

# Les essais de gonflement

**Jean-François SERRATRICE**

Ingénieur EUDIL  
Docteur-ingénieur IMG  
Groupe Sols  
Laboratoire régional des Ponts et Chaussées  
d'Aix-en-Provence

**Bertrand SOYEZ**

Ingénieur divisionnaire des Travaux publics de l'État  
Sous-directeur des Programmes  
et de la coordination générale des laboratoires régionaux  
Direction des Programmes et des actions de développement  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

## RÉSUMÉ

L'action de l'eau sur les minéraux constitutifs des sols et des roches est à l'origine du phénomène de gonflement. Mais d'autres facteurs et d'autres phénomènes agissent en même temps et prennent part ou s'opposent au processus de gonflement. Ainsi, il n'a pas été possible d'établir aujourd'hui une procédure d'essais de laboratoire universelle, capable à la fois d'identifier le phénomène et de quantifier le processus de gonflement pour application à la conception des ouvrages. Au contraire, les procédures en vigueur tirent leur diversité d'une longue expérience de la pratique des essais de gonflement en laboratoire sur des matériaux aussi variés que sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches ou les sols compactés. Après une présentation générale des phénomènes rencontrés, on expose quelques-unes des procédures établies dans divers secteurs de la géotechnique. Les essais de gonflement en laboratoire sont à considérer à plusieurs niveaux, de l'identification de la roche à l'essai mécanique, selon des procédures et à l'aide de matériels plus ou moins élaborés. Ces procédures doivent être choisies en fonction de l'ouvrage concerné, pour tenir compte des conditions de sol et d'alimentation en eau et du phasage de la construction de l'ouvrage.

**MOTS CLÉS :** 42 - Mécanique des sols - Essai - Gonflement (sol) - Laboratoire - Eau - Roche - Méthode d'essai - Conférence.

## Introduction

Les problèmes posés aux ouvrages de génie civil par le gonflement des sols et des roches sont largement répandus. Le phénomène intéresse en effet de vastes secteurs géographiques, prend corps dans de nombreux matériaux et affecte différents types d'ouvrages. Le besoin de tester les sols et les roches en laboratoire par des essais de gonflement, destinés à caractériser ce mode de comportement et à déterminer les paramètres associés utiles à la conception d'ouvrages neufs ou au confortement d'ouvrages existants, s'est donc fait sentir depuis longtemps.

Le gonflement d'un sol argileux peut résulter de la diminution des contraintes en place après une excavation, d'un déchargement ou de l'imbibition du sol sous un état de contraintes constant. Il se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon que le massif peut se déformer ou non. Pour leur part, les roches composées d'anhydrite gonflent par hydratation. Le gonflement peut avoir des conséquences néfastes sur les structures adjacentes, voire mettre en cause leur stabilité par les déformations ou les pressions qu'il développe aux limites de l'ouvrage.

Si les mécanismes élémentaires de gonflement des sols et des roches prennent corps à l'échelle microscopique, c'est à l'échelle macroscopique que les problèmes géotechniques sont couramment examinés. La mise au point et l'évaluation des procédures d'essais de gonflement des sols et des roches en laboratoire ont suscité de nombreux travaux. Mais le processus de gonflement met en jeu simultanément différents facteurs et divers phénomènes physiques, ce qui complique singulièrement les démarches entreprises tant sur le plan expérimental que théorique. De fait, ces démarches n'ont pas abouti pour l'instant et il semble vain de chercher aujourd'hui une procédure unifiée qui réponde parfaitement aux questions posées par le gonflement des sols et des roches en regard des différents états des matériaux, des divers types d'ouvrages qu'il est susceptible d'affecter et des différentes conditions de site possibles.

Après un exposé succinct des phénomènes physiques et les facteurs régissant le processus de gonflement des sols et des roches, cet article décrit différentes procédures d'essais proposées dans la littérature et, pour certaines d'entre elles, les paramètres géotechniques qu'elles procurent.

## **Le gonflement des sols et des roches. Phénomènes en présence**

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'eau sont les sols argileux naturels (suivant leur composition minéralogique, leur saturation et la composition chimique de l'eau), les sols argileux compactés, les marnes, les roches argileuses et les roches composées d'anhydrite. Le gonflement affecte les massifs de sol ou de roche dans leur masse ou localement, au gré des hétérogénéités et de la fissuration, voire de la présence de failles remplies de produits d'altération, en fonction de la géométrie des frontières d'imbibition. La définition du gonflement donnée en introduction mérite d'être précisée. Mais, au préalable, il est utile de dresser un inventaire des phénomènes physico-chimiques et mécaniques mis en jeu séparément ou combinés dans le processus du gonflement. On considérera ces phénomènes à trois échelles, de l'échelle microscopique (dans les grains) à l'échelle macroscopique (dans l'ensemble du sol ou de la roche) en passant par une échelle intermédiaire (qualifiée de trans-microscopique, entre les grains du sol). Pour chacune de ces échelles, on énumère sommairement, ci-après, les moyens d'essais de laboratoire et les principes sur lesquels se fonde la représentation des phénomènes en présence.

### **Échelle microscopique**

Les argiles sont des produits de décomposition des roches par altération physico-chimique. À l'échelle microscopique, leurs particules sont formées par un empilement de feuillets (silicates d'alumine hydratés), eux-mêmes constitués par la superposition alternée de couches de silice et l'alumine. Ainsi, les argiles se caractérisent par une surface spécifique interfolaire et interparticulaire très grande. Les couches comportent des défauts du fait du remplacement de certains cations (échangeables) par d'autres de moindre valence. La grande diversité des argiles provient des divers modes de distribution et du degré d'abondance de ces défauts. Les déficits de charge électrique, qui en résultent, entraînent un affaiblissement des forces ioniques de liaison entre les feuillets, mais aussi une interaction des feuillets, d'une part, avec les modules d'eau (dipôles) et, d'autre part, avec les ions contenus dans l'eau. Ainsi, au sein du couple eau-argile,

des forces électriques s'établissent entre la surface des minéraux argileux chargée négativement, l'eau et les ions en solution dans l'eau chargés positivement et accompagnés de molécules d'eau d'hydratation. Enfin, les particules argileuses jouent le rôle de membrane semi-perméable, devenant ainsi le siège de phénomènes d'osmose. Ces interactions au sein même des particules d'argile constituent la base du phénomène de gonflement (Grim, 1953 ; Bolt, 1956 ; Sridharan *et al.*, 1986 ; Tran Ngoc Lan, 1987 ; Delage, 1991). Cette interprétation relève de la théorie de la double couche.

À l'échelle microscopique, le gonflement est d'autant plus fort que la surface spécifique de l'argile est grande, que la concentration en sel dans l'eau interstitielle est faible et que la valence des cations échangeables est faible (Warkentin et Bozozuk, 1961). Il est influencé par la nature de l'argile, l'arrangement des particules et la présence de toute matière susceptible de cimenter les particules entre elles. À l'échelle macroscopique, l'adsorption d'eau par les minéraux argileux composant un sol ou une roche produit un gonflement. À l'inverse, le séchage entraîne une diminution du volume (ou retrait ou rétractation) accompagné d'une éventuelle fissuration du milieu. Le terme de gonflement s'oppose alors au terme de retrait (fig. 1).

Pour les roches, la transformation de l'anhydrite en gypse par hydratation s'effectue avec une augmentation de volume sous charge constante. Cette transformation est en fait très complexe, plus ou moins réversible, dépendant des conditions de pression et de température et accompagnée par des processus de dissolution et de précipitation (Robert et Fabre, 1987 ; Steiner, 1993).

Pour les sols, les limites d'Atterberg  $w_p$  et  $w_L$  expriment, à une échelle macroscopique, les transitions définies conventionnellement entre état solide, état plastique et état liquide, et constituent un moyen d'identification des sols argileux en général et des sols argileux gonflants en particulier. La valeur au bleu de méthylène permet de caractériser globalement la quantité et la qualité de la fraction argileuse. Ces deux procédés d'identification caractérisent la capacité d'adsorption d'eau par les argiles en relation avec leur surface spécifique et les phénomènes physico-chimiques qui y règnent à l'échelle microscopique (Lautrin, 1987, 1989 ; Tourenq et Tran Ngoc Lan, 1989 ; Schaeffner, 1989). En complément, les analyses minéralogiques sont un outil qualitatif précieux pour déceler la présence de minéraux gonflants dans les sols ou les roches et un outil quantitatif pour préciser les proportions respectives de chacun des minéraux. Enfin, par sa composition chimique, l'eau a une incidence directe sur le phénomène de gonflement.

- $e$  : indice des vides,
- $\Delta e > 0$  pour une augmentation de volume,
- $\Delta e < 0$  pour une diminution de volume.

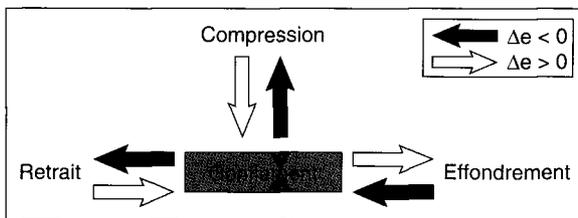


Fig. 1 - Le gonflement ou augmentation de volume d'un élément de sol ou de roche et les mécanismes opposés.

Pendant longtemps, il n'a pas été possible d'intégrer toutes ces données pour quantifier le processus de gonflement des sols et des roches sur le plan mécanique, ce qui a conduit de nombreux auteurs à établir des corrélations empiriques entre caractéristiques physiques et propriétés de gonflement pour telle ou telle roche et dans des sites particuliers. Cette démarche progresse néanmoins, pour aboutir aujourd'hui à des méthodes de prévision des caractéristiques mécaniques de gonflement d'un milieu poreux non linéaire à partir des propriétés microscopiques de la matière et dans le cadre de la théorie de la double couche (Dormieux et al., 1995). Théoriquement, la transformation de l'anhydrite en gypse développe un gonflement libre de 61 %, mais ce gonflement est contenu sous une pression de 1,6 MPa (Steiner, 1993).

### Échelle intermédiaire

À l'échelle trans-microscopique, dans les matériaux granulaires, poreux ou fissurés non saturés, l'équilibre des ménisques d'eau présents dans les pores engendre des forces capillaires (Crony et Coleman, 1953 ; Bishop et Donald, 1961 ; Fredlund et Morgenstern, 1977 ; Delage, 1987). Ces forces sont d'autant plus fortes que la dimension des ménisques est petite. Elles augmentent avec la désaturation du milieu. Du point de vue constitutif, les sols non saturés sont des milieux triphasiques. La succion  $y$  est définie comme la différence entre la pression qui règne dans l'air  $u_a$  et la pression de l'eau  $u_w$  ( $s = u_a - u_w$ ). Fredlund et Morgenstern (1977) et Fredlund et Hasan (1979) considèrent en fait ces milieux comme formés de quatre phases indépendantes : la phase solide, les phases fluides eau et air et l'interface eau-air. Les particules de sol et l'interface eau-air participent à l'équilibre des contraintes et des déformations, les phases fluides s'écoulent sous l'effet de gradients hydrauliques.

Ainsi, plusieurs équilibres mécaniques ou hydrauliques se juxtaposent dans les milieux non saturés et plusieurs mécanismes peuvent entrer en jeu en même temps. Par exemple, les cycles de séchage-humidification font apparaître une

forte hystérésis de la succion en fonction du degré de saturation  $S_r$  : à volume constant, les points d'état ( $S_r, s$ ) pendant l'humidification sont différents de ceux obtenus par séchage. Quand elles naissent dans un milieu déformable, ces variations de succion entraînent à leur tour des déformations. Ainsi, l'imbibition, avec une diminution de la succion, peut provoquer l'effondrement du sol avec détérioration des liaisons entre les particules et un jeu relatif des particules entre elles. Ce phénomène affecte les sols naturels (Lutenegger et Saber, 1988) ou les roches poreuses (Romero, 1982), mais aussi des sols compactés en fonction de leur compacité et de leur teneur en eau (Lawton et al., 1989, 1991, 1992 ; Alonso, 1993). Dans ce cas, le terme de gonflement s'oppose alors au terme d'effondrement (cf. fig. 1). En tous cas, la succion (pression négative) a aussi pour effet de rigidifier le sol. Les sols non saturés sont moins compressibles, moins déformables et plus résistants que leurs « équivalents » saturés.

Par ailleurs, la distribution de l'eau, et donc de la succion, peut ne pas être homogène dans l'espace, comme avec les sols argileux compactés (Delage et al., 1992). Plus généralement, ces phénomènes sont fortement dépendants de la structure du sol (nature du sol, arrangement, forme et dimension des particules et des vides, présence d'agglomérats, d'hétérogénéité, d'une micro-fissuration, etc.) comme le montrent, par exemple, les sols compactés.

Les appareils de laboratoire traditionnellement utilisés en mécanique des sols saturés n'offrent pas la possibilité de mesure ou de contrôle de la succion. Seule une approche en contraintes totales est possible avec ces appareillages. Des appareillages spécifiques ont été développés pour l'étude en laboratoire des sols non saturés, à l'œdomètre (Barden et al., 1969 ; Kassif et Ben Shalom, 1971 ; Escario, 1973a, 1973b ; Mieussens et al., 1989 ; Juca et Escario, 1991 ; Delage et Suraj de Silva, 1992 ; Tadepelli et al., 1992 ; Habib et Karube, 1993 ; Schreiner et al., 1994 ; etc.), ou au triaxial (Bishop et Donald, 1961 ; Fleureau et Indarto, 1993 ; Delage et al., 1989). Le contrôle de la succion s'effectue à l'aide d'une membrane semi-perméable (Kassif et Ben Shalom, 1973 ; Delage et al., 1987) ou d'une céramique à haute pression d'entrée d'air (Bishop et Donald, 1961 ; Biarez et al., 1987), permettant de fixer de façon indépendante les pressions des phases air et eau.

Différents modèles de comportement mécanique ont été proposés pour les sols non saturés. Au départ, les modèles ont été construits par analogie au modèle des sols saturés basé sur le principe des contraintes effectives (Aitchinson, 1956 ; Jennings et Knight, 1957 ; Crony et al.,

1958 ; Bishop et Henkel, 1962 ; Bishop et Donald, 1961 ; Bishop et Blight, 1963 ; Kassif et Baker, 1968). Mais, très tôt, cette démarche s'est avérée infructueuse, devant l'incapacité des modèles à traduire le phénomène de l'effondrement, par exemple, la notion de contrainte effective n'étant que partiellement applicable aux sols non saturés. Des modèles ont été alors établis sur la base de variables d'état indépendantes (Matyas et Radhakrishna, 1968 ; Barden et *al.*, 1969 ; Fredlund et Morgenstern, 1977 ; Alonso et *al.*, 1987, 1990). Si l'on se limite à deux variables, trois combinaisons sont acceptables (Fredlund et Hasan, 1979) :  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$ ,  $(\sigma - u_w)$  et  $(u_a - u_w)$ ,  $(\sigma - u_a)$  et  $(\sigma - u_w)$ , avec  $\sigma$  les contraintes totales. Mais en présence de sols argileux, les processus liés à la non-saturation du milieu, d'une part, et les réactions physico-chimiques des argiles avec l'eau, d'autre part, se superposent. Les variations de la succion et de la teneur en eau peuvent entraîner une modification de la structure du sol. Actuellement, certains auteurs préconisent de prendre en compte des effets de structure dans la modélisation du comportement des sols non saturés (Troalen et *al.*, 1984 ; Houston et Vann, 1989 ; Day, 1991 ; Wann et *al.*, 1991 ; Delage et *al.*, 1992 ; Schreiner et *al.*, 1994 ; Biarez et *al.*, 1994). Ce point sera abordé ci-dessous.

### Échelle macroscopique

Enfin, à l'échelle macroscopique et sur le plan mécanique, tout relâchement des contraintes entraîne une augmentation du volume d'un élément de sol ou de roche. Dans le cadre des essais de laboratoire et pour les sols, cette décharge « élastique » se caractérise traditionnellement par les coefficients de gonflement  $C_s$  dans le cas d'une sollicitation œdométrique et  $\kappa$  dans le cas d'une sollicitation isotrope :

$$C_s = \Delta e / \Delta \lg \sigma_a$$

$$\kappa = \Delta e / \Delta \lg p$$

où

- e désigne l'indice des vides du sol,
- $\sigma_a$  représente la contrainte totale axiale œdométrique,
- p est la pression moyenne totale.

Si  $\sigma_r$  est la contrainte radiale totale, p est égale à  $(\sigma_a + 2\sigma_r) / 3$  et le déviateur vaut  $q = \sigma_a - \sigma_r$ . Le terme de gonflement s'oppose ici à celui de compressibilité du sol (*cf.* fig. 1). Dans le cas des sols, s'établissant à la décharge, il s'adresse forcément à un sol surconsolidé.

Pour résumer, les variations de volume qui naissent à l'intérieur d'un élément de sol ou de roche proviennent, d'une part, de la modifica-

tion de l'état des contraintes et, d'autre part, de l'interaction eau-solide aux échelles microscopiques et trans-microscopiques. On réservera ici le terme de gonflement à l'action des phénomènes physico-chimiques liés à la nature minéralogique d'un sol ou d'une roche par absorption d'eau et à la nature chimique de l'eau, et le terme de décompression à l'action mécanique des contraintes ou de la succion. Ainsi, différents cas se rencontrent pour les sols : le sol peut être saturé, non gonflant ou gonflant ; le sol peut être non saturé, non gonflant ou gonflant (Delage, 1991). Lorsque les argiles sont saturées, c'est la pression osmotique, dont l'existence est expliquée par la théorie de la double couche, qui conditionne le gonflement des argiles (Tran Ngoc Lan, 1989). Mais, fréquemment, ces matériaux sont hétérogènes et fissurés, ce qui handicape notablement les méthodes de laboratoire en particulier, mais toutes les méthodes de mesure en général.

## Quelques aspects du gonflement

### Aspects tridimensionnels du gonflement

À l'évidence et parce qu'il intéresse la roche dans sa masse, le gonflement est un mécanisme tridimensionnel. La pratique courante des essais à l'œdomètre dissimule cet aspect du phénomène. Il n'existe, à l'heure actuelle, que des résultats partiels concernant l'aspect tridimensionnel du gonflement des matériaux intacts et quelques résultats pour les matériaux compactés.

Komornik et Zeitlen (1965, 1970) étudient la pression latérale développée pendant la saturation en condition œdométrique d'une argile gonflante compactée (la bague de l'œdomètre est constituée par un anneau équipé de jauges de déformation pour former un capteur de mesure de la pression latérale  $\sigma_r$ , œdomètre  $K_0$ ). L'appareil permet de suivre l'évolution du chemin des contraintes totales pendant le gonflement. Sous les fortes charges axiales, l'imbibition provoque l'effondrement du sol compacté ou un faible gonflement et le déviateur  $q = \sigma_a - \sigma_r$  reste positif (la contrainte radiale reste inférieure à la contrainte verticale,  $\sigma_a > \sigma_r$ ). Par contre, à faible charge axiale, la déformation de gonflement est forte et q devient négatif (la contrainte radiale dépasse la contrainte verticale,  $\sigma_a < \sigma_r$ ). Dans ce cas, le gonflement sous charge axiale constante provoque la rupture en extension de l'argile compactée. Des résultats semblables ont été obtenus sur des argiles compactées par Ofer (1981) et Erol et Ergun (1994). Ces résultats sont complétés, par des essais à l'appareil triaxial sous contrainte isotrope, par Kassif et Baker (1969).

Le chemin des contraintes suivi pendant le déchargement d'une éprouvette en condition œdométrique est différent de celui du chargement. Cette hystérésis peut être traduite à la décharge par les relations empiriques de Schmidt (1966) ou de Wroth (1972), applicables aux sols et qui lient l'état de contrainte à la décharge au degré de surconsolidation, rapport de l'état de contrainte actuel en décharge ( $\sigma_a$ ,  $\sigma_r$ ) à l'état de contrainte de préconsolidation ( $\sigma_{ap}$ ,  $\sigma_{rp}$ ). De ce fait, il faut distinguer le cas d'un essai de gonflement œdométrique, où l'état des contraintes de mise en imbibition du sol est atteint en chargement, du cas où l'état des contraintes de mise en imbibition est obtenu en déchargement.

Un autre aspect tridimensionnel du gonflement concerne l'anisotropie mécanique du milieu dans lequel il se développe. Kabbaj (1981) et Boehler et Kabbaj (1985) ont entrepris une étude expérimentale de l'anisotropie du gonflement d'une bentonite compactée. Des essais de gonflement sous charge constante sont réalisés à l'aide d'un œdomètre spécialement conçu, et pour quatre orientations différentes de l'axe des éprouvettes par rapport à la direction du compactage, et mettent en évidence le caractère directionnel du phénomène. La pression de gonflement dépend de l'orientation des éprouvettes et augmente avec le temps et au fur et à mesure de l'imbibition de l'argile. Au début de l'humidification, la plus grande valeur de la pression de gonflement est donnée par l'éprouvette dont la direction du compactage coïncide avec l'axe de l'œdomètre. Un rapport de 0,58 est obtenu entre cette pression de gonflement et la pression mesurée sur l'éprouvette dont l'axe de compactage est à 90° par rapport à l'axe de l'œdomètre. Ce rapport augmente ensuite avec le temps pour atteindre une valeur voisine de l'unité, ce qui indique que la forte anisotropie initiale de la bentonite compactée tend à disparaître avec la progression du gonflement.

Pour des argilites massives ou litées, étudiées à l'appareil triaxial et à l'aide d'un microscope électronique à balayage, Troalen et al. (1984) montrent que la microtexture conditionne et oriente le phénomène du gonflement. Ainsi, par exemple, la compensation du gonflement par la fermeture simultanée des fissures limite l'ampleur du gonflement à l'échelle macroscopique et influe sur le rapport des contraintes axiales et radiales de gonflement.

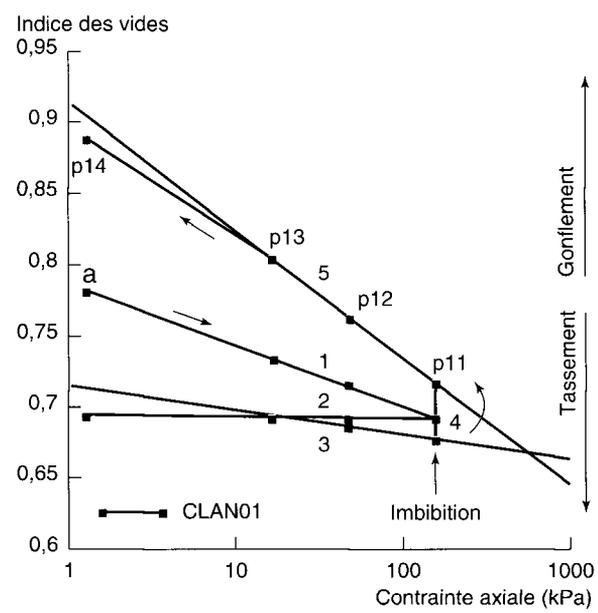
### Cinétique du gonflement

Le processus du gonflement est gouverné par plusieurs mécanismes superposés à différentes échelles et s'exprime de manière différée dans le temps à l'échelle macroscopique. Les résultats d'un essai de gonflement réalisé par la méthode de Huder et Amberg (1970) est donné sur la figure 2.

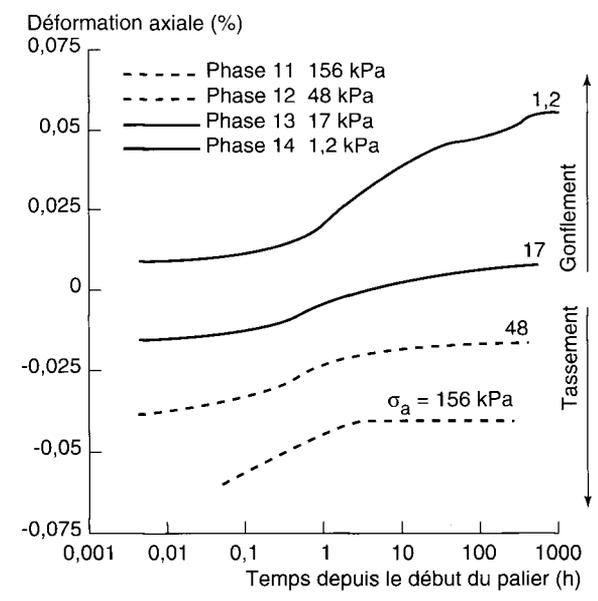
L'éprouvette est mise en place dans un œdomètre et elle est soumise à un cycle de chargement-déchargement-rechargement par paliers (1, 2, 3) dans son état naturel, à une imbibition (4) puis à des paliers de déchargement sous imbibition (5), notés p11 à p14. La figure 2a représente la courbe contrainte-déformation exprimée par l'indice des vides ( $e$ ) en fonction de la contrainte axiale ( $\sigma_a$ ) obtenue à la fin de chaque palier.

**Fig. 2 - Essai de gonflement selon la méthode de Huder et Amberg (1970)**

Marne du stampien de la région d'Aix-en-Provence. Essai du LRPC d'Aix-en-Provence. L'essai commence au point a.



a. Courbe contrainte-déformation (séquences 1, 2, 3, 4 et 5).



b. Courbes de gonflement en fonction du temps (échelle logarithmique) pour les paliers de déchargement p11 à p14 (séquence 5).

Nous reviendrons sur cette procédure au paragraphe « Les quatre catégories d'essais de gonflement ». Les courbes de gonflement atteintes pendant chacun des paliers de déchargement sous imbibition (phases 11 à 14) sont représentées dans le plan (lgt.  $\epsilon_a$ ), où  $t$  est le temps depuis le début du palier et  $\epsilon_a$  la déformation axiale (positive pour un gonflement). Ces courbes montrent que la déformation, pendant chacun des paliers, peut se décomposer en un gonflement primaire et un gonflement secondaire à l'image de la consolidation hydrodynamique des sols, mais dans une direction opposée.

De très nombreux travaux expérimentaux font apparaître ce type de cinétique (Ladd et Lambe, 1961 ; Seed et al., 1962 ; Blight, 1965 ; Parcher et Liu, 1965 ; Baker et Kassif, 1968 ; Komornik et Zeitlen, 1970 ; Kassif et Ben Shalom, 1973, etc.). La première phase de gonflement, avec la migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités, relève d'un processus de diffusion. Elle est plus ou moins lente suivant la nature du matériau, son état et selon l'état de chargement, et dure quelques heures dans le cas de l'éprouvette de la figure 2 (hauteur de l'éprouvette 24 mm, imbibition par les deux faces). Mais cette phase peut être très lente, comme dans l'exemple donné sur la figure 3 d'une éprouvette dont le « temps de gonflement » (par analogie au temps de consolidation) dépasse un mois dans les mêmes conditions d'essai. La phase de gonflement secondaire est plus problématique, car la direction de la défor-

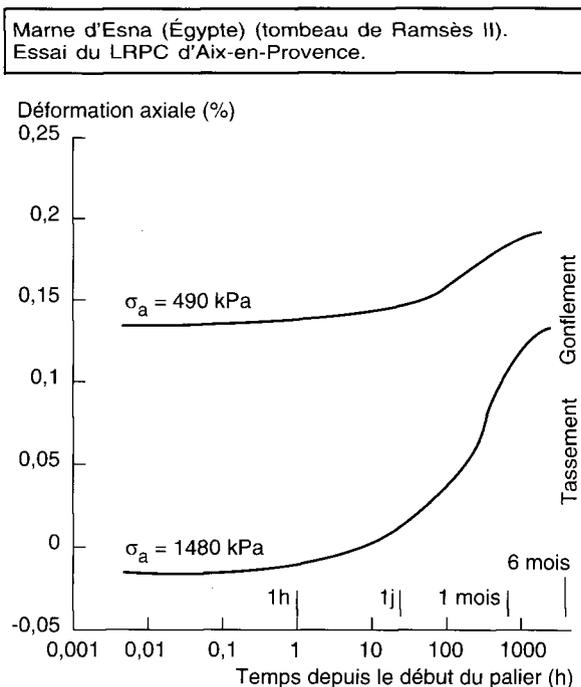


Fig. 3 - Essai de gonflement selon la méthode de Huder et Amberg (1970). Courbes de gonflement en fonction du temps (échelle logarithmique) pour deux paliers de déchargement.

mation de gonflement est opposée à celle du chargement, contrairement au fluage qui produit des déformations de compression sous des charges de compression. En tout cas, la cinétique du gonflement est alors très lente et dépend du niveau de chargement. Pour les faibles charges, il est souvent impossible d'atteindre un équilibre dans des conditions raisonnables de réalisation des essais en laboratoire. Ces faibles vitesses de déformation de gonflement sont en accord avec les observations faites dans les massifs de sol ou de roche, autour des tunnels notamment, où le processus du gonflement peut se dérouler pendant plusieurs années, voire plusieurs décennies (Didier et al., 1984 ; Steiner, 1993).

La modélisation de l'évolution du gonflement en fonction du temps a été proposée par différents auteurs en considérant la dissipation de la succion (Baker et Kassif, 1968), ou en distinguant une phase de gonflement primaire, avec la diffusion de l'eau dans les pores, d'une phase de gonflement secondaire d'hydratation des minéraux argileux (Alonso et al., 1989 ; Gens et al., 1993). D'un point de vue empirique, certains auteurs (Dakshanamurthy, 1978 ; Sridharan et al., 1986 ; Didier et al., 1987) préconisent de représenter la cinétique du gonflement par une loi hyperbolique, d'autres par une loi logarithmique ou une loi puissance.

La simulation des déformations engendrées par les variations saisonnières de teneur en eau a conduit quelques expérimentateurs à procéder à ces essais cycliques de séchage et d'humidification de matériaux compactés (Dif et Bluemel, 1991 ; Day, 1994 ; Al-Homoud et al., 1995). Les éprouvettes sont soumises alternativement à des phases d'imbibition et des phases de séchage (par injection d'air dans les plaques poreuses par exemple, ou par évaporation naturelle), ce qui provoque, dans certains cas, une fatigue du matériau testé par un appauvrissement de sa capacité à gonfler ou dans d'autres cas, au contraire, par un accroissement du potentiel de gonflement. Al-Homoud et al. (1995) ont entrepris une étude systématique du gonflement de six argiles différentes et montrent que, sous l'effet répété de cycles de séchage et d'imbibition, les sols présentent des signes de fatigue. Le premier cycle provoque la plus grande réduction du potentiel de gonflement, qui diminue encore pendant les cycles suivants pour se stabiliser au bout de quatre ou cinq cycles. L'observation des argiles au microscope électronique montre un réarrangement progressif des particules argileuses pendant les cycles, qui, par agrégation, conduit à une disposition de celles-ci plus stable vis-à-vis de l'absorption de l'eau. Les auteurs postulent que l'effet contraire est obtenu lorsque l'argile est complètement desséchée en dessous de sa limite de retrait. Compte-tenu des faibles

vitesse de gonflement observées en général, la question de la représentativité de ce type d'essai, réalisé sur des périodes relativement courtes, se pose néanmoins.

### Récapitulation. Effets de structure

Au terme de gonflement s'opposent les termes de retrait (rétractation), effondrement et compression (cf. fig. 1). Chacun de ces termes recouvre différents phénomènes chimiques, physiques ou mécaniques. L'interaction eau-solide est régie par des phénomènes complexes à l'échelle microscopique, en liaison avec :

- la composition minéralogique de la roche,
- sa cimentation,
- sa structure (assemblage des particules, agglomérats, anisotropie de structure, vieillissement), sa porosité, la forme des pores, son hétérogénéité, la fissuration,
- la composition chimique de l'eau et sa viscosité,
- l'état de saturation du milieu et son état de succion,
- sa perméabilité à l'air et à l'eau,
- son comportement mécanique (déformabilité, viscosité, anisotropie, etc.),
- l'état des contraintes et la variation du champ des contraintes,
- la surconsolidation.

La perte de l'un des équilibres existants dans le milieu non saturé se répercute sur l'équilibre mécanique global du milieu. Le retour à l'équilibre n'est pas instantané du fait des transferts de fluide, des viscosités des différentes phases et de la cinétique du gonflement. Il y a couplage entre ces différents mécanismes, qui possèdent chacun leur propre cinétique :

- cinétique d'hydratation des minéraux et d'osmose,
- hydrodynamique d'absorption, de circulation et de distribution de l'eau dans le milieu poreux ou fissural, sous l'effet des gradients hydrauliques, des hétérogénéités du sol et de la succion,
- viscosité de la roche (fluage, relaxation).

Les matériaux inertes vis-à-vis du gonflement et déformables ne sont donc sensibles qu'à des sollicitations mécaniques ou de succion avec un cortège de propriétés mécaniques diverses (non-linéarités, anisotropie mécanique, etc.). Les sols gonflants ou les roches gonflantes héritent, en plus, de particularités liées aux propriétés physico-chimiques de leurs minéraux, à l'hétérogénéité, à la fissuration et à l'anisotropie de structure, etc.

Dans cette présentation de l'origine du gonflement et de son déroulement dans le temps, de nombreux indices laissent à penser que des effets de structure se superposent aux mécanismes évoqués ci-dessus.

Pour les matériaux remaniés, on peut évoquer :

- l'influence des procédés de compactage sur le comportement des matériaux argileux compactés (Seed et al., 1962 ; Parcher et Liu, 1965 ; Komornik et Zeitlen, 1970 ; Wan et al., 1990 ; Schreiner et al., 1994) ; tous les procédés de compactage ne produisent pas le même arrangement des grains,
- l'influence de l'état de compactage représenté par la teneur en eau et la densité (Delage et al., 1992),
- l'influence d'une période de vieillissement après compactage,
- le comportement des matériaux argileux contenant de gros éléments (inertes vis-à-vis du gonflement) ou des mélanges de sables et d'argile (Moussai et al., 1992, 1993),
- la compensation d'une partie de l'effondrement par un gonflement (Schreiner et al., 1994),
- l'évolution de l'anisotropie pendant le gonflement (Kabbaj, 1981),
- l'évolution du gonflement au cours des cycles de séchage et d'humidification, accompagnée du réarrangement des particules argileuses (Al-Homoud et al., 1995).

Dans le cas des matériaux naturels, intacts, on peut citer :

- l'influence de la fissuration, où le gonflement est compensé par la présence de fissures (Troalen et al., 1984),
- l'influence de la cimentation,
- etc.

Ainsi, par exemple, une part du gonflement peut être absorbée par les vides dans les matériaux compactés contenant de gros éléments, ou les matériaux naturels fissurés, ou les matériaux effondrables, limitant ainsi le développement complet du gonflement à l'échelle macroscopique. L'arrangement initial des particules argileuses ou leur réarrangement pendant le gonflement semblent influencer directement le processus de gonflement et son ampleur. La pression de gonflement et le gonflement libre sont plus grands pour un arrangement des particules argileuses parallèlement à elles-mêmes (Warkentin, 1962). La structure des sols ou des roches, leur cimentation, leur vieillissement avant toute action mécanique contribuent à limiter l'ampleur du gonflement. Au contraire, la déstructuration occasionnée soit par des actions extérieures provoquant le cisaillement ou l'écrouissage du matériau (comme dans la zone décomprimée d'un tunnel, par exemple), soit par dissolution, peut libérer le gonflement.

Ainsi, dans le cas d'une évolution de la structure, la reconduction de la même procédure d'essai sur le sol ayant gonflé ne produira pas le même résultat. Les propriétés mécaniques et le comportement du sol auront changé. Un sol qui a gonflé au niveau de ses grains n'est plus le même sol.

## Caractérisation des matériaux gonflants

### Les paramètres

En toute rigueur, les paramètres mécaniques à déterminer pour caractériser les sols gonflants ou les roches gonflantes ne sont pas les mêmes selon que des dispositions sont prises pour garantir qu'il n'advienne pas de gonflement ou que le gonflement (ou le retrait) se produise au cours de la vie de l'ouvrage de façon progressive ou périodique, ou enfin que l'ouvrage soit installé après gonflement. Les paragraphes précédents ont montré que les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes imbriqués et impliqués à différentes échelles, auxquels se surajoutent d'éventuelles modifications de la structure du sol ou de la roche pendant le gonflement, rendent très difficile la caractérisation de celui-ci.

Devant cette complexité, c'est une approche macroscopique qui est adoptée dans la pratique quotidienne, dont l'évolution historique a fait émerger trois notions courantes qui sont la pression de gonflement, le gonflement libre et potentiel de gonflement. Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent du matériau, de son état et des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Relevant d'un certain empirisme, elles sont néanmoins très largement utilisées et inspirent profondément les procédures d'essais en laboratoire, ce qui a pour conséquence de souvent réduire les essais de gonflement au rang d'essais d'identification et d'interdire leur intégration dans les modèles de calcul des ouvrages.

□ La pression de gonflement d'un élément de sol ou de roche dont l'état physique initial est connu peut être définie comme l'état des contraintes à exercer pour maintenir en cours d'imbibition son volume à une valeur donnée, sans distorsion.

□ Le gonflement libre d'un élément de sol ou de roche dont l'état physique initial est connu est la déformation maximale que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contraintes nulles ou quasi-nulles.

□ Le potentiel de gonflement est défini par une relation entre contraintes et déformations de gonflement, cette déformation étant la valeur maximale obtenue au bout d'un temps infini sous contrainte totale constante, déduction faite des déformations instantanées dues aux variations de charge.

À l'image de la représentation de la compressibilité des sols et des roches, les résultats des essais

de gonflement s'expriment dans le plan ( $\lg \sigma_a, e$ ) ou ( $\lg \sigma_a, \varepsilon_a$ ). En conditions œdométriques, la pression de gonflement sera notée  $\sigma_g$  et le potentiel de gonflement  $C_g$  :

$$C_g = \Delta e / \Delta \lg \sigma_a$$

$$e - e_g = C_g \lg (\sigma_a / \sigma_g)$$

où  $e_g$  est l'indice des vides sous la pression de gonflement  $\sigma_g$ . Les résultats des essais se représentent dans le diagramme ( $\lg t, \varepsilon_a$ ) donnant le gonflement en fonction du temps sous chaque palier. Le potentiel de gonflement s'exprime dans les plans ( $\lg \sigma_a, \varepsilon_a$ ) ou ( $\lg \sigma_a, e$ ), le premier étant plutôt utilisé dans le cas des roches, le second dans le cas des sols.

### Problématique des procédures d'essais

Les procédures d'essais de gonflement tirent leur diversité de la complexité du phénomène analysé, des nombreuses variétés de matériaux gonflants et d'une longue pratique empirique. Il semble illusoire, en effet, de chercher à qualifier mécaniquement un sol susceptible de gonfler par une procédure universelle de laboratoire. L'exemple de la pression de gonflement est significatif. Celle-ci est définie comme la pression sous laquelle l'imbibition du milieu ne provoque pas de déformation de gonflement ni d'effondrement. Or, différentes procédures d'essais appliquées à un même matériau conduisent à des pressions de gonflement différentes (fig. 4) (Sridharan et al., 1986). La méthode du gonflement libre conduit à une valeur élevée de la pression de gonflement, la méthode des essais en parallèle à une valeur basse et la méthode du gonflement à volume constant à une valeur intermédiaire. Cela peut s'expliquer par le jeu et le poids respectifs des différentes composantes du processus de gonflement et leurs propres cinétiques. Pour les sols compactés, Nooramy (1992) recommande de charger le sol avant de l'humidifier plutôt que l'humidifier avant de charger, à moins que le phasage de la construction de l'ouvrage n'impose réellement ce type de condition au massif gonflant.

Ces exemples montrent l'importance du choix de la procédure d'essais de gonflement à adopter, qui détermine le type d'appareillage à mettre en œuvre, les modalités d'application des charges et des conditions d'imbibition. Les procédures d'essais peuvent être classées en quatre catégories.

- ① Essais de gonflement libre.
- ② Essais de gonflement sous plusieurs paliers successifs de charges imposées.
- ③ Essais de gonflement en parallèle (plusieurs charges constantes différentes).
- ④ Essais de gonflement à volume constant.

- ❶ Gonflement libre puis rechargement sous imbibition.
  - ❷ Gonflement sous différentes charges axiales.
  - ❸ Gonflement à volume constant.
- Les essais commencent au point a.  
Les différentes « pressions de gonflement » sont notées  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_3$ .

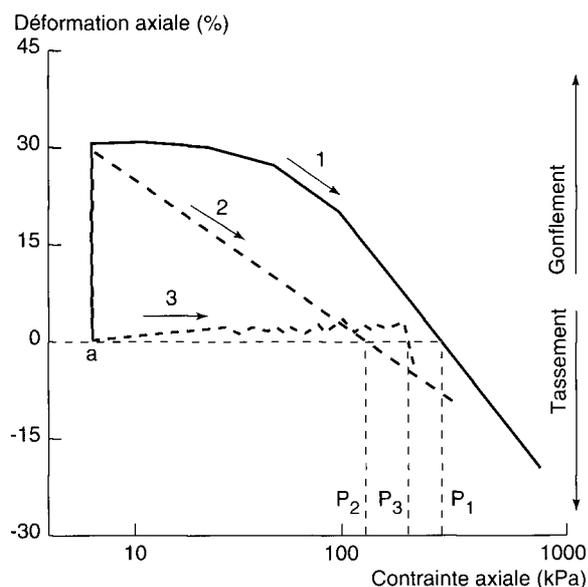


Fig. 4 - Différentes procédures d'essais de gonflement à l'œdomètre pour différentes éprouvettes d'un même matériau d'après Sridharan et al. (1986).

Ces procédures se distinguent principalement par les modalités d'application des charges sur l'éprouvette (durée des paliers, taux de chargement d'un palier à l'autre, charge de mise en imbibition, etc.), leurs méthodes de suivi en temps réel, leurs méthodes d'exploitation des résultats, etc. L'œdomètre est le seul appareillage préconisé pour la réalisation des essais de gonflement. Mais ces procédures doivent pouvoir être transposées, au moins dans leur principe, au cas de l'appareillage triaxial. Ces procédures ont donné lieu à de nombreuses variantes d'essais, avec l'utilisation d'appareillages et de méthodologies spécifiques, voire de combinaisons de procédures.

Parce qu'elles sont inspirées des pratiques œdométriques, toutes ces procédures sont basées sur des essais par paliers avec imbibition et non par chargement en continu (qui, plus encore que pour les sols compressibles, poserait le problème du choix des vitesses d'essai en regard de la cinétique du gonflement), sans utilisation d'une contre-pression (mise en imbibition et non pas en saturation). À chaque étape de l'essai, le gonflement se déroule sous une contrainte axiale constante et jusqu'à, en principe, la stabilisation de la déformation. Par contre, lorsque la stabilisation du gonflement n'a pas lieu sous un palier donné, cette part non consommée du gonflement s'ajoute au gonflement sous le palier de décharge suivant. Didier et al. (1989) et l'ISRM (1989) préconisent certaines règles pour passer

d'un palier au suivant, ce qui implique un suivi régulier de l'essai. Mais, dans le cas où ces règles ne s'appliquent pas, on en est réduit à adopter une valeur forfaitaire de durée des paliers. Par la suite, on conservera le terme de stabilisation de la déformation compte tenu des règles fixées pour définir cette stabilisation.

Aussi, avant d'évoquer ci-dessous les techniques utilisées en laboratoire pour identifier les matériaux gonflants, puis d'examiner certaines procédures, on propose de décrire chacune des quatre méthodes de base des essais de gonflement.

### Les quatre catégories d'essais de gonflement

❶ L'essai de gonflement libre est issu directement des procédures conventionnelles de l'essai œdométrique. Après montage dans la bague œdométrique, l'éprouvette est soumise à l'imbibition sous le poids du piston (Jennings et Knight, 1957 ; Jennings et al., 1973). Après stabilisation du gonflement, le chargement s'effectue par paliers selon un taux de chargement approprié jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (cf. fig. 4, méthode 1). Dans le cas des sols moyennement à fortement gonflants, cette procédure peut entraîner une modification de leur structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle.

❷ Avec la procédure de Huder et Amberg (Huder et Amberg, 1970 ; Wittke, 1979), l'éprouvette de roche est placée dans son état naturel à l'intérieur d'une bague œdométrique flottante et entre deux pierres poreuses (cf. fig. 2 et fig. 5). Un premier chargement est appliqué, en quatre à cinq paliers, à l'éprouvette conservée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale  $\sigma_A$  (chemin 1) pour effacer les effets du remaniement dû au prélèvement du sol et à sa mise en place dans l'œdomètre. L'éprouvette est soumise à un cycle de déchargement-rechargement jusqu'à la contrainte  $\sigma_A$  (chemins 2 et 3) et dans les mêmes conditions. Elle est alors mise en présence d'eau sous cette contrainte par immersion complète dans la cellule œdométrique et le gonflement (ou effondrement) commence (chemin 4). Plusieurs semaines, voire plusieurs mois, peuvent s'écouler avant la stabilisation du gonflement de la roche (cf. fig. 3). Ce stade étant dépassé, l'éprouvette est déchargée au palier précédent et son gonflement est observé jusqu'à stabilisation, avant de procéder à un nouveau déchargement, d'où le chemin 5 de la figure 5. L'intersection des chemins 3 (rechargement à l'état naturel) et 5 (déchargement sous imbibition), si elle existe, après un effondrement sous  $\sigma_A$ , a pour abscisse la pression de gonflement  $\sigma_g$ .

- ❶ Premier chargement à la teneur en eau naturelle de l'éprouvette.
  - ❷ Déchargement.
  - ❸ Second chargement.
  - ❹ Gonflement sous imbibition (A - B).
  - ❺ Déchargement par paliers, déformation finale de gonflement sous chaque palier.
- L'essai commence au point a.

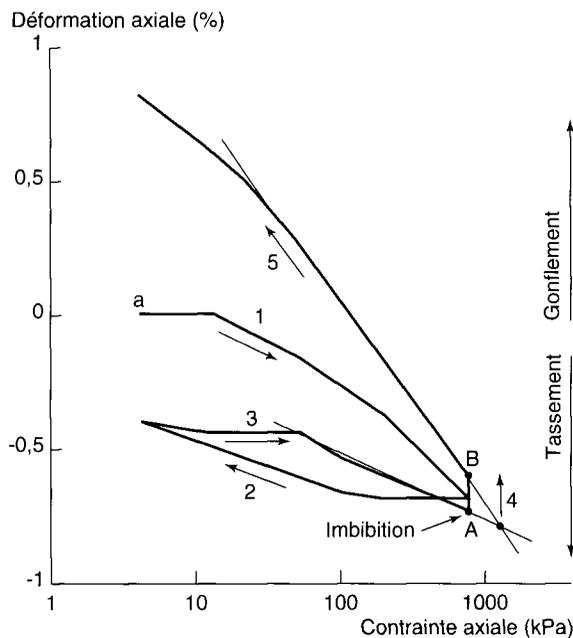


Fig. 5 - Essai de gonflement selon la méthode de Huder et Amberg (1970).

Lorsque la capacité de l'appareillage ne suffit pas à franchir la pression de gonflement, l'intersection est obtenue par extrapolation en prolongeant les chemins 3 et 5.

Cette technique présente l'avantage, dans le cas de sols indurés, hétérogènes ou fissurés, de n'employer qu'une seule éprouvette. Si l'on admet de pouvoir comparer les chemins 3 et 5, la différence entre ces deux branches des courbes contrainte-déformation représente le potentiel de gonflement de la roche. Ce n'est plus vrai dans le cas d'une évolution de la structure du matériau pendant l'essai, où la progression du gonflement sous une charge donnée dépend, en partie, du déroulement du gonflement pendant les paliers précédents.

❸ Pour éviter ces inconvénients, on peut utiliser une méthode dite des essais de gonflement en parallèle, qui consiste à placer plusieurs éprouvettes d'un même matériau dans différentes cellules œdométriques. Chaque éprouvette est chargée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale convenablement choisie suivant un taux d'accroissement des charges préalablement défini (cf. fig. 4, méthode 2). Le gonflement ou l'effondrement de chaque éprouvette est initialisé par imbibition sous contrainte et jusqu'à stabilisation. Cette technique, qui généralise la procédure de Holz et Gibbs (1956), présente l'incon-

venient d'avoir à tester simultanément des éprouvettes de matériaux parfois hétérogènes. Elle est principalement utilisée dans le cas des matériaux compactés, pour lesquels il est plus facile de préparer des éprouvettes identiques. Mieussens (1993) a proposé une procédure d'essais de gonflement-effondrement pour évaluer la qualité de matériaux compactés. Après stabilisation des déformations, on compare entre elles les déformations résultant, d'une part, du chargement et, d'autre part, de l'imbibition en fonction de la contrainte axiale, ce qui donne directement le potentiel de gonflement de la roche testée. Cette méthode présente l'avantage de soumettre le sol ou la roche à des conditions proches de la réalité, chaque éprouvette pouvant représenter différents éléments du massif ou du remblai.

❹ Enfin, la méthode du gonflement à volume constant consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, puis à la charger par petits paliers successifs de façon à maintenir au mieux sa hauteur à une valeur constante (cf. fig. 4, méthode 3). De nombreux auteurs ont utilisé cette méthode (Sullivan et Mc Clelland, 1969). Dans ces conditions, la structure du sol est supposée ne pas trop évoluer pendant l'essai, contrairement à ce qui se passe avec la procédure du gonflement libre. Cette méthode a été fortement décrite car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à atteindre l'équilibre à la pression de gonflement), le matériel devant posséder une forte rigidité et le rattrapage du gonflement par des poids supplémentaires induisant de petites oscillations, assimilables à des cycles de chargement-déchargement.

### Essais de laboratoire. Les matériels

Historiquement, c'est à l'aide d'œdomètres que les premiers essais de gonflement ont été réalisés. Tout d'abord, cet appareillage est bien adapté à la mesure d'une variation de volume et offre un moyen direct de suivi du gonflement lors de la mise en imbibition de l'éprouvette, contrairement à l'appareillage triaxial qui nécessite d'utiliser un matériel et des procédures d'essais plus élaborés. Par ailleurs, cet appareillage est largement répandu. Par contre, l'œdomètre classique n'offre qu'une déformation monodimensionnelle et le chemin des contraintes suivi pendant l'essai est inconnu. Une amélioration des essais a consisté à employer des œdomètres équipés de bagues de mesure de la pression latérale  $\sigma_r$  pendant le gonflement (Komornik et Zeitlen, 1965, 1970 ; Ofer, 1981 ; Didier et al., 1985 ; Steiner, 1993 ; Erol et Ergun, 1994). Dans ce cas, la rigidité de la bague doit être rigoureusement assurée pour éviter toute déformation latérale. L'étude expérimentale du gonflement en laboratoire s'effectue aussi avec le

contrôle de succion (Kassif et Ben Shalom, 1971 ; Fleureau et *al.*, 1990 ; Schreiner et *al.*, 1994) ou de la contrainte latérale et de la succion (Habib et Karube, 1993 ; Schreiner et *al.*, 1994). Les procédures d'essais de gonflement qui ont été suggérées par les instances de normalisation internationale en restent toutes à l'utilisation de l'œdomètre traditionnel. Un résumé en est fait ci-dessous.

L'appareillage triaxial offre la possibilité de maîtriser la sollicitation en déformation ou en contrainte. Des études expérimentales du gonflement ont été réalisées à l'aide d'appareillages triaxiaux conventionnels (Parcher et Liu, 1965 ; Kassif et Baker, 1971 ; Troalen et *al.*, 1984 ; El Gamali et *al.*, 1991) ou asservis (Johnston, 1989 ; Fourie, 1989 ; Ed Diny et *al.*, 1993 ; Yesil et *al.*, 1993). Hors du cadre des essais de laboratoire, il faut signaler les appareillages basés sur une sonde pressiométrique et proposés par Ofer (1984) et Flavigny et *al.* (1991) pour la réalisation d'essais de gonflement *in situ*.

### Identification

Nous avons rappelé, ci-dessus, l'intérêt des limites d'Atterberg et de l'essai au bleu de méthylène pour identifier les sols argileux. Mais ces essais se prêtent mal, par exemple, à l'identification de sols carbonatés (marnes) ou indurés. La description détaillée de la roche, de sa fissuration, voire de sa microfissuration, est tout aussi importante. Les analyses, minéralogiques par diffraction des rayons X, les analyses chimiques (de l'eau en particulier), les analyses au microscope électronique offrent des moyens d'analyse complémentaires plus ou moins poussés à mettre en œuvre selon l'acuité du problème posé. Enfin, il existe toute une batterie de procédures d'identification basées sur la pratique d'essais mécaniques de gonflement libre et fournissant un indice de gonflement. Certaines d'entre elles sont décrites ci-dessous.

Houston et Vann (1987) proposent deux procédures d'essais pour évaluer le potentiel de gonflement de sols compactés contenant une fraction importante de gros éléments. Hanafy (1991) préconise la réalisation d'un essai de gonflement libre pour déterminer l'indice des vides maximal sous imbibition et d'un essai de retrait (séchage à l'étuve d'un élément de sol pour déterminer son volume minimal). La comparaison de ces résultats à l'état initial du sol s'effectue dans le plan d'état ( $w, e$ ), où  $w$  est la teneur en eau. Ce plan, semblable au plan ( $w, \gamma_d$ ), utilisé pour représenter l'état des matériaux compactés, présente l'avantage de voir les courbes de saturation représentées par des droites passant par l'origine et d'équation  $e = w \gamma_s / S_r \gamma_w$  ( $\gamma_d, \gamma_s$  et  $\gamma_w$  sont les poids volumiques du sol sec, des particules solides et de l'eau).

Des essais de gonflement ou de retrait interrompus fournissent d'autres couples ( $w, e$ ) intermédiaires permettant de compléter la courbe en forme de S dont l'allure et l'étendue renseignent sur le potentiel de gonflement du sol testé. En vue de prédire le gonflement réel de schistes, Dhowian (1990) propose une procédure basée sur la relation entre le gonflement et la variation de teneur en eau. Pellissier (1991) récapitule différentes méthodes pour déterminer l'indice de gonflement et propose deux procédures de détermination du volume d'un élément de sol à différentes teneurs en eau. Ces auteurs font référence à la limite de retrait d'une argile, paramètre qui ne semble pas être reconnu aujourd'hui comme une grandeur intrinsèque. Dif et Bluemel (1991) adoptent une procédure d'essais de séchage et d'humidification cyclique sur une éprouvette chargée en condition œdométrique et sous le chargement apporté par l'ouvrage. Quelques résultats expérimentaux sont donnés pour illustrer la fatigue des sols intacts gonflant au cours des cycles.

Sivapullaiah et *al.* (1987) proposent un indice de gonflement modifié basé sur la variation de volume d'une poudre de sol séchée à l'étuve puis immergée dans de l'eau ou un autre solvant. À partir d'une série d'expériences sur différents sols et par comparaison avec des essais de gonflement libre, les auteurs proposent une classification des sols gonflants. Mais la limite inférieure de leur classification commence à une limite de liquidité de 200. Diverses techniques de mesures ont été proposées pour la mesure de tels indices de gonflement (Shridharan et Rao, 1988 ; Shridharan et *al.*, 1990).

### Procédures d'essais

#### ASTM D4546 (American Society for Testing and Materials, 1985)

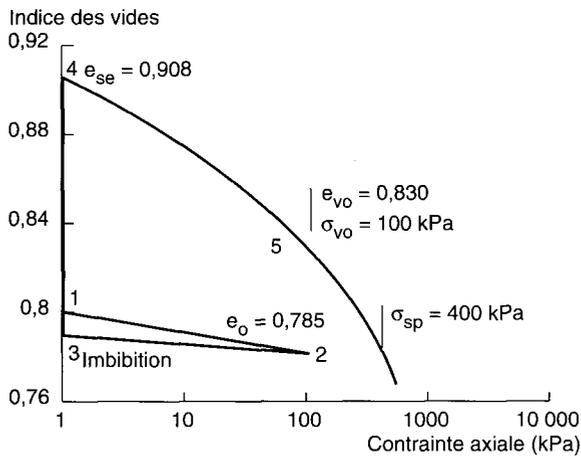
L'American Society for Testing and Materials (ASTM, 1985) préconise trois procédures d'essais à l'œdomètre (fig. 6).

① Méthode A. Boucle de chargement, déchargement, rechargement (chemins 1, 2 et 3) puis imbibition en chemin 3 et gonflement libre sous le poids du piston jusqu'à ce que le mouvement du piston devienne négligeable (chemins 3 et 4, fig. 6a), puis chargement par paliers pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (chemins 4 et 5).

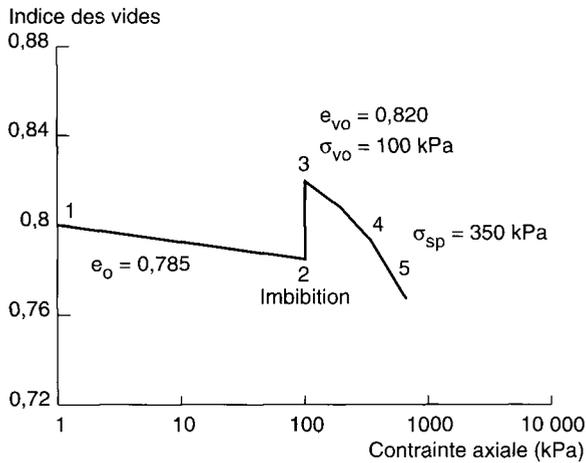
② Méthode B. Gonflement sous une charge constante égale à la contrainte verticale en place  $\sigma_{vo}$  jusqu'à ce que le mouvement du piston devienne négligeable (chemins 2 et 3, fig. 6b), puis chargement par paliers pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (chemins 3 et 5).

**Fig. 6 -  
Procédures  
d'essais  
de gonflement  
de ASTM  
D4546 (1985)**

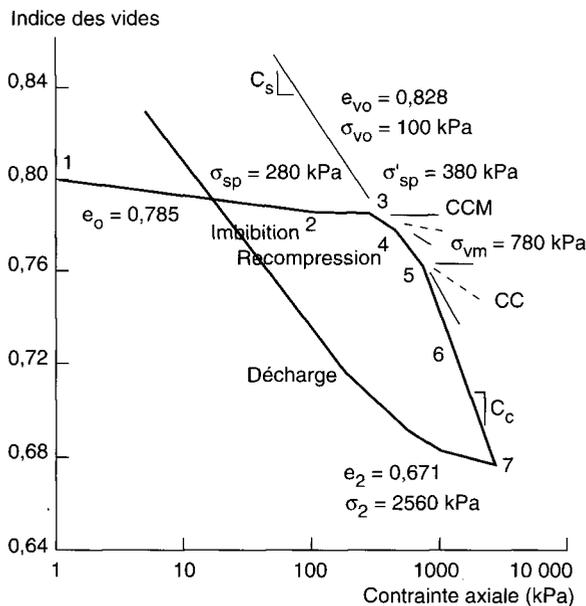
Les essais commencent au point 1.  
CCM : construction de Casagrande modifiée.  
CC : construction de Casagrande.



a. Méthode A. Gonflement libre (chemins 3 et 4).



b. Méthode B. Gonflement sous le poids des terres (chemins 2 et 3).



c. Méthode C. Gonflement à volume constant à partir du poids des terres (chemins 2 et 3).

③ Méthode C. Gonflement à volume constant à partir du poids des terres (chemins 2 et 3, fig. 6c). L'essai est poursuivi par un essai œdométrique conventionnel avec boucles de chargement-déchargement, afin d'évaluer le potentiel de gonflement.

Dans les méthodes B et C, l'éprouvette est préalablement chargée dans son état naturel sous le poids des terres. Dans la méthode A, un cycle de chargement-déchargement peut être appliqué, avant imbibition, du poids du piston au poids des terres. Ces procédures sont accompagnées de recommandations pour le stockage et la préparation des échantillons. Les paramètres mesurés sont indiqués sur la figure 6.

### Didier et al. (1987)

Ces auteurs proposent plusieurs procédures opératoires. L'utilisation d'une loi hyperbolique est suggérée pour déterminer la durée du palier d'imbibition et des paliers suivants. L'éprouvette est chargée à partir du poids du piston ( $\sigma'_d$ ) jusqu'au poids des terres  $\sigma'_{vo}$  à sa teneur en eau naturelle et par un cycle et demi de chargement-déchargement-rechargement. Soit  $e_o$  l'indice des vides obtenu sous  $\sigma'_{vo}$ . À partir de cet état, l'essai peut être prolongé par l'une des trois variantes suivantes (fig. 7).

- ① Gonflement à volume constant ( $e = e_o$ ), (fig. 7a).
- ② Gonflement libre sous le poids des terres ( $\sigma'_a = \sigma'_{vo}$ ), puis déchargement par paliers, lorsque la contrainte  $\sigma'_{vf}$  induite dans le massif par la structure est inférieure à  $\sigma'_{vo}$  (fig. 7b).
- ③ Gonflement libre sous le poids des terres ( $\sigma'_a = \sigma'_{vo}$ ), puis rechargement par paliers jusqu'à la compacité de mise en saturation  $e_o$ , lorsque la contrainte  $\sigma'_{vf}$  induite dans le massif par la structure est supérieure à  $\sigma'_{vo}$  (fig. 7c).

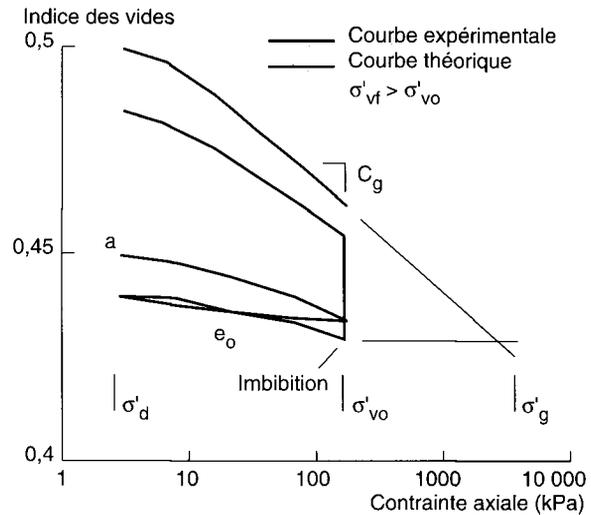
L'exploitation de l'essai s'effectue dans le plan ( $\lg \sigma_a, \epsilon_a$ ) ou ( $\lg \sigma_a, e$ ). Une relation hyperbolique reliant le temps à la déformation axiale (gonflement par paliers) ou à la contrainte axiale (gonflement à volume constant) permet d'évaluer le gonflement théorique à un temps infini pour chaque palier de gonflement. Les paramètres  $C_g$  sont déduits de la courbe de gonflement théorique.

### ISRM (International Society for Rock Mechanics, 1989)

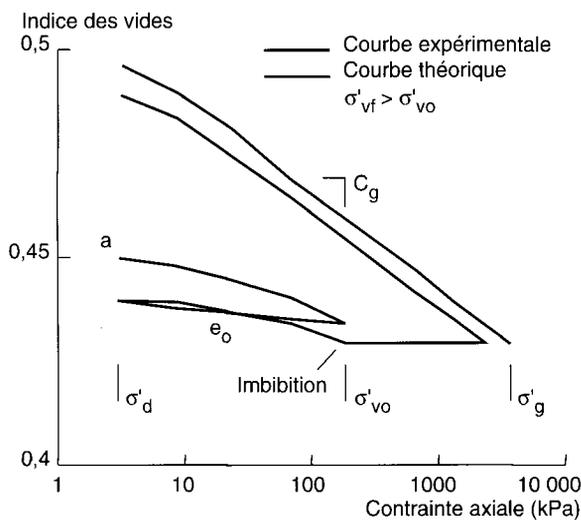
La Société internationale de mécanique des roches (ISRM, 1989) donne des recommandations pour l'échantillonnage, le stockage et la préparation des éprouvettes et propose trois méthodes d'essais.

Fig. 7 - Procédures d'essais de gonflement de Didier et al. (1987)

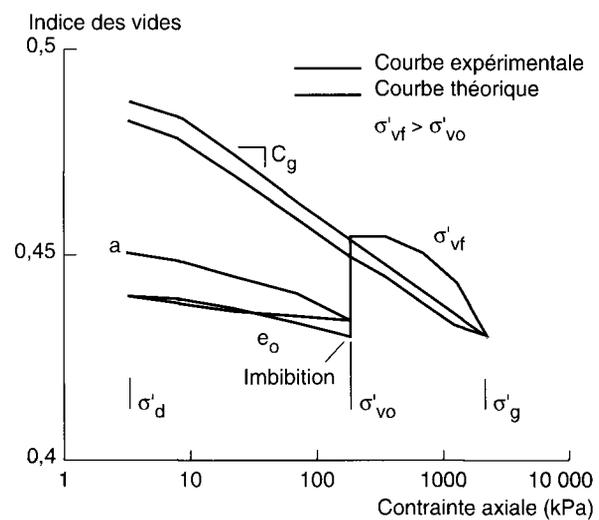
Les essais commencent au point a.



b. Gonflement sous le poids des terres, puis déchargement.



a. Gonflement à volume constant à partir du poids des terres.



c. Gonflement sous le poids des terres, puis rechargement.

❶ Gonflement libre d'une éprouvette non confinée, immergée dans un bac, avec mesure des déformations de gonflement axiale (à l'aide d'un comparateur) et radiale (à l'aide d'une bague graduée).

❷ Gonflement à volume constant pour déterminer une pression maximale de gonflement.

❸ Gonflement sous plusieurs paliers en décharge (fig. 8).

Cette dernière procédure a pour but de mesurer la déformation axiale de gonflement d'une éprouvette de roche placée dans un œdomètre et résultant de la décharge de la valeur maximale de la contrainte (le poids des terres, par exemple) à une valeur compatible avec le projet. Elle est applicable aux cas où les conditions aux limites sont assimilables aux conditions œdométriques. Pour chaque palier de déchargement sous imbibition, on distingue la part instantanée de la

déformation  $\Delta \varepsilon_e$  directement liée au déchargement de la part  $\Delta \varepsilon$  due au gonflement par adsorption de l'eau. Le cumul de cette dernière donne la courbe de gonflement  $\Sigma(\Delta \varepsilon)$ .

### ISSMFE (International Society for Soils Mechanics and Foundation Engineering, 1990)

La Société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondations (ISSMFE, 1990) propose une méthode d'essais basée sur des œdomètres en parallèle (fig. 9). Plusieurs éprouvettes d'un même sol sont imbibées dans des cellules œdométriques et sous différentes charges, ce qui permet de déterminer une pression de gonflement  $\sigma_g$  et un coefficient  $C_g$ . La déformation étant mesurée directement à partir du début du gonflement, la méthode donne directement le potentiel de gonflement.

Essai de gonflement sous plusieurs paliers en décharge après imbibition au point 2 :  
 -  $\Delta \epsilon_{\sigma}$  : déformation instantanée liée au déchargement,  
 -  $\Delta \epsilon$  : déformation due à l'adsorption d'eau.  
 Les essais commencent au point 1.

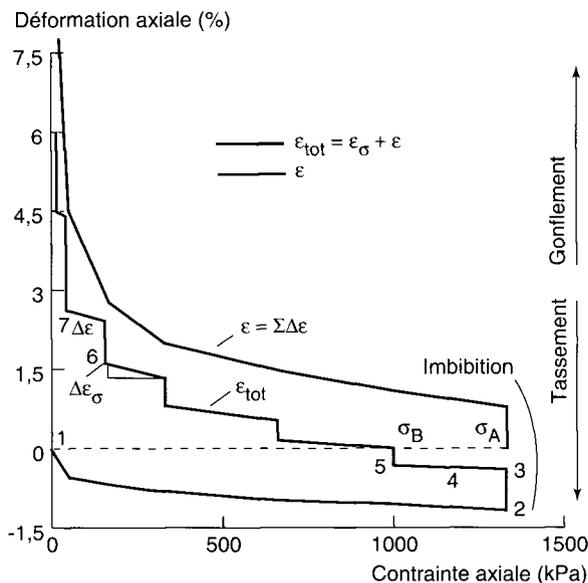


Fig. 8 - Procédure d'essais de gonflement de ISRM (1989).

Essais de gonflement en parallèle sur trois éprouvettes. Les déformations de gonflement commencent aux points 1, 2 et 3, après imbibition de chacune des éprouvettes. Les essais sont poursuivis par plusieurs paliers de déchargement.

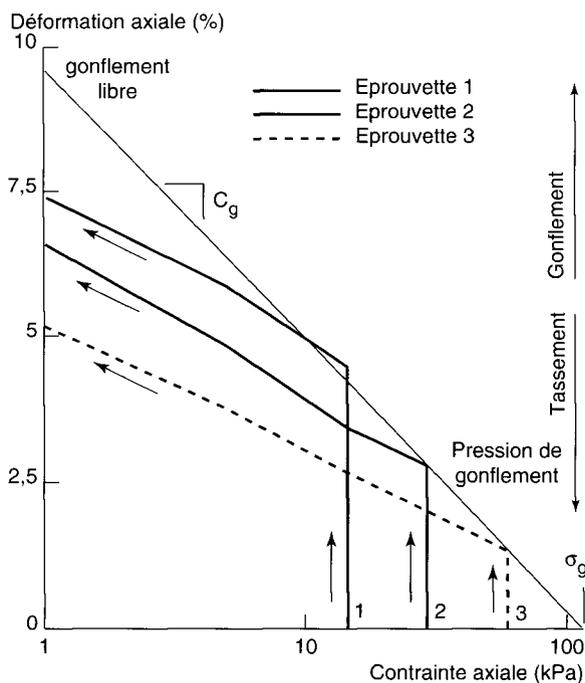


Fig. 9 - Procédure d'essais de gonflement de ISSMFE (1991).

### BS1377 (British Standart, 1990)

Trois méthodes d'essais de gonflement à l'œdomètre sont préconisées pour les sols fins.

① Mesure de la pression de gonflement à volume constant, à partir du poids du piston (chemins 1 et 2), puis déchargement par paliers (chemins 2 et 3) ou rechargement par paliers (chemins 2 et 4) sous imbibition, selon une séquence de chargement appropriée.

② Même séquence de gonflement à volume constant jusqu'à la pression de gonflement (chemins 1 et 2), puis déchargement par paliers et sous imbibition, selon une séquence de charges appropriée jusqu'à une charge minimale prédéfinie (chemins 2 et 3) et enfin rechargement jusqu'à la pression de gonflement en suivant la même séquence de charges. Cette dernière séquence permet de déterminer les paramètres de compressibilité et de consolidation du sol testé.

③ Chargement jusqu'à  $\sigma_{v0}$ , le poids des terres, ou à une charge prédéfinie, dans l'état naturel du sol, puis imbibition (effondrement ou gonflement) jusqu'à stabilisation et poursuite de l'essai par un cycle de chargement et de déchargement par paliers.

### Essai de gonflement-effondrement pour les sols compactés

Une procédure d'essais œdométriques a été développée au Laboratoire régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Toulouse (Mieussens, 1993) dans le but de qualifier les matériaux compactés. Cette procédure prévoit le déroulement de l'essai, en une semaine, sur six éprouvettes identiques au départ. L'argile est compactée par compactage semi-statique dans les moules œdométriques (Camapum de Carvalho et al., 1987), puis les éprouvettes sont chargées sous 25, 50, 100, 200, 400 et 800 kPa de contrainte totale axiale ( $\sigma_a$ ) respectivement pendant trois jours. Les éprouvettes sont mises en présence d'eau pendant quatre jours supplémentaires. L'évolution de la déformation axiale ( $\epsilon_a$ ) est enregistrée au cours du temps. Suivant la nature du matériau testé, son état résultant du compactage et le niveau de chargement, cette opération peut provoquer un effondrement ou un gonflement. La figure 10 montre un exemple d'essai œdométrique de gonflement-effondrement, réalisé sur six éprouvettes d'argile compactée. Les points de la courbe  $C_1$  représentent les déformations obtenues au bout de trois jours, pour chacune des six éprouvettes, sous les charges qui leur sont appliquées. La courbe  $C_2$  montre les déformations de chacune des éprouvettes, sous ces mêmes charges, après quatre jours d'imbibition. La comparaison de ces deux courbes renseigne, d'une part, sur la compressibilité du sol compacté et, d'autre part, sur sa sensibilité à l'imbibition.

La courbe  $C_1$  représente la déformation après trois jours sous les différentes charges appliquées, et la courbe  $C_2$  la déformation, après quatre jours d'imbibition, sous les mêmes charges.

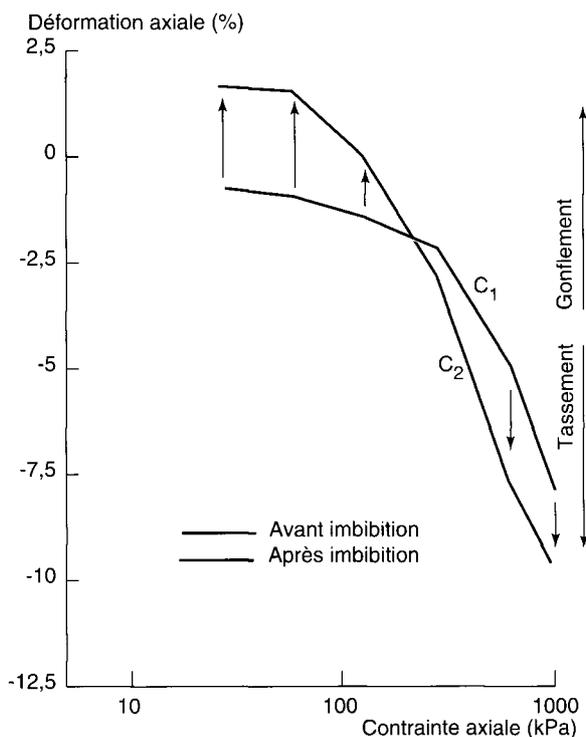


Fig. 10 - Procédure d'essais de gonflement-effondrement en parallèle pour six éprouvettes d'argile compactée d'après Mieussens (1993).

### Norme française NF P 94-091 (AFNOR, 1995)

La procédure de cette norme permet de déterminer la pression de gonflement et le potentiel de gonflement d'un sol mis en présence d'eau sous différentes charges. L'essai s'effectue à l'œdomètre sur plusieurs éprouvettes identiques (essais en parallèle). La norme précise les conditions requises par le matériel, les conditions d'essai, le choix des charges à appliquer aux éprouvettes et la méthode d'exploitation des résultats. La procédure s'attache essentiellement à la détermination de la pression de gonflement et du potentiel de gonflement (part de la déformation due à l'imbibition).

### Quelques commentaires

La reconnaissance à mettre en œuvre pour résoudre le problème posé par le gonflement d'un massif auprès d'un ouvrage doit être adaptée aux projets étudiés. Dans tous les cas, elle doit au moins permettre la simple identification du phénomène. Mais elle peut être poussée plus finement à l'aide de procédures et de matériels élaborés. Les moyens de prélèvement doivent être adaptés à ces objectifs et garantir une qualité appropriée des échantillons. La plupart des procé-

dures exigent de connaître l'état *in situ* de la roche gonflante ( $w$ ,  $e$ ). En conséquence, de telles procédures ne pourront être mises en œuvre que sur des échantillons de classe de qualité 2 ou 1 (norme Pr P 94-202). En tant que mesure de la déformabilité de la roche, les essais de gonflement ne peuvent être envisagés que sur des éprouvettes tirées d'échantillons de classe 1. Le prélèvement par blocs constitue un moyen efficace d'échantillonnage de roches gonflantes. Dans ce cas, il est nécessaire de bien noter l'orientation des blocs par rapport au massif. Mais cette méthode n'échappe pas au problème du remaniement lorsqu'il s'agit du prélèvement de blocs à proximité de l'ouvrage, dans des zones déjà déformées et décomprimées (tunnels, déblai, etc.).

Les opérations élémentaires d'identification du matériau demeurent un point de passage obligé de l'étude en laboratoire avec l'analyse pétrographique très précise de la roche, l'évaluation d'une densité de fissuration, la mesure des limites d'Atterberg dans le cas des sols argileux et des roches argileuses tendres. Ces opérations élémentaires sont à compléter par des analyses minéralogiques ou des analyses chimiques. L'obtention d'échantillons intacts permet, d'une part, de connaître l'état initial de la roche (teneur en eau, indice des vides, poids volumique des particules, etc.) ou, d'autre part, de confectionner des lames minces en vue d'une analyse au microscope (microfissuration du matériau) ou au microscope électronique (structure). La détermination de l'indice des vides à l'état naturel impose de mesurer le poids volumique des particules  $\gamma_s$ .

Les procédures d'essais mécaniques à mettre en œuvre doivent être adaptées, d'une part, à l'ouvrage (fondations, fondations légères, tunnels, radiers, soutènements, déblais, etc.) et, d'autre part, au degré de finesse de l'étude. L'adaptation de l'essai à l'ouvrage s'établit par le choix du type de sollicitation à mettre en œuvre et par un choix judicieux des modalités d'application des charges sur l'éprouvette (durée des paliers, taux de chargement d'un palier à l'autre, charge de mise en imbibition, etc.) en référence au chargement réel du massif avant ou après installation de l'ouvrage et suivant le problème posé. Cet état de contrainte peut, dans certains cas, être défini par référence au poids des terres. Cette donnée est suffisante pour un essai œdométrique et un sol simple. Ce n'est plus le cas pour un sol surconsolidé, cimenté ou induré. Cette donnée devrait être accompagnée, en toute rigueur, de la donnée de la contrainte horizontale. Les massifs montagneux posent, quant à eux, le problème du champ des contraintes *in situ* non géostatique (tunnels, déblais, etc.) qui est à traiter à la demande. Il est déconseillé de faire référence à du gonflement libre, qui est toujours pénalisant, si le sol n'y est jamais exposé (rupture en extension, forte évolu-

tion de la structure du matériau). Dans tous les cas, il est nécessaire de bien préciser la procédure employée, les états du matériau avant et après essai, son mode de prélèvement.

## Conclusion

La complexité des problèmes posés par le gonflement des sols et des roches naturelles ou des sols compactés a entraîné l'épanouissement de nombreuses méthodes d'analyse par des essais de laboratoire. Cela s'explique par le fait que le gonflement inclut plusieurs phénomènes physiques, chimiques et mécaniques d'interaction de la roche et de l'eau, imbriqués à différentes échelles. Il semble aussi que la structure des sols et des roches (arrangement des particules, vieillissement, cimentation, fissuration, etc.) conditionne le processus de gonflement, d'une part, et que le processus de gonflement soit lui-même accompagné, dans certains cas, de modifications de structure (réarrangement des particules, compensation des vides, etc.), d'autre part. À l'échelle macroscopique, le gonflement s'oppose au retrait, à l'effondrement et à la compression. Le parti a été pris ici de réserver au terme de gonflement la seule action de l'eau sur les minéraux argileux, ce qui n'exclut pas l'action simultanée d'autres mécanismes, en particulier de ceux qui relèvent du comportement des sols non saturés. Quelques données sur l'aspect tridimensionnel du gonflement commencent à être disponibles. Une des difficultés majeures des essais de gonflement en laboratoire réside dans la durée des phases d'essais. La cinétique du processus est très lente à l'échelle du laboratoire (quelques mois), ce qui est peu vis-à-vis de l'ouvrage (quelques années, quelques décennies).

L'évolution historique des procédures d'essais de gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques, pour répondre aux problèmes posés et aboutir sans trop de mal à une caractérisation des matériaux gonflants. Trois notions se sont dégagées :

gonflement libre, pression de gonflement et potentiel de gonflement. Celles-ci inspirent fortement les procédures d'essais. Mais ces notions conservent un caractère empirique, reléguant les essais de laboratoire au rang d'essais d'identification du phénomène de gonflement, d'où l'écllosion de nombreuses procédures d'essais adaptées aux matériaux étudiés et aux conditions de sollicitation et de phasage des ouvrages en tenant compte de la géométrie des frontières d'imbibition. Mais certains aspects du gonflement restent encore du domaine de la recherche.

Une classification des procédures d'essais de gonflement est néanmoins possible, des essais d'identification aux essais de détermination des propriétés mécaniques de gonflement. Ces procédures se distinguent principalement par les modalités d'application des charges sur l'éprouvette (durée des paliers, taux de chargement d'un palier à l'autre, charge de mise en imbibition, etc.), leurs méthodes de suivi en temps réel, leurs méthodes d'exploitation des résultats, etc. On doit rappeler aussi que les divers indices de gonflement déterminés dans le cadre des procédures d'identification des sols et des roches gonflants ne fournissent que des indications et ne permettent pas de fonder une analyse précise des déformations.

Pour l'heure, les recommandations des institutions spécialisées dans divers domaines de la géotechnique en sont à l'emploi de procédures simples basées sur des essais œdométriques et, si possible, adaptées au projet d'ouvrage. Ce type de sollicitation présente quelques inconvénients et le champ des contraintes varie en cours d'essai, quelle que soit la procédure. L'interprétation des essais est effectuée en contraintes totales. À l'œdomètre, la procédure de chargement sous contraintes totales constantes (essais en parallèle) semble être la technique la plus rationnelle pour la mesure d'une pression et d'un potentiel de gonflement, même si elle présente l'inconvénient d'employer plusieurs éprouvettes identiques.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR (1992), *Sols : Reconnaissances et essais - Prélèvement des sols et des roches - Méthodologie et procédures*, Pr P 94-202.

AFNOR (1995), *Sols - Reconnaissance et essais - Essai de gonflement à l'œdomètre*, P 94-091.

AITCHISON G.D., MARTIN R. (1973), *A membrane œdometer for complex stress-path studies in expansive clays*, Proc. 3rd Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, vol. 1, pp. 161-167.

AL-HOMOUD A.S., HUSEIN MALKAWI A.I., AL-BASHABSHAH M.A. (1995), Cyclic swelling behaviour of clays, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 121, 7, pp. 562-565.

ALLAM M.M., SRIDHARAN A. (1981), Effect of wetting and drying on shear strength, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, vol. 107, 4, pp. 421-438.

ALLAM M.M., SRIDHARAN A. (1987), Stresses present in unsaturated soils, *J. Geotech. Engrg.* vol. 113, 11, pp. 1395-1399.

ALONSO E.E., GENS A., HIGHT D.W. (1987), *Special problems in soils. General report Session 5*, Proc. 9th ECSMFE, Dublin, vol. 5, pp. 1-60.

ALONSO E.E., BATLLE F., GENS A., LLORET A. (1988), *Consolidation analysis of partially saturated soils. Application to earthdam construction*, Proc. 6th Int. Conf. on Num. Methods in Geomech., Innsbruck, vol. 2, pp. 1303-1308.

- ALONSO E.E., LLORET A., GENS A., BATLLE F. (1989), *A new approach for the prediction of long term heave*, Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, **vol. 1**, pp. 571-574.
- ALONSO E.E., GENS A., JOSA A. (1990), A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique*, vol. 40, **3**, pp. 405-430 et *Géotechnique*, vol. 41, **2**, pp. 273-275.
- ALONSO E.E., GENS A., LLORET A. (1991), *Double structure model for the prediction of long term movements in expansive materials*, Proc. 7th Int. Conf. Comp. Meth. and Adv. in Geomech., **vol. 1**, pp. 541-548.
- ALONSO E.E. (1993), Effets des variations de teneur en eau dans les sols compactés, *Revue française de géotechnique*, **vol. 62**, pp. 7-21.
- ANDERSON S.A., RIEMER M.F. (1995), Collapse of saturated soil due to reduction in confinement, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 121, **2**, pp. 216-220.
- ANGULO R., GAUDET J.-P., THONY J.-L., VAUCLIN M. (1993), Détermination expérimentale des caractéristiques hydrodynamiques d'un sol gonflant non saturé pour la modélisation des écoulements, *Revue française de géotechnique*, **62**, pp. 49-57.
- ASTM (1985), *Standard test method for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils*, ASTM D4546.
- BAKER R., KASSIF G. (1968), Mathematical analysis of swell pressure with time for partly saturated clays, *Canadian Geotech. J.*, vol. 5, **4**, pp. 217-224.
- BARDEN L., MADELOR A.O., SIDES G.R. (1969), Volume change characteristics of unsaturated clays, *J. Geotech. Engrg. and Found. Div.*, ASCE, vol. 95, **1**, pp. 33-51.
- BARDEN L., SIDES G.R. (1970), The engineering behaviour and structure of compacted clay, *J. Geotech. Engrg. and Found. Div.*, ASCE, vol. 96, **4**, pp. 1171-1200.
- BASMA A.A., TUNCER E.R. (1992), Evaluation and control of collapsible soils, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 118, **9**, pp. 1376-1394 et *J. Geotech. Engrg.*, vol. 120, **5**, pp. 922-929.
- BASMA A.A. (1993), Prediction of expansion degree for natural compacted clay, *Geotech. Testing J.*, vol. 16, **4**, pp. 542-549.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.-M., ZERHOUNI M.I., SOEPANDJI B.S. (1987), Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification, *Revue française de géotechnique*, **41**, pp. 63-71.
- BIAREZ J., FLEUREAU J.-M., TAIBI S. (1994), *Modèle microstructural de comportement des sols non saturés*, Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, pp. 385-388.
- BISHOP A.W., HENKEL D.J. (1962), *The measurement of soil properties in the triaxial test*, Edward Arnold Publishers LTD, London, 228 p.
- BISHOP A.W., DONALD I.B. (1961), *The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus*, Proc. 5th. ICSMFE, Paris, **vol. 1**, pp. 13-21.
- BISHOP A.W., BLIGHT G.E. (1963), Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils, *Géotechnique*, **vol. 13**, pp. 177-197.
- BJERRUM L.T.L., BREKKE J., MOUM and SELMER-OLSEN R. (1964), Some Norwegian studies and experiences with swelling materials in rock gouges, *Rock Mech. Engrg. Geol.*, **vol. 1**, pp. 23-31.
- BLIGHT G.E. (1965), *The time-rate of heave of structures on expansive clay, Moisture equilibria and moisture changes*, Aitchinson ed., Butterford & Cie, Sydney, pp. 78-88.
- BLIGHT G.E. (1966), Strength characteristics of desiccated clays, *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, vol. 92, **6**, pp. 19-37.
- BLIGHT G.E. (1967), Effective stress evaluation for unsaturated soils, *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, vol. 93, **2**, pp. 125-148.
- BOEHLER J.-P., KABBAJ M. (1985), *Étude du gonflement anisotrope de la bentonite*, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, **vol. 1**, pp. 407-410.
- BOLT G.B. (1956), Physico-chemical analysis of the compressibility of clays, *Géotechnique*, vol. 6, **2**, pp. 86-93.
- BRADY K.C. (1988), Soil suction and critical state, *Géotechnique*, vol. 38, **1**, pp. 117-120.
- BS 1377 (British Standard) (1990), *Determination of swelling and collapse characteristics of soils*, BS 1377 : Part 4 : 1990.
- CAMAPU DE CARVALHO J., CRISPEL J.-J., MIEUSSENS C., NARDONE A. (1987), *La reconstitution des éprouvettes en laboratoire. Théorie et pratique opératoire*, Rapport de recherche des LPC, **145**, 54 p.
- CHANDLER R.J., GUTIERREZ C.I. (1986), The filter-paper method of suction measurement, *Géotechnique*, vol. 36, **2**, pp. 265-268.
- CHEN X.Q., LU Z.W., HE X.F. (1985), *Moisture movement and deformation of expansive soils*, Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, **vol. 4**, pp. 2389-2392.
- CHEN X.Q., MA G.S. (1987), *Swelling and shrinkage behaviour of expansive clays*, Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, **vol. 1**, pp. 127-129.
- CHU T.Y., MOU C.H. (1973), *Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests*, Proc. 3th Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, **vol. 1**, pp. 177-185.
- COLEMAN J.D. (1962), Stress-strain relations for partly saturated soils, *Géotechnique*, vol. 12, **4**, pp. 348-350.
- CRONEY D., COLEMAN J.D. (1953), *Soils moisture suction properties and their bearing on the moisture distribution in soils*, Proc. 3rd ICSMFE, Zürich, **1/3**, pp. 13-18.
- DAKSHANAMURTHY V. (1978), A new method to predict swelling using a hyperbolic equation, *Geotechnical Engrg.*, vol. 9, **1**, pp. 29-78.
- DAKSHANAMURTHY V. (1979), A stress-controlled study of swelling characteristics of compacted expansive clays, *Geotech. Testing J.*, vol. 2, **1**, pp. 57-60.
- DAY R.W. (1991), Expansion of compacted gravelly clay, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 117, **6**, pp. 968-972.
- DAY R.W. (1992), Swell versus saturation for compacted clay, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 118, **8**, pp. 1272-1278 et *J. Geotech. Engrg.*, vol. 120, **7**, pp. 1275-1280.

- DAY R.W. (1993), Expansion potential according to Uniform Building Code, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 119, **6**, pp. 1067-1071.
- DAY R.W. (1994), Swell-shrink behaviour of compacted clay, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 120, **3**, pp. 618-623 et *J. Geotech. Engrg.*, vol. 121, **4**, pp. 385-387.
- DAY R.W. (1995), Triaxial A-value versus swell of collapse for compacted soil, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 121, **7**, pp. 566-570.
- DE BRUIJN C.M.A. (1961), *Swelling characteristics of a transported profile at Leeuhof Vereeniging (Transvaal)*, Proc. 5th ICSMFE, Paris, vol. 1, **1/7**, pp. 43-49.
- DELAGE P. (1987), Aspects du comportement des sols non saturés, *Revue française de géotechnique*, **40**, pp. 33-43.
- DELAGE P. (1991), *Gonflement et rétractation des sols. Aspects fondamentaux*, Stage ENPC, oct., Aix-en-Provence.
- DELAGE P., AUDIGUIER M., CUI Y.J. (1992), *Micro-structure d'un limon compacté*, Colloque R. Houpert, Nancy, pp. 67-76.
- DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R. (1992), *Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer*, Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas, pp. 206-211.
- DIDIER G., ROBERT A., AZZOUZ R. (1984), *A survey method for swelling marls applied to an exploration gallery*, Proc. 5th Int. Conf. on Expansive Soils, Adelaïde, pp. 327-333.
- DIDIER G., BOURDEAU Y., KASTNER R. (1985), *Méthodes d'étude du gonflement des marnes*, Proc. 3rd French-Polish Seminar on Applied Soil Mechanics, Gdansk, vol. 1, pp. 251-264.
- DIDIER G., SOYEZ B., HERITIER B., PAREZ L. (1987), *Étude à l'œdomètre du gonflement des sols*, Proc. 9th ECSMFE, Dublin, vol. 5.5, pp. 549-552.
- DIF A.E., BLUEMEL W.F. (1991), Expansive soils under cyclic drying and wetting, *Geotech. Testing J.*, vol. 14, **1**, pp. 96-102.
- DHOWIAN A.W. (1990), Simplified heave prediction model for expansive shale, *Geotech. Testing J.*, vol. 13, **4**, pp. 323-333.
- DHOWIAN A.W. (1992), Soil-suction potential model, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 118, **4**, pp. 521-539.
- DORMIEUX L., BARBOUX P., COUSSY O., DANGLA P. (1995), *A macroscopic model of the swelling phenomenon of a saturated clay*.
- ED DINY S., MASROURI F., TISOT J.-P. (1992), *Étude des paramètres d'état et du mode de dessiccation d'un limon saturé*, Colloque R. Houpert, Nancy, pp. 117-122.
- ED DINY S., MASROURI F., TISOT J.-P. (1993), Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon compacté, *Revue française de Géotechnique*, **62**, pp. 67-74.
- EDIL T.B., ALANZY A.S. (1992), *Lateral swelling pressures*, Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas, pp. 227-232.
- EL-GAMALI H., TABET M., HAJJAM (1994), Détermination de la pression de gonflement à l'appareil triaxial, *La Revue marocaine du génie civil*, **52**, pp. 69-76.
- EROL O., ERGUN U. (1994), Lateral swell pressures in expansive soils, Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, pp. 1511-1514.
- ESCARIO V., SAEZ J. (1973a), *Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction*, Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, pp. 196-200.
- ESCARIO V., SAEZ J. (1973b), *Gradual collapse of soils induced by a decrease in suction*, Proc. 8th ICSMFE, Moscow, vol. 4.1, pp. 123-124.
- ESCARIO V., SAEZ J. (1986), The shear strength of partly saturated soils, *Géotechnique*, vol. 26, **3**, pp. 453-456.
- ESCARIO V., JUCA J.F.T. (1989), *Strength and deformation of partly saturated soils*, Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 134-138.
- FEDA J., BOHAC J., HERLE I. (1995), Physical similitude and structural collapse in  $K_0$  compression of soils, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 121, **2**, pp. 210-215.
- FLAVIGNY E., MAGNAN D., MUSCHOTTI E. (1991), *Utilisation d'un 'EXPANSOL' pour l'étude des sols gonflants*, Proc. 10th ECSMFE, Florence, pp. 87-90.
- FLEUREAU J.-M., TAIBI S., SOEMITRO R., INDARTO (1990), *Prise en compte de la pression interstitielle négative du sol dans l'estimation du gonflement*, Colloque Int. sur les Fondations Spéciales, Tlemcen, mars.
- FLEUREAU J.-M., SOEMITRO R., TAIBI S. (1992), *Behaviour of an expansive clay related to suction*, Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas.
- FLEUREAU J.-M., INDARTO (1993), Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative, *Revue française de géotechnique*, **62**, pp. 59-66.
- FOURIE A.B. (1989), Laboratory evaluation of lateral swelling pressure, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 115, **10**, pp. 1481-1486.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R. (1976), Constitutive relations for volume changes in unsaturated soils, *Canadian Geotech. J.*, vol. 13, **3**, pp. 261-276.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R. (1977), Stress states variables for unsaturated soils, *J. Geotech. Engrg. and Found. Div.*, ASCE, vol. 103, **5**, pp. 447-465.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R., WIDGER R.A. (1978), The shear strength of unsaturated soils, *Canadian Geotech. J.*, vol. 15, **3**, pp. 313-321.
- FREDLUND D.G., HASAN J.U. (1979), One-dimensional consolidation theory: unsaturated soils, *Canadian Geotech. J.*, vol. 22, **1**, pp. 69-78.
- FOURIE A.B., PAPAGEORGIOU G., BLIGHT G.E. (1995), The rapid determination of the moisture-retention characteristics of soil, *Geotech. Testing J.*, vol. 18, **2**, pp. 276-285.
- GADRE A.D., CHANDRASEKARAN V.S. (1994), Swelling of black cotton soil using centrifuge modeling, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 120, **5**, pp. 914-919.
- GENS A., ALONSO E.E., LLORET A., BATTLE F. (1993), *Prediction of long term swelling of expansive soft rocks: A double structure approach*, Symp. On Hard soils and Soft Rocks, Athènes, pp. 495-500.

- GILI J.A., ALONSO E.E. (1988), *Discontinuous numerical model for partially saturated soils at low saturation*, Proc. 6th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., Innsbruck, pp. 365-372.
- GRIM R.E. (1953), *Clay mineralogy*, Mac Graw-Hill, New York.
- GRIM R.E. (1962), *Applied clay mineralogy*, Mac Graw-Hill, New York.
- HABIB S.A., KATO T., KARUBE D. (1992a), *Stress path effects on swell behaviour of clayed soils*, Proc. Int. Conf. on Geotech. Engng., Johor Baharu.
- HABIB S.A., KATO T., KARUBE D. (1992b), *One-dimensional swell behaviour of unsaturated soil*, Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas, pp. 222-226.
- HABIB S.A., KARUBE D. (1993), *Swelling pressure behaviour under controlled suction*, *Geotech. Testing J.*, vol. 16, 2, pp. 271-275.
- HANAFY E.A.D.E. (1991), *Swelling/shrinkage characteristic curve of desiccated expansive clays*, *Geotech. Testing J.*, vol. 14, 2, pp. 206-211.
- HOLZ W.G., GIBBS H.B. (1956), *Engineering properties of expansive clays*, Transaction of ASCE, vol. 121, pp. 641-677.
- HOUSTON S.L., VANN J.D. (1987), *Methods of evaluating the expansion potential of compacted soils with significant fractions of large aggregate*, *Geotech. Testing J.*, vol. 10, 2, pp. 59-70.
- HUDER J., AMBERG G. (1970), *Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit*, *Schweizerische Bauzeitung*, 43, pp. 975-980.
- ISRM (1989), *Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks*, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 26, 5, pp. 415-426.
- ISRM (1994), *Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock*, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 31, 5, pp. 535-546.
- ISSMFE (1990), *Avant-projet. Évaluation de la pression de gonflement de sols gonflants en laboratoire*, *Revue française de géotechnique*, 56, pp. 14-18, (1991).
- IYER (1987), *Influence of procedural factors on the swelling behaviour of soils*, Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, pp. 149-154.
- JENNINGS J.E., KNIGHT K. (1957), *The prediction of total heave from the double oedometer test*, Symp. on Expansive Clays, Trans SAICE, vol. 7, 9.
- JENNINGS J.E., BURLAND J.B. (1962), *Limitations of the use of effective stresses in partly saturated soils*, *Géotechnique*, vol. 12, 2, pp. 125-144.
- JENNINGS J.E., FIRTH R.A., RALPH T.K., NAGAR N. (1973), *An improved method for predicting heave using the oedometer test*, Proc. 3rd Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, vol. 2, pp. 149-154.
- JOHNSON L.D. (1989), *Horizontal and vertical swell pressure from a triaxial test: Feasibility study*, *Geotech. Testing J.*, vol. 12, 1, pp. 87-92.
- JUCA J.F.T., ESCARIO V. (1991), *Variation of the modulus of deformation of unsaturated soils with suction*, Proc. 10th ECSMFE, Florence, vol. 1, 1, pp. 121-124.
- KABBAJ M. (1981), *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques du gonflement anisotrope d'une bentonite compactée*, Thèse de docteur de spécialité, IMG, université de Grenoble.
- KASSIF G., BAKER R. (1969), *Swell pressure measurement by uni- and triaxial techniques*, Proc. 7th ICSMFE, Mexico, vol. 1, pp. 215-218.
- KASSIF G., BAKER R. (1971), *Aging effect on swell potential of compacted clay*, *J. Soil Mech. Found. Engng.*, vol. 97, 3, pp. 529-540.
- KASSIF G., BEN-SHALOM A. (1971a), *Apparatus for measuring swell potential under controlled moisture intake*, *J. of Materials, JMLSA*, vol. 6, pp. 3-15.
- KASSIF G., BEN-SHALOM A. (1971b), *Experimental relationship between swell pressure and suction*, *Géotechnique*, vol. 21, 3, pp. 245-255.
- KATTI, MOZZA, KATTI (1984), *Unconventional behaviour of expansive soils*, Proc. 6th ECSMFE, Budapest, pp. 137-146.
- KOMORNIK A., ZEITLEN J.G. (1965), *An apparatus for measuring lateral swelling pressure in the laboratory*, Proc. 6th ICSMFE, Montreal, vol. 1, pp. 278-281.
- KOMORNIK A., LIVNEH M. (1967), *The effect of anisotropy on swelling of compacted clay*, Proc. 3rd Asian Reg. Conf. SMFE, Haifa, vol. 2, pp. 181-185.
- KOMORNIK A., DAVID D. (1969), *Prediction of swelling pressure of clays*, *J. Geotech. Engng. and Found. Div.*, ASCE, vol. 95, 1, pp. 209-225.
- KOMORNIK A., ZEITLEN J.G. (1970), *Laboratory determination of lateral and vertical stresses in compacted swelling clay*, *J. of Materials, JMLSA*, vol. 5, pp. 108-128.
- KOMORNIK A., LIVNEH M., SMUCHA S. (1980), *Shear strength and swelling of clays under suction*, Proc. 4th Int. Conf. on Expansive Soils, Denver, pp. 206-226.
- LADD C.C., LAMBE T.W. (1961), *The identification and behaviour of compacted expansive clays*, Proc. 5th ICSMFE, Paris, vol. 1, 1/34, pp. 201-205.
- LAMBE T.W. (1958), *The structure of compacted clay*, *J. Geotech. Engng. and Found. Div.*, ASCE, vol. 84, 2, pp. 1655.1-35.
- LAUTRIN D. (1987), *Une procédure rapide d'identification des argiles*, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 152, pp. 75-84.
- LAUTRIN D. (1989), *Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de génie civil*, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 160, pp. 53-65.
- LAWTON E.C., FRAGASZY R.J., HARDCASTLE H. (1989), *Collapse of compacted clayed sand*, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 115, 9, pp. 1252-1267 et *J. Geotech. Engrg.*, vol. 117, 11, pp. 1818-1821.
- LAWTON E.C., FRAGASZY R.J., HARDCASTLE H. (1991), *Stress ratio effects on collapse of compacted clayed sand*, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 117, 5, pp. 714-730 et *J. Geotech. Engrg.*, vol. 118, 2, pp. 1472-1474.
- LAWTON E.C., FRAGASZY R.J., HETHERINGTON M.D. (1992), *Review of wetting-induced collapse in compacted soil*, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 118, 9, pp. 1376-1394 et *J. Geotech. Engrg.*, vol. 120, 7, pp. 1281-1284.

- LO K.Y., LEE Y.N. (1990), Time dependent deformation of Queenston shale, *Canadian Geotech. J.*, vol. 27, pp. 461-471.
- LUTENEGGER A.J., SABER R.T. (1988), Determination of collapse potential of soils, *Geotech. Testing J.*, vol. 11, 3, pp. 173-178 et *Geotech. Testing J.*, vol. 12, 3, pp. 248-249.
- MAGNAN D. (1993), *Caractérisation in situ des sols gonflants. L'essai Expansol*, Thèse de docteur de spécialité, IMG, université de Grenoble.
- MATYAS E.L., RADHAKRISHNA H.S. (1968), Volume change characteristics of partially saturated soils, *Géotechnique*, vol. 18, 4, pp. 432-448.
- MEFTAH K., MAGNAN J.-P. (1988), *Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols*, LCPC, Rapport des Laboratoires, **GT 31**, 101 p.
- MIEUSSSENS C., NARDONE A., GHLISS N. (1989), *Essai œdométrique à succion contrôlée*, Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 1, **1/18**, pp. 69-70.
- MIEUSSSENS C. (1993), *Détermination de la sensibilité des sols aux variations de teneur en eau en laboratoire. Essais à l'œdomètre sur les sols compactés*, Projet de méthode d'essai des LPC. Rapport LRPC de Toulouse.
- MITCHELL J.K. (1973), *Recent advances in the understanding of the influence of mineralogy and pore solution chemistry on the swelling and stability of clays*, Proc. 3th Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, vol. 2, pp. 11-25.
- MOUSSAI B., DIDIER G., ATLAN Y. (1993), Étude d'un appareillage de compactage statique et de mesure de la perméabilité des sols fins argileux, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **199**, pp. 15-22.
- NOORAMY I. (1992), Stress ratio effects on collapse of compacted clayed sand. Discussion de l'article de Lawton et al. (1991), *J. Geotech. Engrg.*, vol. 118, 2, pp. 1472-1474.
- OFER Z. (1981), Laboratory instrument for measuring lateral pressure and swelling pressure, *Geotech. Testing J.*, vol. 4, 4, pp. 177-182.
- PANDIAN N.S., NAGARAJ T.S., SIVA KUMAR BABU G.L. (1992), Generalized state parameter for partly saturated soils, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 118, 4, pp. 622-627 et *J. Geotech. Engrg.*, vol. 119, 7, pp. 1177-1179.
- PARCHER J.V., LIU P.C. (1965), Some swelling characteristics of compacted clays, *J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div.*, ASCE, vol. 91, 3, pp. 1-17.
- PELISSIER J.-P. (1991), The toluene and wax-freezing method of determining volume free swell, *Geotech. Testing J.*, vol. 14, 3, pp. 309-314.
- PHILIPPONNAT G. (1991), Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie, *Revue française de géotechnique*, **57**, pp. 1-18.
- ROBERT A. (1983), *Gonflement. Rapport provisoire du Comité français de Mécanique des roches*, Rapport CETu, mai.
- ROBERT A., FABRE D. (1987), *Rapport sur le gonflement*, Comité français de Mécanique des roches. Groupe de travail rupture en souterrain.
- ROMERO S.U. (1982), Le phénomène d'effondrement dans les roches volcaniques à forte porosité, *Revue française de géotechnique*, **20**, pp. 65-77.
- SATYANARANA (1973), *Effect of anisotropy on expansion characteristics*, Proc. 3th Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, pp. 217-226.
- SCHAEFFNER M. (1989), Introduction de la valeur au bleu de méthylène d'un sol dans la classification des sols de la recommandation pour les terrassements routiers, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **163**, pp. 9-16.
- SCHMIDT B. (1966), Discussion on « Earth pressure at rest related to stress history », *Canadian Geotech. J.*, vol. 3, 4, pp. 239-242.
- SCHREINER H.D., BURLAND J.B. (1987), *Stress paths during swelling of compacted soils under controlled suction*, Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, pp. 155-159.
- SCHREINER H.D., BURLAND J.B., GOURLEY C.S. (1994), *Swell and collapse of a partially saturated expansive clay*, Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, pp. 1501-1506.
- SEED H.B., CHAN C.K. (1959), Structure and strength characteristics of compacted clays, *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, vol. 85, pp. 87-128.
- SEED H.B., CHAN C.K. (1961), *Compacted clays : A symposium : structure and strength characteristics*, Transactions, ASCE, vol. 126, part I, pp. 1344-1385.
- SEED B., WOODWARD R.J., LUNDGREN R. (1962), Prediction of swelling potential for compacted clays, *J. Soil Mech. and Found. Engrg. Div.*, ASCE, vol. 88, 3, pp. 53-87.
- SENNESET K., JANBU N. (1994), *Lateral stress and preconsolidation pressure measured by laboratory tests*, Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, pp. 309-312.
- SERRANO A.A., OTEO C., DAPENA E., NINAS J.M. (1981), *Analysis of swelling phenomena in gypsum-marl formation*, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, vol. 1, **4/53**, pp. 779-784.
- SHANKER, RATMAN, RAO (1987), *Multi-dimensional swell behaviour of expansive clays*, Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, pp. 143-147.
- SIBLEY J.W., WILLIAMS D.J. (1989), A procedure for determining volumetric shrinkage of an unsaturated soil, *Geotech. Testing J.*, vol. 12, 3, pp. 181-187.
- SIKH T.S. (1993), Swelling soils, *J. Geotech. Engrg.*, vol. 119, 4, pp. 791-792.1.
- SIVAPULLAIAH P.V., SITHARAM T.G., SUBBA RAO K.S. (1987), Modified free swell index for clays, *Geotech. Testing J.*, vol. 10, 2, pp. 80-85.
- SKEMPTON A.W. (1961), *Horizontal stresses in an overconsolidated eocene clay*, Proc. 5th ICSMFE, Paris, vol. 1, p. 351.
- SRIDHARAN A., JAYADEVA M.S. (1982), Double layer theory and compressibility of clays, *Géotechnique*, vol. 32, 2, pp. 133-144.
- SRIDHARAN A., RAO A.S., SIVAPULLAIAH P.V. (1986), Swelling pressure of clays, *Geotech. Testing J.*, vol. 9, 1, pp. 24-33.

- SRIDHARAN A., RAO S.M. (1988), A scientific basis for the use on index tests in identification of expansive soils, *Geotech. Testing J.*, vol. 11, **3**, pp. 208-212.
- SRIDHARAN A., RAO S.M., JOSHI S. (1990), Classification of expansive soils by sediment volume method, *Geotech. Testing J.*, vol. 13, **4**, pp. 375-380.
- STAMATOPOULOS A.C., GASSIOS E.C., CHRISTODOULIAS J.C., GIANNAROS H.C. (1989), *Recent experiences with swelling soils*, Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 1, **7/23**, pp. 655-658.
- STEIGER R. (1993), Advanced triaxial swelling tests on preserved shale core. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 30, **7**, pp. 4681-4685.
- STEINER W. (1993), Swelling rock in tunnels : Rock characterisation, effect of horizontal stresses and construction procedures, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 30, **4**, pp. 361-380.
- SUBBA-RAO K.S., SATYADAS G.G. (1987), *Swelling potential with cycles of swelling and partial shrinkage*, Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, **vol. 1**, pp. 137-142.
- SULLIVAN R.A., MC CLELLAND B. (1969), *Predicting heave of buildings on unsaturated clay*, Proc. 2nd Int. Conf. on Expansive Soils, pp. 404-420.
- TADEPALLI R., RAHARDJO H., FREDLUND D.G. (1992), Measurement of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soil, *Geotech. Testing J.*, vol. 15, **2**, pp. 115-122.
- TEKINSOY M.A., HAKTANIR T. (1990), One-dimensional consolidation of unsaturated fine-grained soils, *J. Geotech. Engng.*, vol. 116, **5**, pp. 838-850.
- TISOT J.-P., ABOUSHOOK M. (1983), *Triaxial study of the swelling characteristics*, Proc. 7th Asian Conf. SMFE, Haifa, **vol. 1**, pp. 74-78.
- TOLL D.G. (1990), A frame work for unsaturated soil behaviour, *Géotechnique*, vol. 40, **1**, pp. 31-44.
- TOURENQ C., TRAN NGOC LAN (1989), Mise en évidence des argiles par l'essai au bleu de méthylène. Application aux sols, roches et granulats, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **159**, pp. 79-92.
- TRAN NGOC LAN (1987), *Gonflement et retrait des argiles. L'eau dans les matériaux*. Journées de Physique LCPC, Les Arcs, **vol. 1**, pp. 23-28.
- TROALEN J.-P., ABOUSHOOK M., TISOT J.-P. (1984), Utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux, *Revue française de géotechnique*, **29**, pp. 76-84.
- WAN A.W.L., GRAHAM J., GRAY M.N. (1990), Influence of soil structure on the stress-strain behaviour of sand-bentonite mixtures, *Geotech. Testing J.*, vol. 13, **3**, pp. 179-187.
- WARKENTIN B.P. (1962), Water retention and swelling pressure of clay soils, *Canadian J. of Soil Science*, vol. 42, **1**, pp. 189-196.
- WARKENTIN B.P., BOZOZUK M. (1961), *Shrinking and swelling properties of two Canadian clays*, Proc. 5th ISCMFE, Paris, **vol. 3A/49**, pp. 851-855.
- WHEELER S.J. (1991), An alternative framework for unsaturated soil behaviour, *Géotechnique*, vol. 41, **2**, pp. 257-261 et *Géotechnique*, vol. 42, **3**, pp. 525-527.
- WITTKÉ W. (1979), *Fundamentals for design and construction of tunnels in swelling rock*, Proc. 4th Int. Conf. Rock Mech., Montreux, **vol. 2**, pp. 719-729.
- WROTH C.P. (1972), *General theories of earth pressures and deformations*, Proc. 5th ECSMFE, Madrid, **vol. 2**, pp. 33-52.
- YESIL M.M., PASAMEHMETOGLU A.G., BOZDAG T. (1993), A triaxial swelling test apparatus, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, vol. 30, **4**, pp. 443-450.
- YEVNIN A., ZASLAVSKY (1970), Some factors affecting compacted clay swelling, *Canadian Geotech. J.*, vol. 7, **1**, pp. 78-89.
- ZEITLEN J.G. (1961), *Deformations and moisture movements in expansive clays*, Proc. 5th ICSMFE, Paris, **vol. 1**, 3A/53, pp. 873-879.

## ABSTRACT

### Swelling tests

J.-F. SERRATRICE - B. SOYEZ

The action of water on minerals making up soils and rocks is responsible for the swelling phenomenon. However, other factors and other phenomena are also active and contribute to or oppose the swelling process. Consequently, it has not been possible today to establish a universal laboratory test procedure capable of identifying the phenomenon and of quantifying the swelling process for application to the design of structures. On the contrary, procedures currently used draw their diversity from long experience with laboratory swelling tests on such varied materials as natural clayey soils, marls, rocks or compacted soils. After a general description of the phenomena encountered, the author describes some of the procedures established in various areas of geotechnical engineering. Laboratory swelling tests are to be considered on several levels, from the identification of the rock to the mechanical test, depending on the procedures and by means of equipment of greater or lesser complexity. These procedures must be chosen according to the structure concerned, to take into account the conditions of the soil, water supply and the phasing of construction.