente, dépasse l'unité (ronds bleus) et progresse encore pour atteindre K_p .

4.2 Cas d'un limon

L'essai réalisé sur le limon montre la réponse typique d'un sol fin peu plastique (Fig. 4). Un préchargement est effectué sous 50 kPa (croix grises). Puis l'essai commence par un déchargement et se poursuit par deux cycles (2,5 cycles au total). Les paramètres identifiés sur les courbes sont reportés sur les graphiques.

Cet essai accompagne un essai triaxial réalisé sur cinq éprouvettes découpées dans le même échantillon carotté (consolidations isotropes et cisaillements drainés et non drainés). Les figures 4a et 4c montrent l'évolution des contraintes axiale et radiale effectives en fonction de la déformation volumique ou de l'indice des vides. Les variations de volume enregistrées pendant les consolidations isotropes sont reportées sur les graphiques (carrés beiges). Ces variations s'accordent avec les tassements œdométriques. Le limon est moyennement compressible ($C_c = 0,20$). Les indices de gonflement C_s varient peu, autour de 0,01 et $C_c/C_s = 20$. Sa pression de préconsolidation est égale à $\sigma'_p = 190$ kPa d'après la construction géométrique indiquée sur la figure 4c.

Le chemin des contraintes effectives est représenté dans le plan « triaxial » (p, q). Ici, les caractéristiques des cycles sont les pentes η_{0c} et η_{0d} qui sont directement reliées aux pentes K_{0c} et K_{0d} ($\eta = 3(1 - K_0)/(1 + 2K_0)$). Dans ce plan sont indiqués aussi les cinq points représentant les résistances au cisaillement du limon (losanges beiges). La droite de Coulomb qui caractérise ces résistances en compression est reportée sur la figure 4b. Ses caractéristiques sont $M_c = 1,09$ et $C_{qc} = 10$ kPa, qui correspondent à l'angle $\phi' = 27,4^\circ$ et la cohésion $c' = 5$ kPa. D'après le critère de Coulomb, la droite représentant la résistance en extension du limon a pour caractéristiques $M_e = -0,80$ et $C_{qe} = -7$ kPa. Enfin, le segment incliné de pente $-2/3$ et d'abscisse 190 kPa marque la contrainte de préconsolidation dans ce plan.

Contrairement à la courbe de compressibilité du limon qui se démarque nettement de celle du sable, les chemins des contraintes effectives présentent la même allure. Proches de l'enveloppe de rupture en compression au début du chargement, ils s'en éloignent le long d'une pente K_{0c} (η_{0c}). En déchargement, alors que le rapport q/p diminue et devient négatif (ronds bleus), ils finissent en extension. Les boucles d'hystérésis sont amples. Dans la suite les chemins des

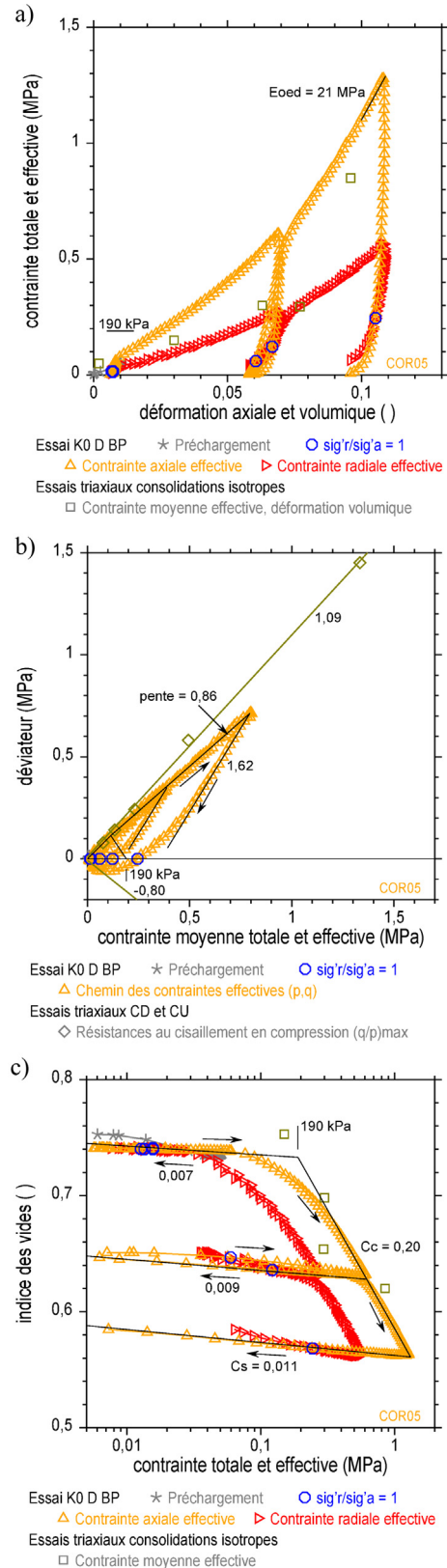


Fig. 4. Essai œdométrique K₀ DHP réalisé sur un limon. (a) Courbes contrainte-déformation (ε_a, σ'_a); (b) Chemins des contraintes effectives dans le plan (p, q); (c) Courbes de compressibilité dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$). *Fig. 4. Oedometer test K₀ DHP on a silt.*

contraintes sont représentés indifféremment dans le plan (σ'_a, σ'_r) ou le plan (p, q).

4.3 Cas d'une marne sous haute pression

Le troisième exemple présente la réponse d'une marne gris-bleu du Langhien (Miocène) de la région de Vence (Alpes Maritimes). Elle a été prélevée par carottage vers 11 m de profondeur. Elle est saturée. Les résultats de deux essais œdométriques à haute pression K_0 D HP sont présentés sur les figures 5 et 6. Après un palier préliminaire de saturation sous 0,2 MPa, le chargement continu drainé est effectué en un cycle à la vitesse $v = 1 \mu\text{m/min}$ jusqu'à atteindre les contraintes axiales $\sigma'_{amax} = 13,6 \text{ MPa}$ (courbes vertes) et $23,2 \text{ MPa}$ (courbes rouges), sans déchargement intermédiaire pour ne pas briser la continuité des courbes.

Les courbes contrainte-déformation (ε_a, σ'_a) de chargement se présentent sous la forme de deux arcs successifs d'allure exponentielle et reliés par un coude situé vers 8,4 MPa (Fig. 5a). Le module œdométrique tangent E_{oed} passe de 190 à 113 MPa de part et d'autre du coude. Le début du déchargement s'effectue le long d'une pente plus raide. Mais une forte recouvrance s'observe en fin de déchargement. Ces courbes sont transcrites dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$) de la figure 5b. Le début du chargement, puis les déchargements s'inscrivent le long de droites dont les pentes moyennes C_s sont de l'ordre de 0,05 avec un léger accroissement en fonction du niveau de chargement. Mais, contrairement à l'exemple précédent, les pentes locales C_s varient au début du déchargement, en partant d'une valeur quasi-nulle avant d'atteindre la valeur identifiée ensuite sur la partie linéaire la courbe. Au-delà de 8,4 MPa, la compressibilité de la marne s'avère très forte avec un indice $C_c = 0,50$, soit un rapport $C_c/C_s \approx 10$.

Les pentes E_{oed} des courbes de chargement (ε_a, σ'_a) ont été évaluées point par point. Elles sont reportées en fonction de σ'_a sur la figure 5c où apparaissent un maximum (190 MPa) et un minimum (113 MPa) séparés par un point d'inflexion vers 8,4 MPa, en concordance avec la figure 5a. À haute pression, les couples (σ'_a, E_{oed}) s'alignent sur la droite de pente 7,5, pente qui se déduit de l'expression $E_{oed}/\sigma'_a = 2,3(1 + e_0)/C_c$. En identifiant le comportement de la marne à celui des argiles surconsolidées, la marne serait dotée d'une pression de préconsolidation de 8,4 MPa environ, bien supérieure au poids des terres et au-delà de laquelle son comportement devient progressivement normalement consolidé. Par ailleurs, la comparaison de cette pression de préconsolidation à des pressions lithostatiques reste vaine, car les pressions lithostatiques exercées dans cette formation marneuse demeurent indéterminées à l'issue d'une histoire géologique complexe (Ginsburg *et al.*, 1998).

Le graphique de la figure 6a montre les chemins des contraintes effectives suivis dans le plan (σ'_a, σ'_r) par cette marne gris-bleu. Les chemins de chargement présentent une légère courbure à concavité positive. Au-delà du seuil de 8,4 MPa, ils deviennent rectilignes avec une pente $K_{0c} = 0,34$ qui est à mettre en relation avec l'indice de compressibilité $C_c = 0,50$, considérant que ces deux pentes sont des paramètres plastiques, par opposition au couple (K_{0d}, C_s). Les chemins de déchargement commencent avec une pente $K_{0d} = 0,18$ et se poursuivent selon une courbe caractérisée par l'exposant

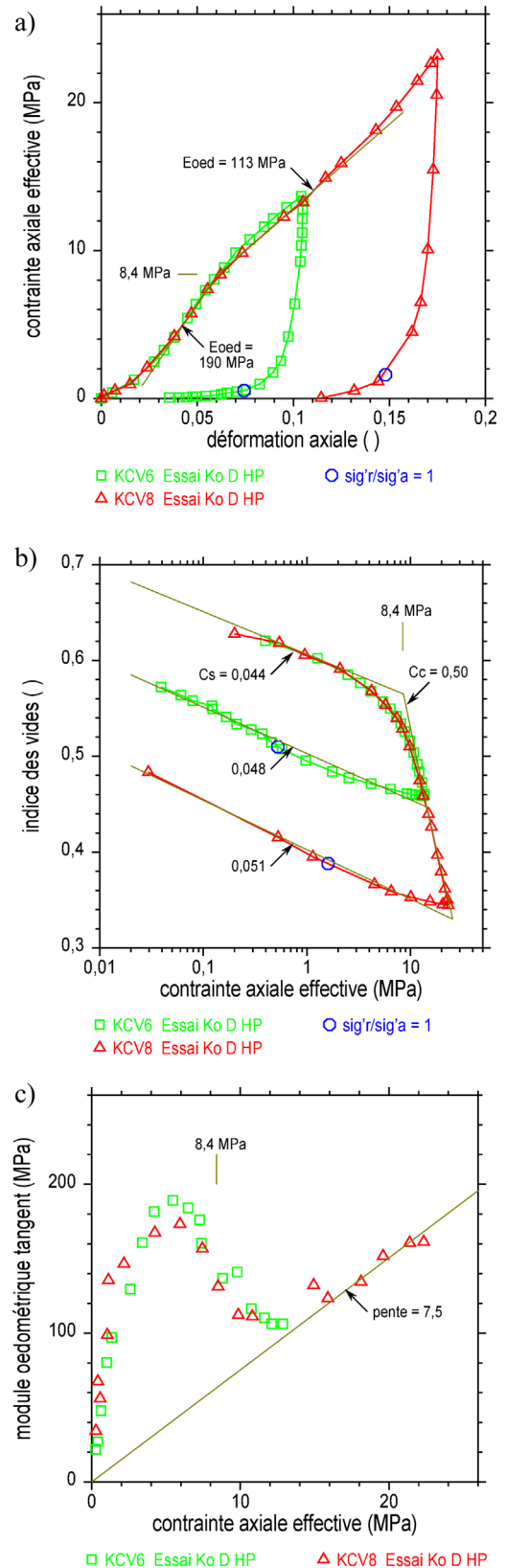


Fig. 5. Essais œdométriques K_0 D HP réalisés sur une marne gris-bleu homogène. (a) Courbes contrainte-déformation (ε_a, σ'_a); (b) Courbes de compressibilité dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$); (c) Pentes E_{oed} des courbes de chargement (ε_a, σ'_a) en fonction de σ'_a .

Fig. 5. Oedometer tests K_0 D HP on a homogeneous blue-grey marl.

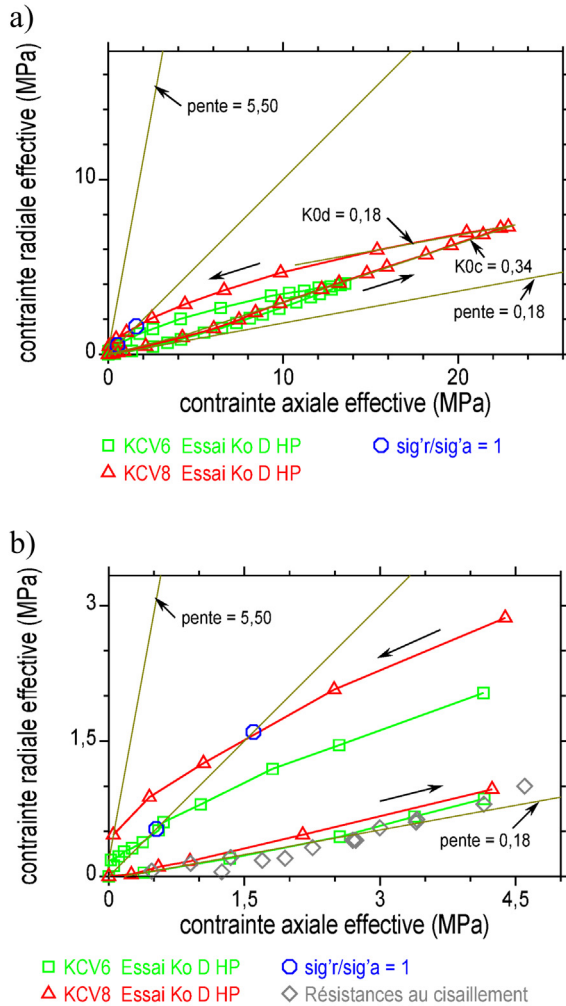


Fig. 6. Essais œdométriques K_0 D H P réalisés sur une marne gris-bleu homogène (suite). (a) Chemins des contraintes effectives dans le plan (σ'_a, σ'_r). (b) Zoom sur les basses pressions.

Fig. 6. Oedometer tests K_0 D H P on a homogeneous blue-grey marl (suit).

$h = 0,46$. Les rapports σ'_r/σ'_a augmentent et dépassent l'unité (à partir de $\sigma'_a = 1,6$ MPa pour la courbe rouge).

Le graphique de la figure 6b montre un agrandissement du graphique précédent pour les basses pressions. Les résistances au cisaillement de la marne mesurées à l'aide d'essais triaxiaux de compression sont reportées sur le graphique (losanges gris). Ces points appartiennent à une enveloppe de rupture courbe qui peut être caractérisée par une tangente à basse pression de pente $K_a = 0,18$ et d'ordonnée à l'origine égale à -32 kPa. Cette droite de Coulomb de compression possède les caractéristiques $\phi' = 43,8^\circ$ et $c' = 37$ kPa à laquelle est associée la droite de rupture en extension de pente $K_p = 5,50$ (et d'ordonnée 174 kPa), d'après la « symétrie » déjà évoquée avec l'exemple 1. Ces droites sont indiquées sur les graphiques de la figure 6. Il apparaît ainsi que les chemins œdométriques drainés de chargement s'inscrivent à proximité de l'enveloppe de rupture en compression de la marne à basse pression. Ils présentent une courbure similaire. En fin de déchargement, ces chemins des contraintes effectives atteignent l'enveloppe de rupture en extension de pente $K_p = 5,50$.

4.4 Chemins œdométriques et courbes d'état limite

L'exemple suivant concerne une argile grise qui a été prélevée vers 20 m de profondeur dans un forage de grand diamètre (170 mm). Les courbes de compressibilité ($\lg(\sigma'_a), e$) de la figure 7a montrent les réponses de trois éprouvettes issues de cet échantillon. Après la fin d'une phase préliminaire de saturation, les cycles de chargement-déchargement œdométriques sont effectués à vitesse constante en condition drainée ($2 \mu\text{m/min}$). Les écarts entre ces courbes proviennent de la dispersion de l'état initial de cette argile saturée ($e_0 = 0,61, 0,56$ et $0,57$). Les trois courbes de chargement présentent une courbure continue, comme observé souvent dans les argiles raides et les marnes quand les chargements ne sont pas poussés assez haut, au contraire de l'exemple 3 (Fig. 5 et 6). Cette courbure continue nuit à l'identification précise d'une pression de préconsolidation, c'est à dire un seuil d'état limite. Cette contrainte est estimée à $\sigma'_{ap} \approx 1,5$ MPa ici.

Le chemin des contraintes effectives enregistré pendant l'un des essais œdométriques est représenté dans le plan des contraintes effectives triaxiales (p, q) sur la figure 7b (éprouvette ANR20, en bleu). Après la phase de contrôle du gonflement initial, le chemin de premier chargement commence par une légère courbure. Puis, à partir d'une pression moyenne de l'ordre de 1 MPa, il se raccorde à une partie linéaire dont la pente vaut $\eta_{0c} = 0,75$ environ (soit $K_{0c} = 0,5$). Le chemin de déchargement s'écarte progressivement de cette droite avec une pente initiale plus forte et égale à $\eta_{0d} = 1,5$ (soit $K_{0d} = 0,25$). Le déchargement aboutit à des déviateurs négatifs $q < 0$, qui marquent le développement d'états de contraintes en extension.

Des essais triaxiaux ont permis de mesurer les résistances au cisaillement de l'argile en compression et en extension dans la gamme des pressions de 0 à 4 MPa. Ces points sont représentés par des figurés ronds dans le plan (p, q) de la figure 7b. Parallèlement, des essais triaxiaux à chargement radial ont été effectués. Un chargement contrôlé de ce type consiste à solliciter l'argile le long d'un chemin radial en exerçant une pression moyenne croissante et un déviateur croissant et en maintenant constant le taux de cisaillement $\eta = q/p$. Au même titre que les chemins œdométriques, chacun de ces chargements drainés sert à identifier un seuil d'état limite au-delà duquel des fortes déformations plastiques apparaissent.

Quatre essais de ce type, tels que $0 < \eta < 0,38$, ont fourni les points d'état limites représentés par des pentagones verts sur la figure 7b. À ces points s'ajoute le seuil de préconsolidation donné par l'essai œdométrique ANR20 (courbe bleue) de coordonnées (1,020 MPa, 0,805 MPa) (auquel correspond la contrainte $\sigma'_{ap} = 1,020 + (2/3) \times 0,805 = 1,557$ MPa). Associés aux résistances au cisaillement, ces cinq points ferment la courbe d'état limite (CEL) de l'argile du côté des pressions isotropes. Cette CEL délimite le domaine pseudo-élastique de l'argile. Une expression analytique de cette courbe est donnée dans Serratrice (2017). Ici, elle est présentée sous la forme d'un encadrement défini par deux courbes, pour donner une indication sur l'imprécision des mesures des coordonnées des seuils recueillies au moyen des différents types d'essais. Comme indiqué sur le graphique, le chemin œdométrique atteint son état limite au « nez » de la CEL.

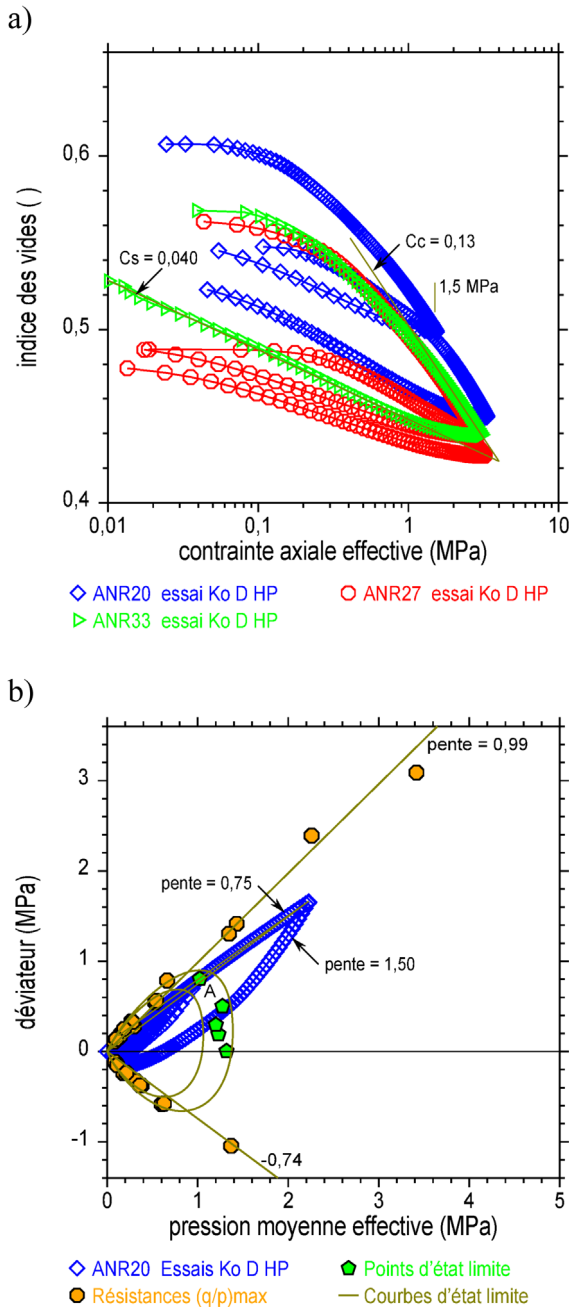


Fig. 7. Essai œdométrique K_0 DHP réalisé sur une argile grise homogène. (a) Courbes de compressibilité dans le plan $(\lg(\sigma'_a), e)$; (b) Chemins des contraintes dans le plan (p, q) et points d'état limite.

Fig. 7. Oedometer tests K_0 DHP on a homogeneous grey clay.

4.5 Autre exemple

Ce nouvel exemple permet de comparer la réponse d'un essai œdométrique K_0 DHP à celle d'un essai triaxial à chargement radial et vérifier ainsi la concordance entre ces deux types d'essais (marne grise, éprouvettes REX22 et REX44, Fig. 8). Le premier essai commence par un chargement rapide, à l'issue duquel le sol est mis en présence d'eau, suivi par un palier de saturation sous 520 kPa (durée 64 h, croix grises, exprimées en contraintes totales). Il se

poursuit par un cycle de déchargement-charge-charge-décharge drainés (courbes rouges, exprimées en contraintes effectives). L'essai radial commence par un palier isotrope de saturation sous 30 kPa qui ne montre pas de signe de gonflement (durée 70 h), suivi par un chemin contrôlé de pente $\eta = 0,81$ (courbes bleues, exprimées en contraintes effectives). Les courbes de compressibilité sont représentées dans les plans $(\lg(\sigma'_a), e)$ (Fig. 8a). Elles possèdent une pente commune $C_c = 0,21$ à haute pression, après un coude d'abscisse 1780 kPa. Les indices de déchargement œdométrique C_s dépendent de la charge appliquée à l'inversion du sens de chargement.

Les chemins des déformations donnant la variation de volume du sol en fonction de la déformation axiale sont représentés dans le plan (ϵ_a, ϵ_v) de la figure 8b. Le chemin suivi pendant le chargement œdométrique est rectiligne et de pente unité ($\epsilon_v = \epsilon_a$). Le chemin suivi pendant l'essai radial est légèrement courbe et proche du précédent ($\epsilon_v \approx \epsilon_a$), donc proche d'un chemin œdométrique ($\epsilon_r \approx 0$). Les chemins des contraintes sont reportés dans le plan des contraintes effectives (p, q) de la figure 8c. Le chemin radial est rectiligne de pente imposée $\eta = 0,81$. Le chemin K_0 est légèrement courbe avec une pente moyenne proche de celle du chemin radial, soit $\eta_{0c} = 0,81$ ou $K_{0c} = 0,55$.

Dans ce plan (p, q) sont aussi reportés les points à la rupture en compression et en extension de la marne grise (losanges gris) et les points d'état limite (triangles gris) obtenus au moyen de nombreux essais triaxiaux de cisaillement et d'essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux. Ces points et les points à la rupture obtenus à basse pression ont permis d'identifier la CEL qui est reportée dans ce plan (courbe continue beige). Le chemin œdométrique K_0 de chargement se développe au « nez » de cette frontière. Le déchargement aboutit en extension.

4.6 Résumé intermédiaire

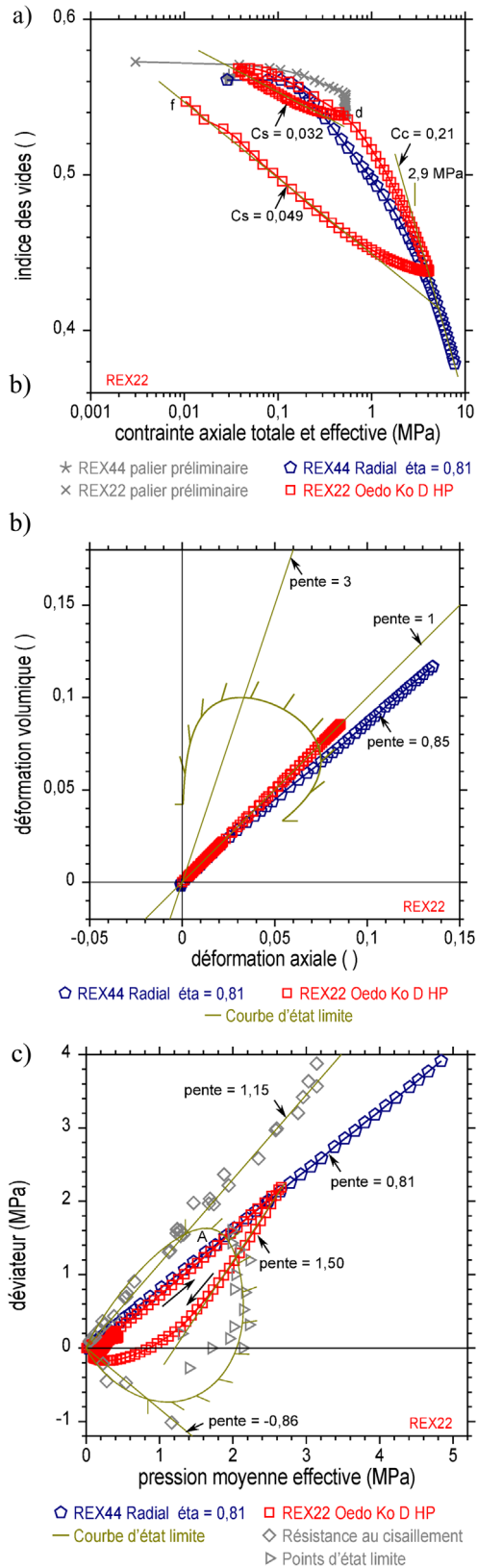
Les cinq essais examinés précédemment ont révélé divers aspects des courbes œdométriques recueillies sur des sols non plastiques ou moyennement plastiques. Les paramètres E_{od} , C_c , C_s , K_{0c} et K_{0d} ont été identifiés sur ces courbes. Le tableau 3 rassemble ces paramètres.

En passant successivement du premier exemple aux suivants, une tendance à l'accroissement de C_s et K_{0d} s'observe, tandis que C_c et K_{0c} ne montrent pas de signe de variation ou une grande dispersion liée à la diversité des terrains étudiés. Avec les deux exemples de sols argileux qui suivent, ces tendances vont être précisées en s'appuyant sur les variations du rapport C_c/C_s .

5 Cas des sols argileux plastiques

5.1 Cas d'une argile de l'Yprésien

Les deux exemples suivants portent sur des argiles et des marnes plastiques. Les propriétés de ces terrains sont indiquées dans le tableau 1 (sols 6 et 7). Les conditions d'essais sont données dans le tableau 2. Les essais commencent par une phase préliminaire de mise en présence d'eau sous une contrainte de préchargement notée σ_{appr} . Les cycles de



chargement-déchargement sont appliqués ensuite pour atteindre la contrainte maximale σ'_{amax} .

Le premier essai est réalisé sur une argile de l'Yprésien de la région de Dunkerque (argile des Flandres). L'argile a été prélevée par carottage vers 36 m de profondeur. Elle est saturée. Les courbes d'essai sont représentées sur la figure 9. L'essai commence par une phase préliminaire (chargement rapide suivi d'un palier) pour amener et maintenir l'argile à l'équilibre sous la contrainte verticale effective en place estimée à 350 kPa (durée 72 h, croix grises). L'essai se poursuit par une première phase de déchargement suivie par deux cycles de chargement-déchargement à la vitesse $v = 1 \mu\text{m/min}$ jusqu'à la contrainte axiale maximale $\sigma'_{amax} = 2,7 \text{ MPa}$ (durée 168 h).

La réponse observée est typique de celle d'une argile très plastique. Le chargement préliminaire rapide s'effectue le long de la bissectrice du plan des contraintes, révélant ainsi une réponse isotrope en contraintes totales (croix grises, en partie cachées par les courbes qui font suite, Fig. 9b). Puis, le sol trouve son équilibre sous les contraintes effectives (350 kPa, 210 kPa) du plan (σ'_a, σ'_r) soit $\sigma'_r/\sigma'_a = 0,60$. Les cycles commencent alors par un déchargement. Par la suite, le chemin de chargement drainé s'avère légèrement courbe, puis devient rectiligne avec une forte pente $K_{oc} = 0,69$. À haute pression, les chemins de déchargement commencent avec une pente $K_{od} = 0,32$. Après avoir dépassé les points où les rapports $\sigma'_r/\sigma'_a = 1$ (ronds bleus), ils se terminent en extension ($\sigma'_r > \sigma'_a$) et ils se caractérisent par un exposant $h = 0,40$. Le graphique montre les résistances au cisaillement triaxial recueillies sur les sols de cette formation (Josseaume, 1998). Les droites de Coulomb de compression ($K_a = 0,42$) et d'extension ($K_p = 2,4$) préconisées par l'auteur sont reportées sur le graphique ($c' = 36 \text{ kPa}$, $\phi' = 24,3^\circ$). Une pression de préconsolidation comprise entre 2,8 et 3,4 MPa est attribuée à ces terrains.

La courbe de compressibilité ($\lg(\sigma'_a), e$) montre une courbure continue pendant le chargement (Fig. 9c). La pente maximale atteinte sous 2,7 MPa est $C_c = 0,25$, associée au module $E_{oed} = 40 \text{ MPa}$ (Fig. 9a). Les courbes de déchargement commencent avec une faible pente puis s'alignent sur des droites dont les pentes C_s croissent avec la contrainte axiale maximale atteinte à l'inversion du sens de chargement. En dessous de 80 kPa à la fin du dernier déchargement, la vitesse imposée par la presse s'avère plus rapide que la vitesse de gonflement de l'argile (Serratrice *et al.*, 2021). Ainsi, le gonflement se poursuit encore sous le poids du piston pendant une quarantaine d'heures (5 kPa environ). L'essai se termine avec une déformation de gonflement égale à -2% .

Fig. 8. Essai oedométrique K_0 D H P et essai triaxial radial HP réalisés sur une marne litée grise. (a) Courbes de compressibilité dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$); (b) Chemins des déformations dans le plan (ϵ_a, ϵ_v); (c) Chemins des contraintes effectives dans le plan (p, q).

Fig. 8. Oedometer test K_0 D H P and HP radial triaxial test on a grey varved marl.

Tableau 3. Paramètres mesurés sur les courbes œdométriques K_0 HP.
Table 3. Parameter from oedometric curves.

Sol	Nom de l'éprouvette	e_0 (°)	E_{oed}^1 (–)	C_c (–)	C_s	C_c/C_s (–)	σ'_p (MPa)	K_{0c} (–)	K_{0d} (–)
1	FON02	0,553	397	0,028	0,0067	4,3	–	0,36	0,14
2	COR05	0,750	21	0,20	0,011	18	0,19	0,44	0,22
3	KCV6-8	0,630	190	0,50	0,051	9,6	8,4	0,34	0,18
4	ANR20	0,605	77	0,14	0,040	3,5	1,5	0,53	0,23
5	REX22	0,573	79	0,21	0,049	4,3	2,9	0,44	0,25
6	DUN01	0,726	40	0,25	0,093	2,7	3	0,69	0,32
7	BMB107	0,376	182	0,074	0,034	2,2	3,5	0,59	0,23

5.2 Cas d'une marne de l'Oligocène

L'exemple suivant concerne une marne de l'Oligocène prélevée à Marseille. La marne est compacte ($e=0,376$) et plastique ($w_L=46$). L'essai K_0 DPH se déroule comme les précédents : préchargement et mise en présence d'eau sous 380 kPa (croix grises), puis deux cycles drainés en commençant par un déchargement. Les courbes contrainte-déformation présentent une faible hystérésis (Fig. 10). Les indices C_s augmentent avec σ'_{amax} . Un gonflement s'observe en fin d'essai, après équilibrage sous le poids du piston ($-1,3\%$).

Dans les plans des contraintes totales, le chargement rapide préliminaire est non drainé et isotrope (croix grises, en partie cachées par les courbes qui font suite, Fig. 11). L'équilibre final s'établit au point (0,38 MPa, 0,48 MPa) soit $\sigma'_r/\sigma'_a=1,26$. Puis, dans les plans (σ'_a, σ'_r) et (p, q), les chemins des contraintes effectives sont fermés et présentent une faible hystérésis. Leurs caractéristiques sont $K_{0c}=0,59$, $K_{0d}=0,23$, $\eta_{0c}=0,56$, $\eta_{0d}=1,58$. Suite à l'équilibre trouvé en fin de phase préliminaire, ils sont décalés par rapport à l'origine des plans des contraintes.

Les points à la rupture en compression de la marne ont été obtenus au moyen de nombreux essais triaxiaux effectués sur différents échantillons carottés provenant du site. Ils sont représentés sur les graphiques (losanges beiges). La dispersion est inhérente à la nature des terrains marneux qui sont plus ou moins indurés ou fissurés. Parallèlement, des essais triaxiaux à chemins contrôlés radiaux ont été réalisés afin de déterminer des points d'état limites de la marne. Devant la difficulté de repérer des coudes le long des courbes de compressibilité, deux points particuliers ont été identifiés sur chacune de ces courbes, qui représentent l'amorce de la courbure, puis le passage à un régime plastique à haute pression (Serratrice, 2017). Deux courbes d'état limite emboîtées sont déduites, notées CELe et CELp. L'enveloppe CELp est encadrée par les deux droites de Coulomb qui représentent la résistance de la marne dans son domaine plastique ($\phi'=25,4^\circ$, $M_c=1$, $M_e=-0,75$, $K_a=0,40$, $K_p=2,49$).

Le domaine intermédiaire compris entre ces deux courbes marque la transition le domaine pseudo-élastique à basse pression au domaine plastique à haute pression. Le chemin K_0 DHP n'atteint pas ce domaine, ce que traduit la faible pente $C_c=0,074$ observée (Fig. 10b). En raison du décalage enregistré pendant la phase préliminaire, le chemin de chargement ne se développe pas au « nez » de la CELe. Le déchargement aboutit à la rupture de la marne en extension.

5.3 Discussion

Les paramètres recueillis au moyen de ces deux derniers essais K_0 HP sont reportés dans le tableau 3. En présence de plusieurs cycles, C_s est égal à la plus grande pente de déchargement observée pendant l'essai. Elle représente le déchargement du sol opéré à partir, ou au plus près, d'un état normalement consolidé (déstructuré). La progression de C_s et K_{0c} d'un exemple à l'autre se confirme. Mais la dispersion reste grande, ce qui s'explique par la diversité des terrains étudiés, à commencer par leur compacité initiale et leurs propriétés physiques. Le tableau 3 mentionne les rapports C_c/C_s . À l'exclusion du sable de l'essai 1, ce rapport décroît au fil des exemples. Cela justifie l'ordre dans lequel ceux-ci ont été présentés. La correspondance entre ce rapport C_c/C_s et le rapport K_{0c} sera discutée dans la section 6.

Le tableau 3 rapporte aussi les pressions de préconsolidation σ'_p . En raison de la courbure continue des courbes de compressibilité ($\lg(\sigma'_a), e$), ces seuils font l'objet d'une interprétation des essais K_0 HP plutôt que d'une identification par une méthode géométrique de recherche d'un coude, comme dans les exemples 2 et 3 (coude ou évolution de E_{oed} tangent avec σ'_a et C_c). Ici, en l'absence de chargement à très haute pression, cette interprétation porte sur le croisement entre les réponses du sol soumis à des types de chargements différents (cisaillement triaxiaux et chemins radiaux) et non pas sur le seul chargement œdométrique. L'interprétation de l'ensemble des essais s'appuie alors sur l'identification d'une courbe d'état limite, ou, plus précisément, d'une bande du plan des contraintes effectives qui rassemble ces seuils avec leur dispersion.

Sur un plan pratique, le protocole d'essai mis en œuvre ne garantit pas la mesure la plus rigoureuse des pentes C_c , C_s , K_{0c} et K_{0d} en raison de la dépendance de ces paramètres avec σ'_a . Les pentes C_c et C_s sont sous-estimées si le sol n'atteint pas un état normalement consolidé au cours du chargement.

6 Synthèse

Les résultats des essais K_0 DHP montrent divers aspects du comportement des argiles raides et des marnes le long des cycles de chargement-déchargement œdométriques. L'œdomètre tire avantage de la simplicité de sa mise en œuvre. Les chargements continus drainés permettent d'obtenir des enregistrements détaillés des réponses des sols. Ils sont confirmés par des essais triaxiaux à chemins contrôlés.

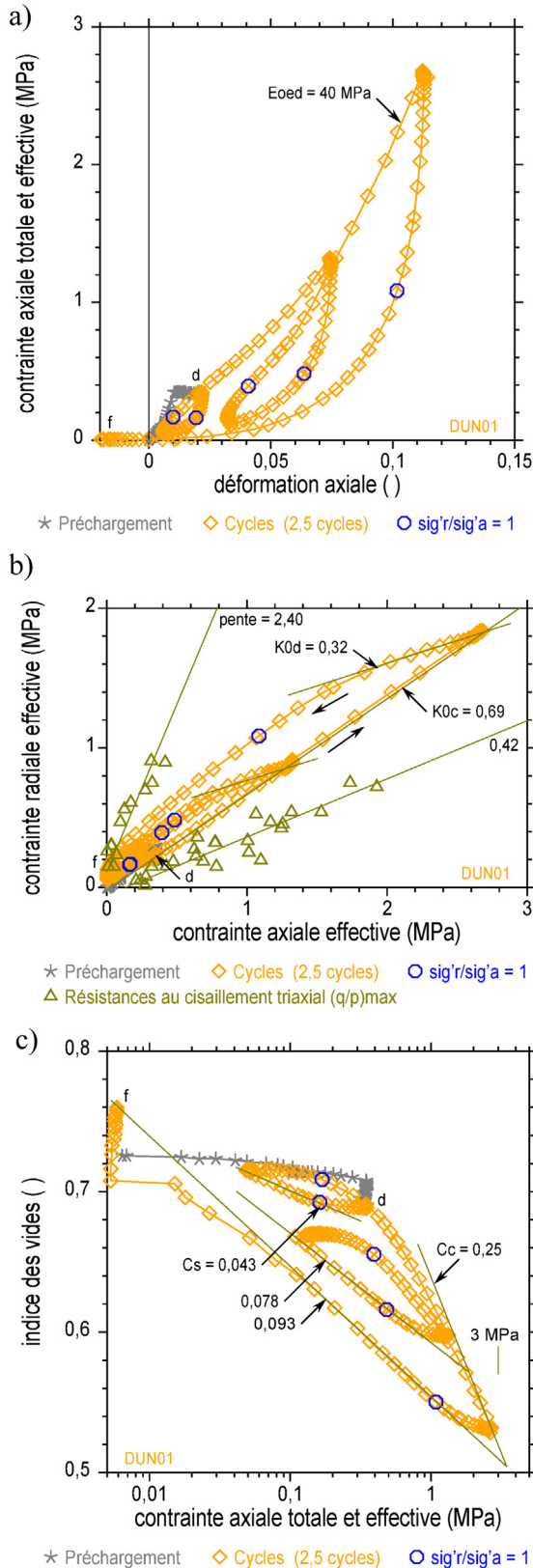


Fig. 9. Essai œdométrique K_0DHP réalisé sur une argile grise plastique. (a) Courbes contrainte-déformation (ε_a, σ'_a); (b) Chemins des contraintes effectives dans le plan (σ'_a, σ'_r); (c) Courbes de compressibilité dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$).

Fig. 9. Oedometer tests K_0DHP on a grey plastic clay.

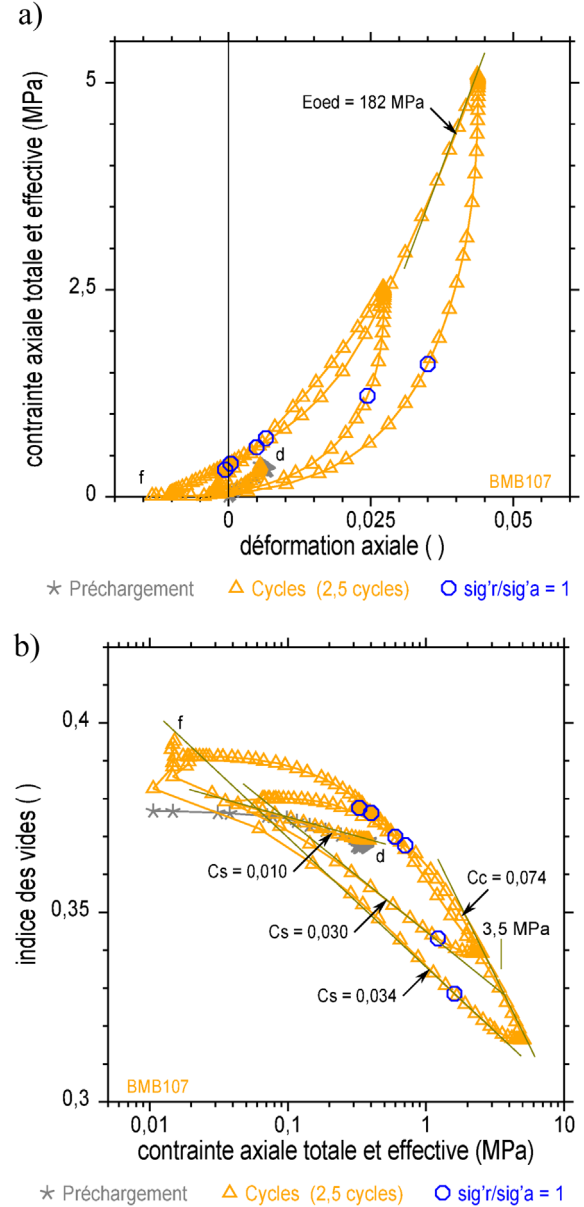


Fig. 10. Essai œdométrique K_0DHP réalisé sur une marne argileuse rougeâtre compacte. (a) Courbes contrainte-déformation (ε_a, σ'_a); (b) Courbes de compressibilité dans le plan ($\lg(\sigma'_a), e$).

Fig. 10. Oedometer tests K_0DHP on a compact reddish clayey marl.

L'interprétation des courbes contrainte-déformation ($\lg(\sigma'_a), e$) se fonde sur l'identification des indices de compressibilité C_c et C_s , définis à l'origine pour caractériser des sols argileux mous (faiblement consolidés ou reconstitués), à condition d'exercer des hautes pressions. Les courbures observées en chargement ou en déchargement soulèvent néanmoins des difficultés pour identifier ces paramètres au cas par cas. Globalement, les réponses observées s'organisent en fonction de la nature, de la compacité initiale et de l'argilosité de ces terrains argileux raides.

L'enregistrement des chemins des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) enrichit l'interprétation des essais œdométriques et aboutit à identifier les paramètres K_{0c} et K_{0d} . Là aussi, des courbures apparaissent, déjà constatées par différents auteurs.

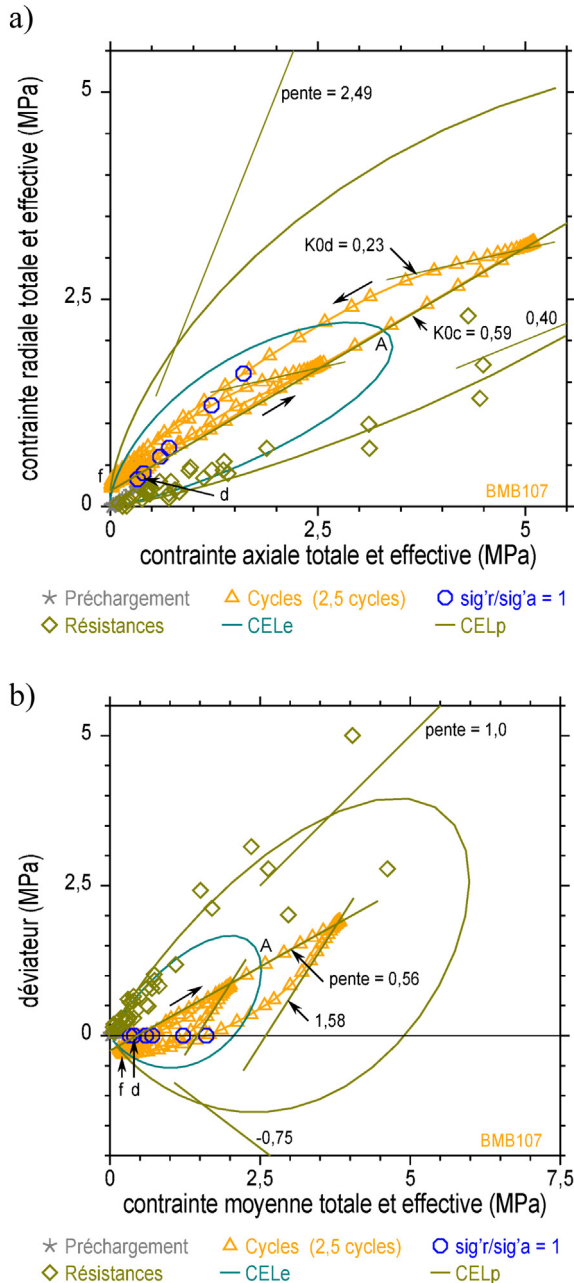


Fig. 11. Essai œdométrique K₀ DHP réalisé sur une marne argileuse rougeâtre compacte (suite). (a) Chemins des contraintes effectives dans le plan (σ'_a, σ'_r); (b) Idem dans le plan (p, q).

Fig. 11. Oedometer tests K₀ DHP on a compact reddish clayey marl (suit).

Ces paramètres dépendent du niveau des contraintes, ce qui compliquent leur identification sur les courbes expérimentales et rend difficile la comparaison des sols testés.

Globalement, les courbes contrainte-déformation (ϵ_a, σ'_a) ou ($\lg(\sigma'_a), e$) et les chemins des contraintes effectives (σ'_a, σ'_r) ou (p, q) présentent des formes d'hystérésis qui s'articulent autour des seuils d'état limite qui procurent aux sols leur statut surconsolidé à l'état naturel. Il n'apparaît pas de relation directe entre les courbes contrainte-déformation et les

chemins des contraintes, mais les mêmes tendances se dessinent. Ainsi, les essais K₀ DHP réalisés sur différents terrains argileux raides montrent que les indices de compressibilité C_c , les indices de gonflements C_s , les pentes K_{0c} et K_{0d} prennent des valeurs plus fortes dans les argiles et les marnes plastiques que dans les sols peu plastiques. Les rapports C_c/C_s sont souvent bien inférieurs à dix. Les hystérésis des courbes de compressibilité ($\lg(\sigma'_a), e$) et des chemins (σ'_a, σ'_r) sont plus faibles. Une récapitulation des paramètres mesurés est proposée ci-dessous pour décrire ces tendances globales (voir les commentaires relatifs aux Fig. 12–14).

Les principales caractéristiques des courbes expérimentales issues d'une soixantaine d'essais K₀ DHP ont été rassemblées sur les graphiques de la figure 12 en fonction de l'indice des vides initial e_0 des terrains. Ces essais concernent principalement des argiles et des marnes, mais aussi des sables, des limons et des roches tendres. L'analyse porte essentiellement sur les pentes K_{0c} , K_{0d} , C_c et C_s qui ont été identifiées sur les courbes expérimentales. Les indices C_s sont les pentes observées pendant le déchargement réalisé à partir de la contrainte axiale maximale σ'_{amax} qui a été exercée. En présence de plusieurs cycles, C_s est donc la plus grande pente de déchargement observée pendant l'essai. Elle correspond à un état du sol égal ou proche d'un état normalement consolidé.

Toutes ces propriétés sont classées en fonction de la nature du terrain (marnes, argiles, sables, limons, roches tendres). Sur les graphiques, les paramètres forment des groupes bien identifiés et d'autres plus diffus. Cette représentation des paramètres en fonction de e_0 ne vise pas à établir des corrélations. Sur la base de cet ensemble de données, elle paraît tout aussi pertinente qu'une représentation des paramètres en fonction des propriétés physiques des sols ou d'autres propriétés mécaniques.

Les pentes K_{0c} , C_c et C_s augmentent avec e_0 . Cette tendance n'apparaît pas clairement pour K_{0d} . Les groupes de terrains sont assez bien individualisés pour K_{0c} et C_s , voire C_c . Les pentes K_{0d} forment néanmoins des groupes qu'il est possible d'identifier malgré la dispersion des mesures. Les représentations des couples (e_0, K_{0c}) et (e_0, C_s) des figures 12a et 12d départagent clairement les sols argileux et marneux et les sols sableux et limoneux. Ces derniers possèdent des coefficients K_{0c} et des indices C_s plus faibles que les sols argileux et marneux. Il n'apparaît pas une séparation nette entre les argiles (carrés rouges) et les marnes (ronds bleus). Cela s'explique en partie par le mode de tri des terrains, qui est effectué d'après leur description visuelle, laissant ainsi une part d'incertitude.

Ces tendances à l'accroissement des paramètres K_{0c} , K_{0d} , C_c et C_s avec l'indice des vides initial e_0 sont soulignées par les encadrements reportés sur les graphiques de la figure 12 sous la forme d'un triplet de droites qui constitue une enveloppe minimale, une enveloppe maximale et une droite médiane. La première correspond aux sables et limons (S-L). À l'opposé, l'enveloppe maximale s'adresse aux argiles plastiques (Ap). La droite intermédiaire borde les argiles et les marnes « par valeur inférieure » (A-M).

Des combinaisons de ces encadrements sont possibles, comme indiqué sur la figure 13. Ainsi, K_{0c} augmente avec C_c en montrant une séparation assez nette entre les sols sableux et limoneux et les sols argileux et marneux. De même, K_{0d}

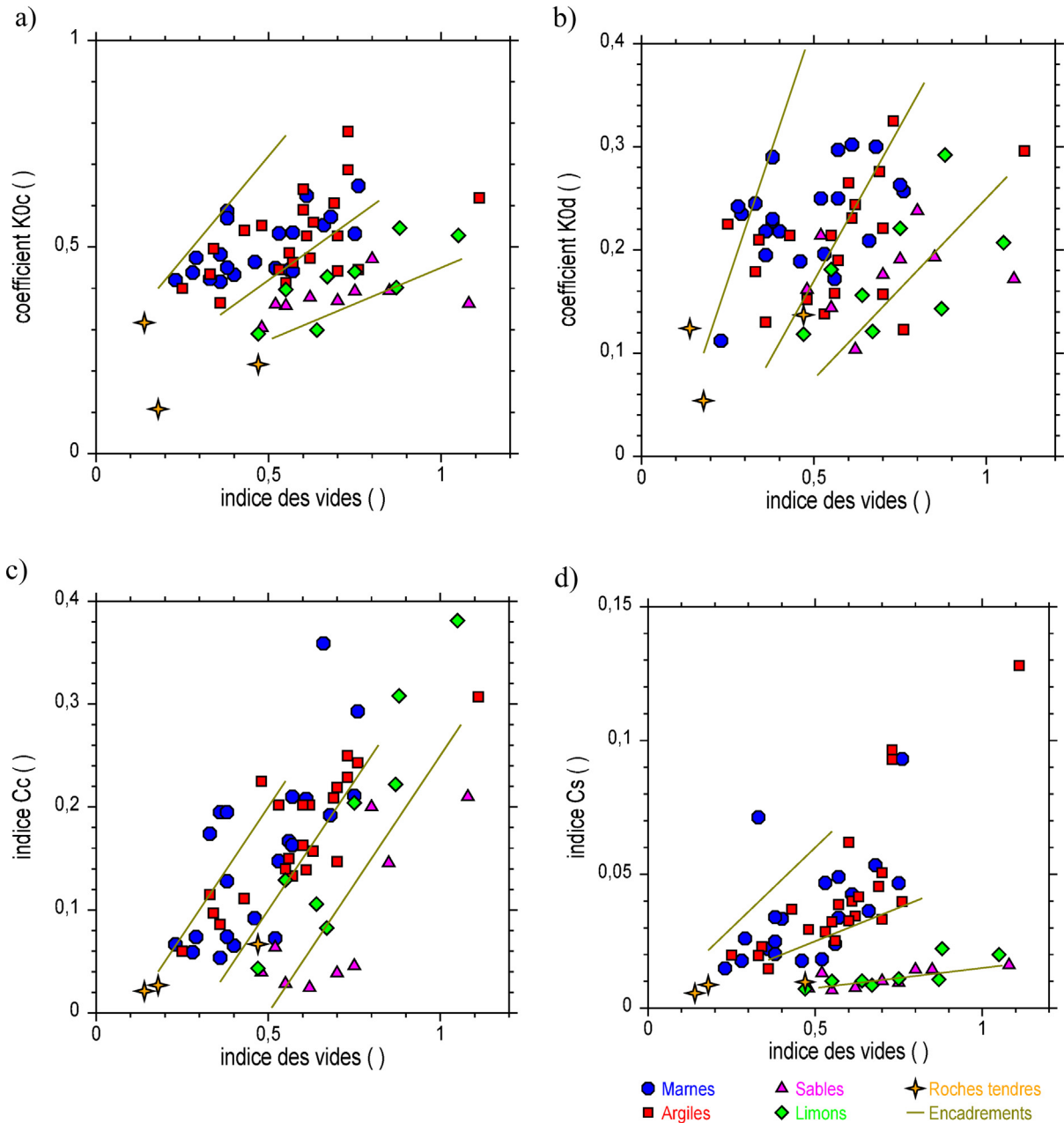


Fig. 12. Caractéristiques mécaniques issues des essais œdométriques K_0 DHP en fonction de l'indice des vides e_0 . (a) Coefficient K_{0c} ; (b) Coefficient K_{0d} ; (c) Indice de compressibilité C_c ; (d) Indice de gonflement C_s .

Fig. 12. Mechanical characteristics from K_0 DHP oedometer tests versus initial void ratio.

augmente avec la pente K_{0c} dans une bande relativement étroite. En fait, une gradation apparaît dans cette bande avec le type de sol en passant des sables et limons aux argiles et marnes, ce que soulignent les encadrements. De même, les représentations de K_{0d} et de C_c avec C_s , figures 13c et 13d, confirment le caractère discriminant de C_s , comme sur la figure 12d. Comme attendu, les rapports C_c/C_s passent de 4 à 10 puis 30 environ.

La figure 14a rapporte les rapports C_c/C_s aux pentes K_{0c} . Une bande séparée par deux droites de pentes égales à 50 est représentée sur le graphique. Les sols sableux et limoneux apparaissent systématiquement à gauche de cette bande. Sinon, les sols sont argileux ou marneux, notamment à droite de la

bande. La figure 14b rapporte les rapports C_c/C_s aux limites de liquidité w_L . Un rectangle défini par les conditions $w_L > 35$ et $C_c/C_s < 5$ est inscrit sur le graphique. Il regroupe les sols les plus argileux et les plus déformables en déchargement (les plus grands indices C_s). Quelques-uns de ces terrains produisent des déformations finales négatives ($\varepsilon_{af} < 0$). Ils sont gonflants (exemples des Fig. 9 et 10).

Cette récapitulation des données recueillies avec un œdomètre K_0 HP met en correspondance les courbes de compressibilité et les chemins des contraintes dans les sols argileux. Il n'apparaît pas de relation formelle entre les paramètres caractéristiques de ces deux composantes des réponses œdométriques. Néanmoins cette correspondance

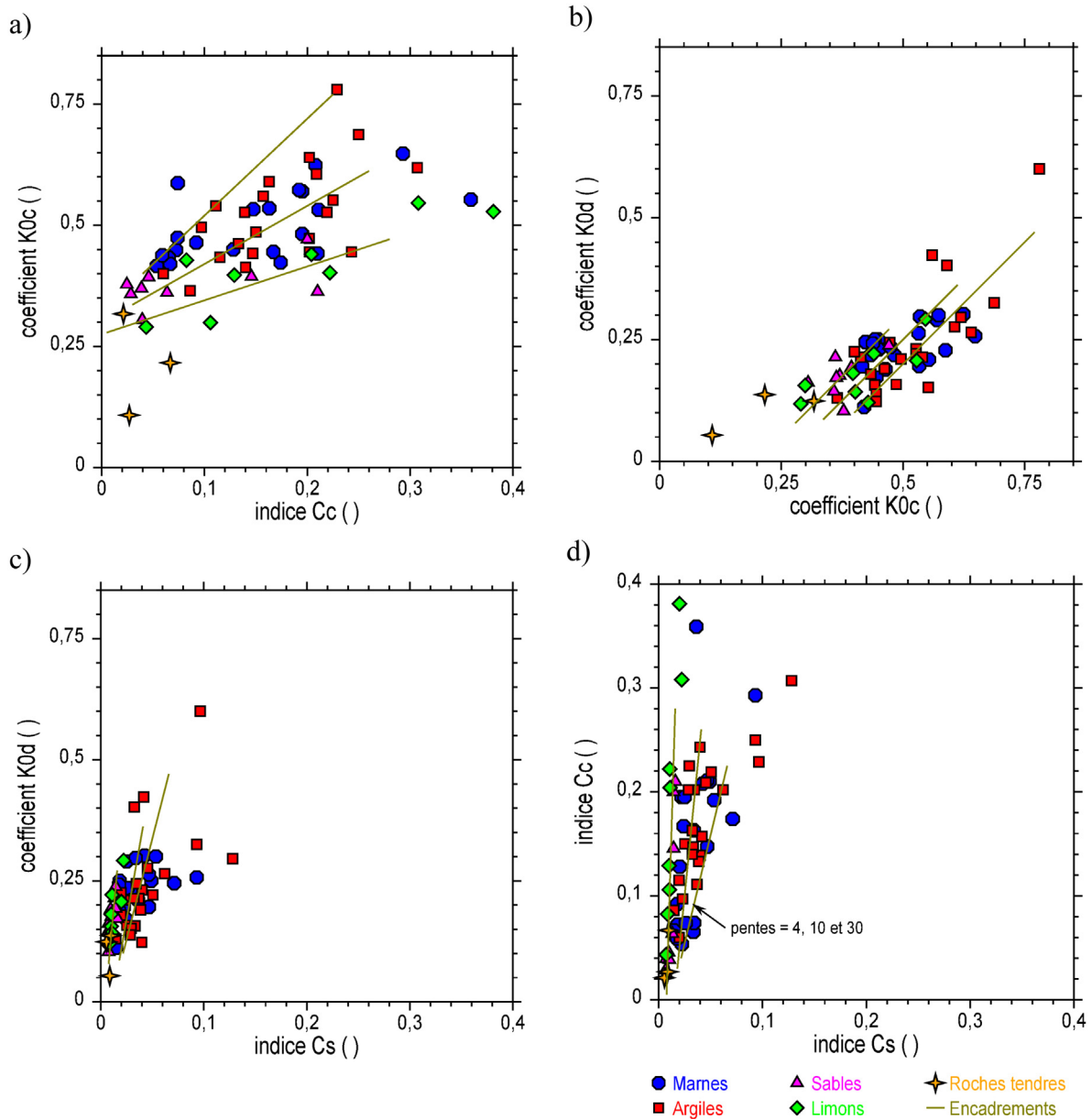


Fig. 13. Comparaison des caractéristiques mécaniques issues des essais œdométriques K_0 DHP. (a) Couples (C_c , K_{0c}); (b) Couples (K_{0c} , K_{0d}); (c) Couples (C_c , K_{0d}); (d) Couples (C_s , C_c).

Fig. 13. Comparison of the mechanical characteristics from K_0 DHP oedometer tests.

s'établit en lien avec les caractéristiques d'état et les propriétés physiques des sols. En pointant le rôle du rapport C_c/C_s , la démarche offre une ouverture vers l'étude des terrains argileux gonflants (Serratrice, 2022). Dans ce sens, la procédure de réalisation et d'interprétation des essais doit être améliorée.

7 Conclusion

Un œdomètre K_0 à haute pression a été mis en œuvre pour tester des argiles raides et des marnes peu plastiques à très plastiques. L'appareil offre un moyen simple pour mesurer la contrainte radiale dans la gamme de pression 0–20 MPa. Sur la base de cycles continus effectués en condition drainée, il est

utilisé pour recueillir simultanément les propriétés de compressibilité et les caractéristiques du chemin des contraintes œdométriques. Pour beaucoup, ces essais K_0 DHP s'inscrivent dans des programmes d'essais triaxiaux qui ont permis de mesurer la résistance au cisaillement des sols et leurs états limites.

Sur un plan pratique, il est recommandé de ménager une phase de préchargement pour remettre le sol en charge et en présence d'eau, surtout dans les terrains les plus argileux. Le choix de vitesses de chargement très lentes s'impose dans ces derniers. Les chargements continus lents offrent une bonne description des courbes contrainte-déformation et des chemins des contraintes pendant les cycles.

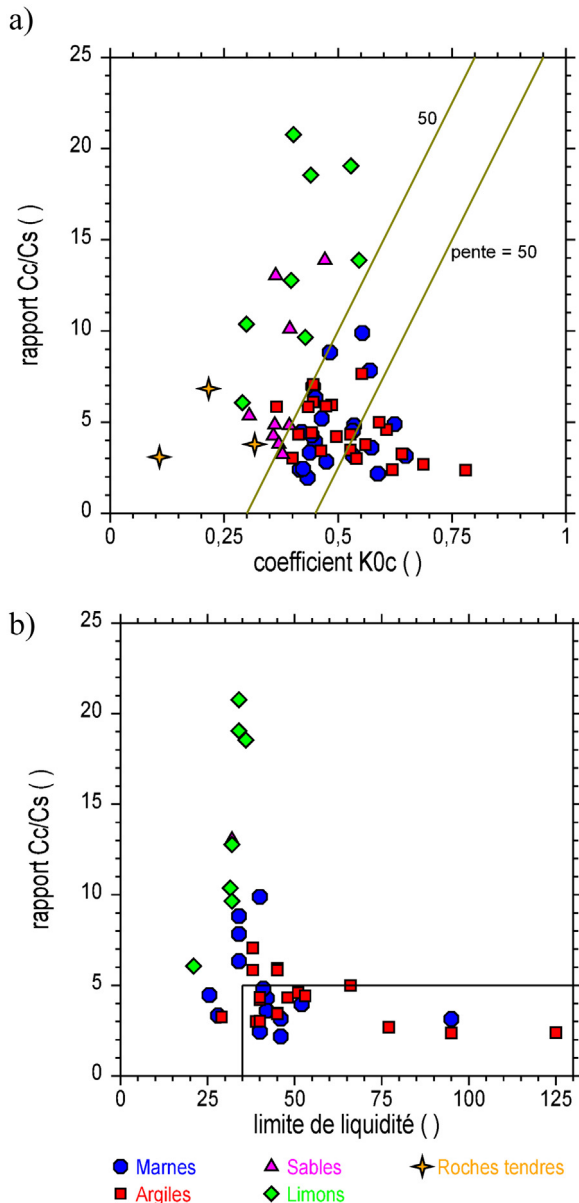


Fig. 14. Caractéristiques mécaniques issues des essais œdométriques K_0 DHP. (a) Rapport C_c/C_s en fonction du coefficient K_{0c} . (b) Rapport C_c/C_s en fonction de la limite de liquidité w_L .

Fig. 14. Mechanical characteristics from K_0 DHP oedometer tests.

Divers aspects des réponses œdométriques ont été présentés et commentés. Les chargements des sols argileux raides font apparaître un passage progressif des petites déformations vers des fortes compressibilités à haute pression, sans coude marqué. Parallèlement, les chemins des contraintes effectives présentent une faible courbure qui marque aussi cette transition d'un régime pseudo-élastique vers un régime plastique au franchissement de la courbe d'état limite. En déchargement, les contraintes progressent vers un état d'extension qui peut aboutir à la rupture du sol. Les indices de gonflement dépendent de la pression maximale atteinte au cours des cycles de chargement-déchargement, puis du niveau de contrainte. Les chemins œdométriques sont bien encadrés

par les résistances au cisaillement triaxiales en compression ou en extension et ils constituent un chemin de chargement radial particulier.

La simplicité de l'appareillage facilite la mise en œuvre de cycles de chargement-déchargement à moindre coût. Les courbes contrainte-déformation et les chemins des contraintes œdométriques décrivent des boucles d'hystérésis à partir desquelles sont identifiées les caractéristiques œdométriques. Il n'existe pas de lien direct entre les paramètres de compressibilité et les propriétés des chemins des contraintes, mais une correspondance s'établit entre les formes des boucles d'hystérésis des déformations et des contraintes. Leur pente moyenne augmente avec l'argilosité, tandis leur aire diminue. Cette correspondance traduit la complémentarité de ces deux aspects du comportement œdométrique des sols, qui est révélée par les essais K_0 DHP. Les réponses observées sont globalement comparables. Mais les réponses des sols argileux et marneux se démarquent systématiquement de celles des sols sableux ou limoneux. Les hystérésis sont plus faibles.

Les paramètres œdométriques déduits des courbes expérimentales s'ordonnent en fonction de la nature des sols, de la compacité initiale et de l'argilosité. Il ne se dégage pas de lois de variation significatives entre ces paramètres, mais de simples tendances logiques, telle que l'accroissement des caractéristiques C_c , C_s , K_{0c} et K_{0d} avec e_0 , confirmant ainsi la diversité des réponses des sols testés dans leur état naturel. Un classement des sols les plus argileux vers les plus sableux peut être établi. Les familles de sols occupent à peu près les mêmes positions relatives dans chacune des représentations graphiques de ces différents paramètres. Le rapport C_c/C_s constitue un indicateur du comportement mécanique des sols argileux.

Références

- Abdelhamid MS, Krizek RJ. 1976. At rest lateral earth pressure of a consolidating clay. *J Geotech Eng Div* 102(7): 721–728.
- Afnor (Association française de normalisation) . 1997. Sols : reconnaissance et essais – Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi-saturés avec chargement par paliers. Norme XP P94-090-1, 25 p.
- Amorosi A, Rampello S. 2007. An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay. *Géotechnique* 57 (2): 153–166.
- ASTM (American Society of Testing Materials) . 2008. Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils using controlled-strain loading. ASTM Standard D4186-06, West Conshohocken, Pennsylvania, Vol. 04.08, pp. 520–533.
- 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*, Vol. 1, pp. 359–366.
- 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.
- 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*, Vol. 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.

- 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 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, Vol. 1, pp. 411–414.
- CECP (Centre d'Étude et de Construction de Prototypes d'Angers). 1981. Œdomètre K_0 à haute pression. Notice de présentation et d'utilisation A581a.
- 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*, Vol. 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, Cafaro F, Guglielmi S. 2016. Microstructural changes in clays generated by compression explored by means of SEM and image processing. *Proc Eng* 158: 57–62.
- Crook JHA, Graham J. 1976. Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposits. *Géotechnique* 26(2): 293–315.
- 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.
- 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.
- Dyvik R, Lacasse S, Martin R. 1985. Coefficient of lateral stress from oedometer cell. In: *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, Vol. 2, pp. 1003–1006.
- 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.
- Gasparre A, Nishimura S, Coop MR, Jardine RJ. 2007. The influence of structure on the behaviour of London clay. *Géotechnique* 57(1): 19–31.
- 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.
- Ginsburg L, Arnaud M, Lary C, Monleau C. 1998. Le Miocène du bassin de Vence (Alpes-Maritimes, France): stratigraphie et paléogéographie. *Geodiversitas* 20(2): 229–238.
- High DW, McMillan F, Powell JJM, Jardine RJ, Allenou CP. 2003. Some characteristics of London clay. In: *Proceedings of the 1st International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore*, pp. 851–907.
- Horseman ST, Harrington JF, Noy DJ. 2007. Swelling and osmotic flow in a potential host rock. *Phys Chem Earth* 32: 408–420.
- Jossemaume H. 1998. Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Rev Fr Geotech* 84: 3–26.
- Jossemaume 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 Geotech* 54: 13–25.
- Kavvasdas M. 1998. Hard soils – Soft rocks: Modelling the behaviour and selection of model parameters. General report. In: *Proc. 2nd Intern. Symp. on the Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, Napoli*, Vol. 3.
- Kinslev EM, Hededal O, Rocchi I, Zania V. 2019. Stress dependency and unloading-induced swelling behaviour of a high plasticity overconsolidated clay of Paleogene origin. In: *E3S Web of Conferences 92, IS-Glasgow 2019*.
- Kinslev EM, Hededal O, Rocchi I, Zania V. 2022. Mode-based characterisation of swell deformations in a high-plasticity Paleogene clay. *Can Geotech J* 59(6): 796–807.
- Kolymbas D, Bauer E. 1993. Soft oedometer – A new testing device and its application for the calibration of hypoplastic constitutive laws. *Geotech Test J* 16(2): 263–270.
- Krogsbøll A, Hededal O, Foged NN. 2012. Deformation properties of highly plastic fissured Palaeogene clay – Lack of stress memory? In: *Proceedings of 16th Nordic Geotechnical Meeting NGM 2012*, Vol. 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.
- Levacher D, Garnier J, Chambon P. 1994. Reconstitution d'éprouvettes de sable. Appareils de pluviation. *Rev Fr Geotech* 68: 49–56.
- Lirer S, Flora A, Nicotera V. 2011. Some remarks on the coefficient of earth pressure at rest in compacted sandy gravel. *Acta Geotech* 6 (1): 1–12.
- LPC (Laboratoire des Ponts et Chaussées). 1985. Essais œdométriques. Méthodes d'essais n° 13. LCPC Paris, 83 p.
- Mayne PW, Kulhawy FH. 1982. K_0 –OCR relationships in soil. *J Geotech Eng* 108(6): 851–872.
- Mesri G, Hayat TM. 1993. The coefficient of earth pressure at rest. *Can Geotech J* 30(4): 647–666.
- Mestat P. 1998. État des contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 215: 15–32.
- 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 Mining Sci* 48(4): 606–615.
- Okochi K, Tatsuoaka F. 1984. Some factors affecting K_0 -value of sand measured in triaxial cell. *Soils Found* 24(3): 52–68.
- Ozer AT, Lawton EC, Bartlett SF. 2012. New method to determine proper strain rate for constant rate-of-strain consolidation tests. *Can Geotech J* 49(1): 18–26.
- Picarelli L. 1991. Discussion de article de Leroueil et Vaughan (1990) “The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks”. *Géotechnique* 41(2): 281–284.
- Rocchi I, Di Remigio G, Gronbech GL, Zania V. 2018. Compressibility and swelling of an overconsolidated highly plastic Paleogene clay. In: *Paper presented at micro to MACRO Mathematical Modelling in Soil Mechanics, Reggio di Calabria, Italy*.
- Schmidt B. 1966. Discussion de l'article de Brooker et Ireland (1965) “Earth pressures at rest related to stress history”. *Can Geotech J* 3 (4): 239–242.
- Senneset K, Jambu N. 1994. Lateral stress and preconsolidation pressure measured by laboratory tests. In: *Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India*, pp. 309–312.
- Serratrice JF. 2002. Outils et procédures de caractérisation des sols indurés et des roches tendres: l'expérience du LRPC d'Aix-en-Provence. In: *Actes du Symposium International PARAM 2002, Paris*, pp. 313–326.
- Serratrice JF. 2017. Divers aspects du comportement mécanique des marnes en laboratoire. *Rev Fr Geotech* 151: 3.
- Serratrice JF. 2022. Essais de gonflement avec mesure de la contrainte radiale à l'œdomètre K_0 à haute pression. *Rev Fr Geotech* 173: 3.
- Serratrice JF, Flavigny E. 1993. Mesure en laboratoire du coefficient K_0 d'une marne. In: *Actes du Symposium International sur les Sols indurés et les Roches Tendres, Athènes*, Vol. 1, pp. 787–793.

- Serratrice JF, Dufour N, Gasc-Barbier M, 2021. De l'importance de préserver les bonnes conditions de réalisation des essais de laboratoire. In: *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lyon 2021*.
- Skempton AW. 1961. Horizontal stresses in an over-consolidated Eocene clay. In: *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris*, Vol. 1, pp. 351–357.
- Smith RE, Wahls HE. 1969. Consolidation under constant rates of strain. *J Soil Mech Found Div ASCE* 95(2): 519–539.
- Steiner W. 1993. Swelling rock in tunnels: Effect of horizontal stresses and construction procedures. *J Rock Mech Mining Sci Geomech Abstr* 30(4): 361–380.
- Sutton H. 1979. Stress and strain paths in the triaxial cell. Thesis, University of Surrey.
- 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*, Vol. 2, pp. 443–446.
- Tavenas F, Leroueil S. 1979. Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. *Rev Fr Geotech* 6: 27–49.
- Terzaghi K. 1920. Old earth pressure theories and new test results. *Eng News Record* 85: 632.
- Vitone C, Cotecchia F. 2011. The influence of intense fissuring on the mechanical behaviour of clays. *Géotechnique* 61(12): 1003–1018.
- Watabe Y, Tanaka M, Tanaka H, Tsuchida T. 2003. K_0 -consolidation in a triaxial cell and evaluation of *in situ* K_0 for marine clays with various characteristics. *Soils Found* 43(1): 1–20.
- Wissa A.Z, Christian JT, Davis EH, Heiberg S. 1971. Consolidation at constant rate of strain. *J Soil Mech Found Div ASCE* 97(10): 1393–1413.
- Yamamuro JA, Bopp PA, Lade PV. 1996. One-dimensional compression of sands at high pressures. *J Geotech Eng* 122(2): 147–154.
- Zhu F, Clark JI, Paulin MJ. 1995. Factors affecting at-rest lateral stress in artificially cemented sands. *Can Geotech J* 32(2): 195–203.

Citation de l'article : Jean-François Serratrice. Caractéristiques des chemins des contraintes enregistrés à l'aide d'un œdomètre K_0 à haute pression. Rev. Fr. Geotech. 2023, 174, 2.