

# IMPACT DU COMPORTEMENT DES ARGILES GONFLANTES SUR LES SOUTÈNEMENTS

## IMPACT OF SWELLING CLAYS ON RETAINING WALL

Grégory MEYER<sup>1</sup>, Luc BOUTONNIER<sup>2</sup>, Bruno MAZARÉ<sup>3</sup>, Dino MAHMUTOVIC<sup>4</sup>

<sup>1</sup> EGIS Géotechnique, Paris, France

<sup>2 3 4</sup> EGIS Géotechnique, Grenoble, France

**RÉSUMÉ** – Les ouvrages de soutènement de grande hauteur (type parois moulées) rencontrent parfois sur leur hauteur des argiles dites gonflantes. Les pressions de gonflement mesurées à l'œdomètre sont discutées dans cette communication à la lumière de la mécanique des sols quasi-saturés et des conclusions pratiques pour les dimensionnements sont suggérées pour quelques formations qui ont été testées dans la région Parisienne (projet du Grand Paris Express).

**ABSTRACT** – Swelling clays can be found during retaining structures design. The swelling pressures measured with oedometric tests are discussed in this paper using a hydromechanical coupling calculated on an undrained solicitation for quasi-saturated soils. Some practical conclusions are suggested for some of the geologic layers in Paris (Grand Paris Express subway).

### 1. Introduction

Les sols argileux sont caractérisés par une proportion en fines, c'est-à-dire d'éléments inférieurs à 2  $\mu\text{m}$ , d'au moins 30% (Mouroux *et al.*, 1988). Ces fines sont des minéraux argileux de type phyllosilicates, dont l'hydratation produit un gonflement lorsque la teneur en eau augmente et un retrait lorsque la teneur en eau diminue. Le phénomène de gonflement est dix fois plus rapide que celui de retrait, mais la somme des déformations de retrait et de gonflement est constante, après quelques cycles de déformations (Magnan, 2013).

La composition minéralogique des argiles est un facteur prédominant dans le phénomène de gonflement, bien que tous les sols fins soient sujets à cette manifestation. En effet, plus un sol argileux est riche en montmorillonites (de la famille des smectites), plus l'amplitude des mouvements de gonflement sera élevée. À noter que l'activité des montmorillonites (définie comme le rapport entre l'indice de plasticité et le pourcentage d'éléments inférieurs à 2  $\mu\text{m}$ ) est de l'ordre de 7 contre moins de 1 pour l'illite et la kaolinite (Skempton *et al.*, 1953).

L'organisation microstructurale des argiles se décompose en trois niveaux : le feuillet, la particule et l'agrégat (Jackson *et al.*, 1953). Le feuillet est constitué d'une superposition de couches de  $\text{SiO}_4$  tétraédriques et de couches de  $\text{Al}_2(\text{OH})_6$  ou  $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$  octaédriques (Figure 1). L'épaisseur d'un feuillet varie entre 7,2 Å pour une kaolinite et 9,6 Å pour une montmorillonite (Mitchell, 1993). La particule est un empilement de feuillets argileux suivant différentes configurations ; elle peut atteindre une taille maximale de 2  $\mu\text{m}$ . La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillet varie suivant le type d'argile. Leur espacement, ou espace interfoliaire, dépend de l'état hydrique du sol. Il peut atteindre plusieurs nanomètres (Ben Rhaeim *et al.*, 1986 ;

Saiyouri, 1996). L'agrégat (ou grain) est constitué d'un assemblage de particules d'argiles désordonnées et d'autres éléments du sol plus grossiers.

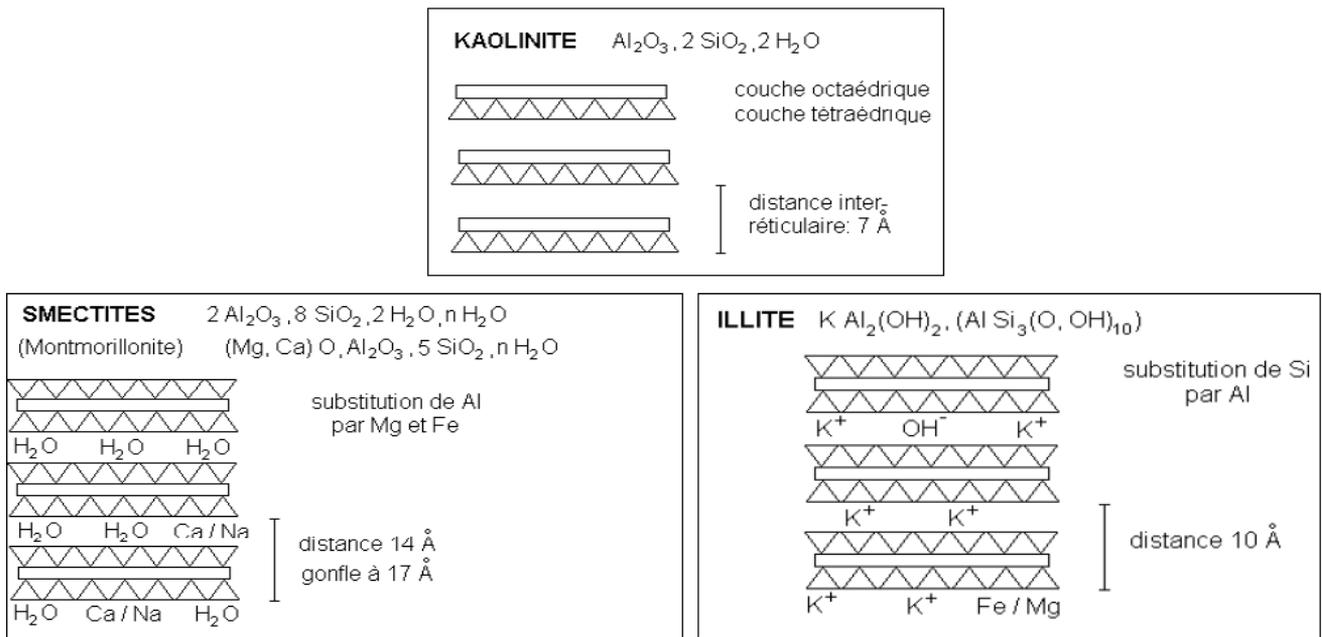


Figure 1. Composition des principaux types d'argile.

L'empilement des feuillets diffère pour ces trois familles d'argile. Il est ordonné pour la kaolinite et l'illite, et l'espace interfoliaire est respectivement de 7 et 10 Å, ce qui implique des liaisons de type Van de Waals fortes. Les smectites présentent quant à elles un empilement désordonné, avec des feuillets tournés dans son plan par rapport au précédent et un espace interfoliaire de 14 Å. Cette géométrie facilite donc l'écartement des feuillets et par conséquent l'adsorption d'autres molécules dont l'eau. La composition des smectites et leur quantité dans un sol argileux joue sur le caractère plus ou moins gonflant de ces sols.

Pour les sols proches de la saturation où l'air est occlus ( $S_r$  généralement compris entre 95 et 100%), l'air est situé dans les plus gros pores et les feuillets d'argiles sont déjà saturés en eau. Le gonflement lié à l'apport d'eau supplémentaire ne semble donc pas trouver d'explication par l'adsorption d'autres molécules d'eau sur les feuillets d'argiles.

Dans ce domaine de l'air occlus, la théorie des contraintes effectives de Terzaghi continue à s'appliquer, même pour des pressions d'eau négatives (suction), dont l'origine est essentiellement capillaire. Le gonflement peut s'expliquer simplement par un changement de contrainte effective lors d'une imbibition. Cette méthode a été utilisée sur des marnes de la LGV Rhin Rhône (Boutonnier, 2007).

## 2. Quantification du gonflement d'une argile

Le phénomène de gonflement est généralement caractérisé par la pression de gonflement du matériau, qui correspond à la contrainte qu'il faut appliquer sur l'échantillon pour que sa déformation soit nulle au contact de l'eau. Il est recensé plus de vingt méthodes de mesure de cette pression de gonflement (BRGM, 2006). Les plus utilisées sont les méthodes de gonflement à l'air libre, essais en parallèle ou à volume constant et essais de type Huder-Amberg, que nous rappelons brièvement ci-dessous.

### 2.1. Essais de gonflement à l'air libre

Il s'agit de l'essai décrit dans les normes françaises XP P 94-090-1 (AFNOR, 1997) et plus récemment la XP CEN ISO/TS 17892-5 (AFNOR, 2005 en révision). L'éprouvette est placée dans un bâti œdométrique (donc sans déformation latérale possible) et lorsqu'elle a tendance à soulever le dispositif d'application de la charge lors de la mise en eau, un chargement correspondant à la contrainte de gonflement est appliqué jusqu'à l'apparition du premier tassement stabilisé.

Les temps entre chaque palier de chargement permettant d'annuler le gonflement sont souvent longs pour ce type d'essais.

### 2.2. Essais de gonflement en parallèle

L'essai de gonflement en parallèle, décrit dans la norme XP P 94-091 (AFNOR, 1995), consiste à appliquer sur plusieurs éprouvettes (quatre au minimum) une contrainte verticale différente et à mesurer leur variation de hauteur (déformation axiale dans un bâti œdométrique) lorsqu'elles sont mises en présence d'eau. Par convention, la contrainte qui correspond à une déformation nulle est la pression de gonflement  $\sigma_g$  (Figure 2). La valeur absolue de la pente de la droite (en coordonnées semi-logarithmique) reliant les points de mesures est appelée rapport (ou coefficient) de gonflement  $R_g$  (ou  $C_g$ ). Certains auteurs (Chu & Mou, 1973) estiment que les points de mesures forment une courbe exponentielle. Cette méthodologie en parallèle est *a priori* plus réaliste par rapport à un test à l'air libre, car le gonflement est effectué à contrainte constante (BRGM, 2006).

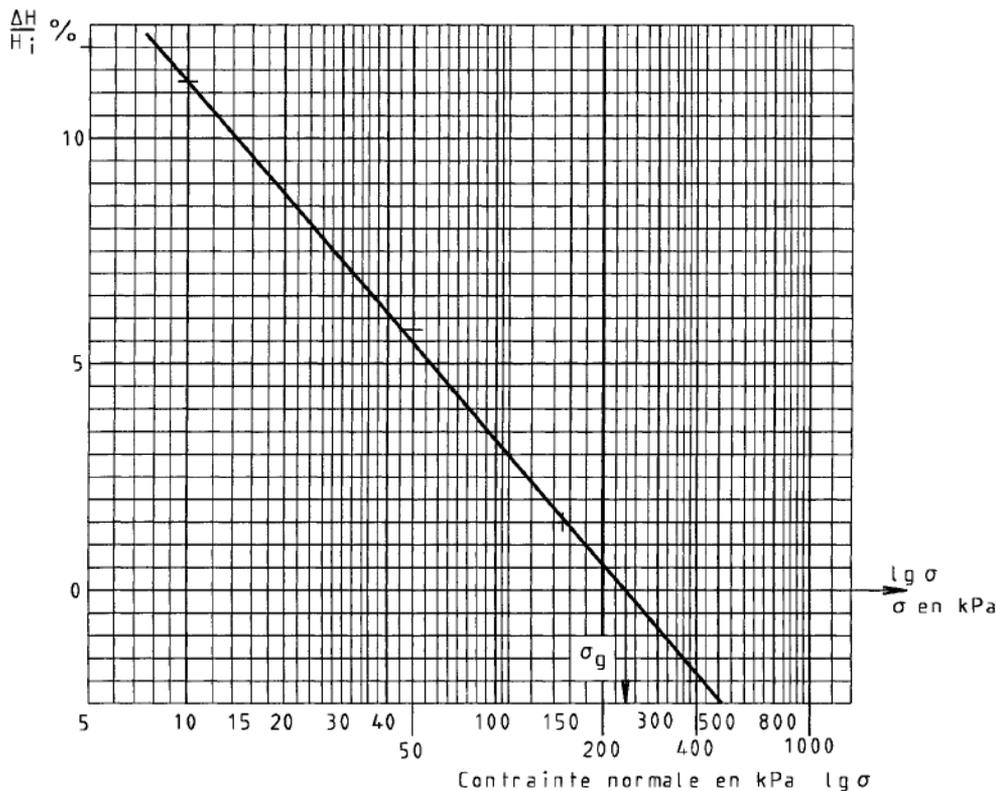


Figure 2. Extrait de la norme XP P94-091 de détermination du gonflement d'un sol.

### 2.3. Essais de gonflement à déformation constante

Cette méthode n'est pas normalisée. Le principe de cette méthode est de saturer une éprouvette tout en maintenant son volume constant. L'essai est poursuivi jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement. Dans une cellule œdométrique, cela consiste à bloquer le piston sur un bâti de presse afin d'empêcher la déformation de hauteur et à mesurer l'évolution de la contrainte de gonflement verticale à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti de presse.

Dans un appareil triaxial, la contrainte de gonflement isotrope peut être mesurée à l'aide d'un contrôleur pression-volume. Cette méthodologie est assez avantageuse puisqu'elle ne nécessite qu'une seule éprouvette et qu'elle ne dure que quelques jours. Néanmoins, elle nécessite un appareillage particulier d'une grande précision.

### 2.4. Essais de gonflement type Huder-Amberg et norme ASTM D4546

L'essai de type Huder-Amberg (Huder & Amberg, 1970) a été développé pour l'analyse du gonflement des roches (typiquement les marnes) et est très utilisé en tunnel. Il consiste à réaliser un cycle de chargement-déchargement sur l'échantillon, à sa teneur en eau naturelle, avant de le saturer. La procédure est relativement longue en raison du temps de stabilisation des paliers de gonflement (150j au minimum et jusqu'à plus de 350j parfois).

Une procédure réduite en temps (palier de 72h) et imposant une contrainte initiale du sol limitée à  $\sigma'_{v0}$  lors du premier cycle (méthode B) est présentée dans la norme internationale D4546 (ASTM, 2003), permettant de l'appliquer aux sols courants. La valeur de la charge lorsque l'échantillon s'effondre est la pression de gonflement.

L'intérêt du premier cycle est de se rapprocher des conditions avant prélèvement de l'échantillon. Dans tous les cas, ces essais sont menés dans un bâti œdométrique

### 2.5. Comparaison des différentes méthodes

Un certain nombre de comparaisons entre les différents essais a été réalisé (BRGM, 2006). Différentes procédures sur un même matériau donnent des résultats de pression de gonflement différente (Serratrice et Soyez, 1996 et Figure 3).

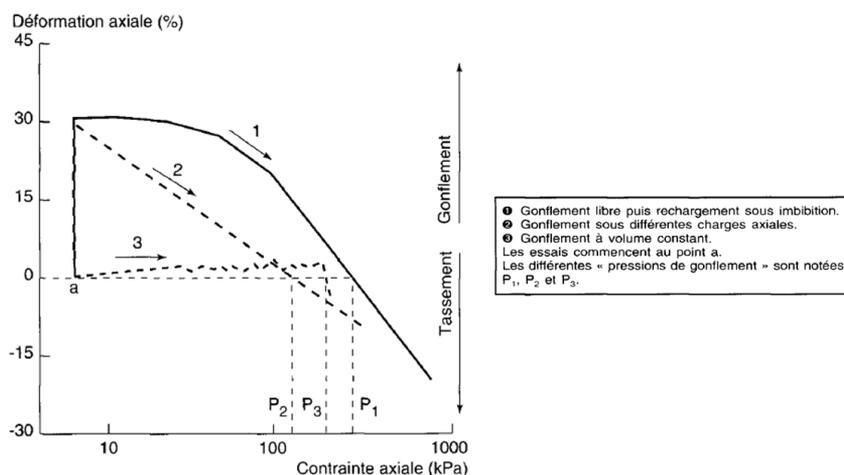


Figure 3. Comparaison de différentes méthodes de mesures du gonflement.

Il en ressort que les essais de gonflement à l'air libre donnent toujours des valeurs de pression de gonflement plus élevées que les autres méthodes, pouvant aller jusqu'à doubler la valeur recherchée. D'autre part, le temps de stabilisation des déformations peut conduire à réaliser ces essais sur une durée de plusieurs semaines.

La méthode de gonflement en parallèle donne quant à elle, des valeurs parfois plus faibles ou parfois plus importantes que celle à volume constant. La nécessité de tailler au moins quatre éprouvettes sur une même carotte peut engendrer une incertitude sur leur homogénéité.

La méthode à déformation constante donne les résultats les plus pertinents par rapport à ceux constatés sous des bâtiments (Erol *et al.*, 1987 et Khaddaj, 1992). Mais la complexité de l'appareillage peut fortement biaiser les résultats (Serratrice et Soyez, 1996), et l'essai de gonflement en parallèle est alors à préférer.

Un dispositif expérimental par interférométrie est également en cours d'élaboration par (Asselman *et al.*, 2011), qui consiste à étudier les déplacements d'un miroir lors de la mise en eau d'un échantillon. Cette méthodologie n'est pas plus détaillée ici en raison de son caractère récent.

### **3. Modélisation d'un essai de gonflement d'un sol quasi-saturé**

La méthode de calculs numérique se base sur une modélisation du sol fin de type triphasique (squelette, eau et air). Néanmoins, le sol fin est supposé quasi-saturé (l'air est occlus), ce qui correspond au domaine D3 pour un sol sous la nappe (cf. Figure 4) et le domaine D2 pour un sol au-dessus de la nappe avec de l'eau en tension (Boutonnier, 2007). À forte profondeur, l'air présent dans le sol peut être complètement dissout. Le sol est alors parfaitement saturé (domaine D4). Le domaine D1 où la phase air est continue est peu rencontré dans les sols naturels en milieu tempéré (sauf pour les dépôts éoliens de type loess).

Lors d'un déchargement mécanique, le sol peut passer du domaine D3 ou D4 (pressions d'eau positives) au domaine D2. Ainsi, Mahmutovic *et al.* (2016) mettent en évidence la succion générée par le prélèvement de carottes sur un déblai dans des marnes. Plus le déconfinement est important (donc plus l'échantillon est profond) et plus la succion sera importante. En cas d'imbibition, on peut imaginer que le gonflement mesuré à l'œdomètre soit d'autant plus important que la succion est élevée.

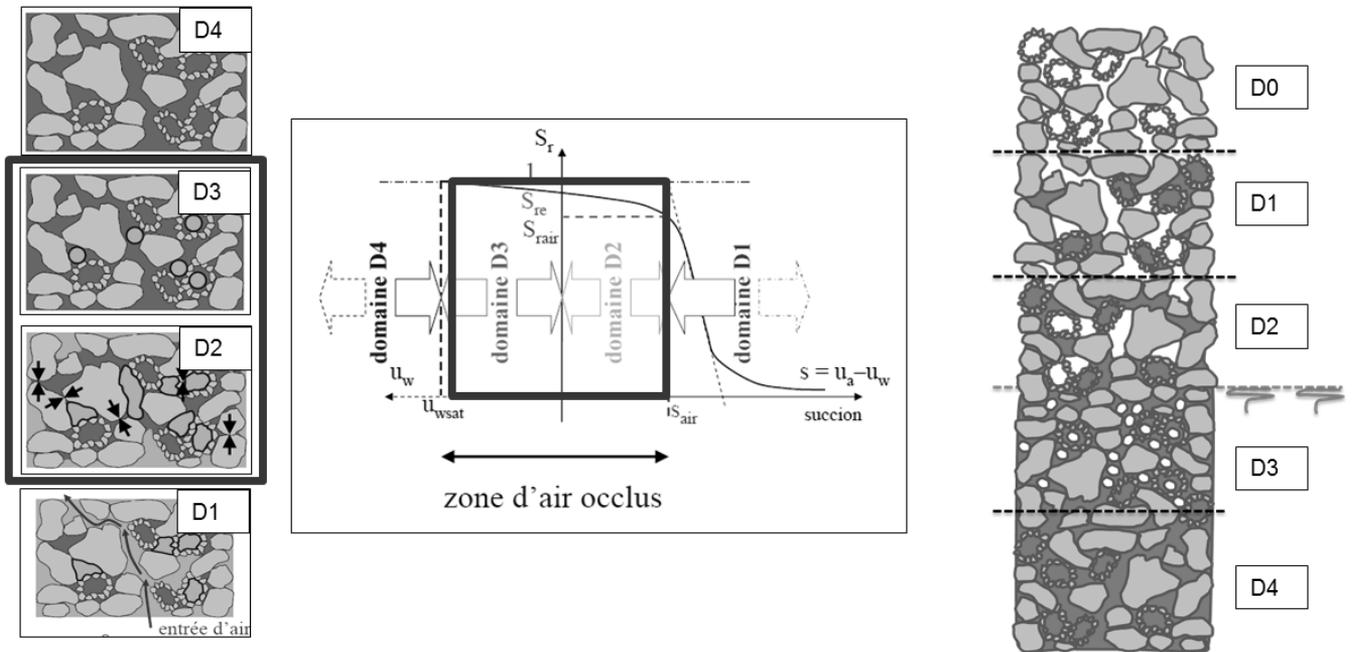


Figure 4. Détermination des différents états de saturation des sols. Les marnes du bassin parisien sont dans le domaine quasi-saturé (D2, D3) ou saturé (D4)

La courbe de saturation des sols en fonction des pressions interstitielles peut être appréhendée par la définition de seulement trois paramètres constants (Boutonnier, 2007) :  $S_{re}$  représentant la saturation du sol au passage des domaines D2 et D3 (pression d'eau nulle),  $r_{bm}$  le rayon des bulles de gaz occlus dans le domaine D3 et  $\alpha$  la pente de la droite du degré de saturation fonction de la succion dans le domaine D2 (supposé linéaire sur ce segment). À noter que la taille des bulles est effectivement une constante, ce sont leur nombre qui varie en fonction des différents états de saturation du sol. Ces paramètres peuvent être déterminés à partir de simples essais œdométriques. Néanmoins, des paramètres moyens sont proposés par Boutonnier et al (2015) pour des argiles et des marnes (Tableau 1).

Tableau 1. Paramètres définissant la saturation d'un sol

$S_{re}$	$r_{bm}$ ( $\mu\text{m}$ )	$\alpha$ ( $\text{kPa}^{-1}$ )
0,96	2	$5 \cdot 10^{-5}$

Dans le cas de l'analyse des essais de gonflement présentée ci-après, la méthode de calcul permet potentiellement d'estimer la succion initiale dans les éprouvettes résultant du prélèvement par carottage à partir de la pression d'eau *in situ* en utilisant strictement la même méthode de calcul que celle présentée par Mahmutovic et al. (2016). Pour les essais de gonflement en parallèle qui ont été analysés (ligne 16 du Grand Paris Express), le gonflement à l'imbibition se calcule simplement en fonction de  $C_s$  et de la succion initiale de l'éprouvette après prélèvement  $u_{w\text{ ini}}$ , elle-même calculée à partir de la pression d'eau initiale *in situ*  $u_{w0}$  et de  $C_s$  :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{-u_{w\text{ ini}}}{\Delta \sigma} \quad (1)$$

Dans cette communication, nous souhaitons tester deux formations du bassin Parisien réputées gonflantes : les marnes vertes de Romainville et les Marnes d'Argenteuil. *A priori*, ces formations sont quasi-saturées ou saturées du fait de la présence de nappes

au toit de ces formations et de l'âge de ces dépôts. L'explication de la pression de gonflement est donc capillaire. Un exemple de recalage mesure / calcul est donné sur la Figure 5 (croix : mesures en laboratoire, carrés : points de modélisation). Les résultats sont synthétisés dans le Tableau 2 :

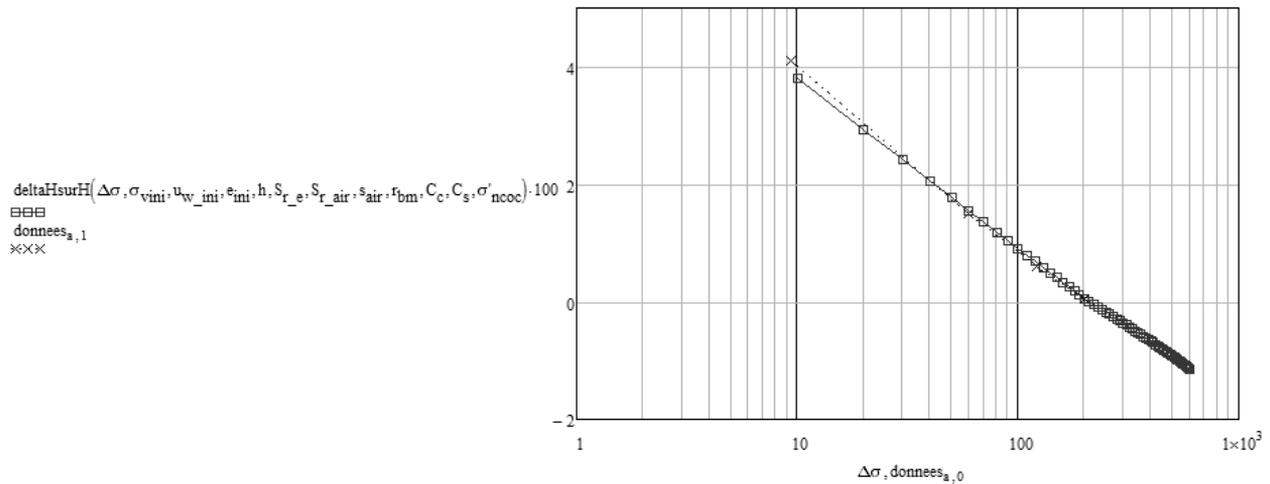


Figure 5. Recalage des essais en laboratoire par le calcul

Tableau 2. Pressions interstitielles avant prélèvement pour un fluide incompressible ou compressible

N°	Sondage	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	$\gamma_{d\ ini}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{ini}$ (%)	$C_s$ (/)	$\sigma'_g$ (kPa)	$u_{w0\ comp}$ (kPa)	$u_{w0\ incomp}$ (kPa)	$u_{w\ ini}$ (kPa)
1	CLI-AVP-SC0891	10.3	Marne verte	17.00	15.0	28.6	0.045	350	-200	-114	-310
2	CLI-AVP-SC1098	17.7	Marne verte	4.53	15.5	28.5	0.051	220	20	136	-200
3	CLI-FAI-SC0049	8.0	Marne verte	Pas de mesure	14.7	31.8	0.051	250	-120	-73	-225
4	CSM-AVP-SC0809	6.0	Marne verte	Pas de mesure	13.9	36.0	0.030	260	-100	-136	-250
5	LCO-AVP-SC1516	4.5	Marne verte	3.85	9.5	66.6	0.060	150	-35	-15	-100
6	NLG-AVP-SC0812	9.0	Marne verte	Pas de mesure	14.5	32.5	0.036	250	-130	-69	-240
7	CSM-AVP-SC0809	19.0	Marnes d'Argenteuil	29.30	14.0	35.2	0.026	260	-60	131	-230
8	NLG-AVP-SC0812	24.0	Marnes d'Argenteuil	14.00	14.0	33.0	0.038	340	-70	156	-300
9	NLG-AVP-SC906	24.0	Marnes d'Argenteuil	Pas de mesure	13.8	36.0	0.015	230	70	431	-25

La pression d'eau *in situ* avant prélèvement  $u_{w0}$  a été calculée selon la méthodologie de Mahmutovic (2016) avec deux hypothèses : une eau interstitielle incompressible ( $u_{w0 \text{ incomp}}$ ) et un fluide interstitiel avec présence d'air occlus ( $u_{w0 \text{ comp}}$ ) en utilisant les paramètres du Tableau 1. Les calculs avec air occlus ont été faits en considérant que l'air dissous a le temps de repasser à l'état de gaz, ce qui n'est pas forcément le cas. Par ailleurs, la valeur de teneur en air prise en compte est relativement importante. Le cas avec air est une borne inférieure de la pression d'eau *in situ* calculée. Le cas avec eau interstitielle incompressible donne la borne supérieure de la pression initiale *in situ* calculée. Les pressions d'eau calculées avant prélèvement sont plausibles par rapport aux mesures disponibles *in situ*, même si la plage possible pour le calcul est grande, sans parler des problèmes possibles d'évolution de la teneur en eau des éprouvettes de sol entre le prélèvement et l'essai œdométrique.

Cependant, les résultats montrent que la contrainte effective de Terzaghi en prenant une pression d'eau négative permet d'expliquer et de retrouver très simplement la pression de gonflement mesurée sur des essais de gonflement en parallèle avec d'excellents ajustements mesures calculs. L'explication physique du gonflement basée sur un simple couplage hydromécanique d'un sol quasi-saturé avec succion initiale semble la plus plausible. **La pression de gonflement mesurée à l'œdomètre ne serait donc que le résultat de la combinaison de la pression interstitielle initiale de l'eau *in situ* et de la relaxation des contraintes lors du prélèvement au carottier, qui génère de la succion capillaire dans les éprouvettes.**

#### 4. Conséquences pour le dimensionnement des parois moulées urbaines

La note (2) de l'annexe K de la norme NF P 94-282 (AFNOR, 2009) précise que « *la quantification du phénomène de gonflement passe usuellement par des essais œdométriques, mais la procédure normalisée pour ces essais (déformations latérale nulle) ne s'applique pas pour définir les efforts de poussée sur l'écran susceptibles d'être générés par le gonflement d'une couche de terrain (contraintes verticales « constantes », déformation latérale non nulle)* ».

D'autre part, comme les pressions de gonflement mesurées en laboratoire sur des argiles ou marnes résultent d'un déchargement mécanique, elles n'ont alors aucune raison d'être prises en compte dans le dimensionnement des écrans de soutènement de type parois moulées urbaines dimensionnées pour de très faibles déplacements). Néanmoins, en toute logique, la paroi doit être dimensionnée à chaque étape avec des pressions d'eau réalistes, les pressions d'eau pouvant évoluer en fonction des drainages ou des apports d'eau qui s'opèrent lors des travaux.

La principale difficulté est liée aux couches hors nappe pour lesquelles la pression d'eau négative (suction) n'est généralement pas connue. Dans ce cas, on peut considérer que la pression d'eau négative ne joue pas de rôle à condition que les conditions hydriques soient inchangées : par exemple, pas d'apport d'eau massif dans la couche dans un état de succion car la diminution de cette succion provoquera un gonflement et donc une pression de gonflement sur l'écran de soutènement.

En général, les variations de pressions d'eau résultant des chargements / déchargements mécaniques ne sont pas prises en compte car elles correspondent à des situations transitoires (non drainées). Pour des analyses fines, elles peuvent l'être par exemple sur un calcul aux éléments finis couplé en contraintes effectives mais, pour que les résultats soient réalistes, la compressibilité du fluide interstitiel doit être correctement calibrée, y compris pour le domaine de l'eau en tension.

## 5. Références bibliographiques

- AFNOR (1995). Essai de gonflement à l'œdomètre. XP P 94-091. 13 pages.
- AFNOR (1997). Essai œdométrique chargement par paliers. XP P 94-090-1. 23 pages.
- AFNOR (2009). Ouvrages de soutènement – écrans. NF P 94-282. 183 pages.
- Asselman H., Bakkali A., Ajdour M. et Essaïdi M. (2011). Nouvelle méthode expérimentale pour déterminer le gonflement libre des sols argileux. *Séminaire International, Innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction*
- ASTM (2003). One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. D4546. 7 pages.
- Ben Rhaïem H., Tessier D. & Pons CH.C. (1986) - Comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation-humectation : partie I. Cas des montmorillonites calciques. *Clay Minerals*, vol. 21, pp. 9-29
- Boutonnier, L. (2007). Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation : cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. *Thèse INP Grenoble*
- Boutonnier L., Mahmutovic D., Fry JJ. (2015). *Génération de pression interstitielle dans les fondations argileuses des barrages en remblai : retour d'expérience et méthodes d'analyse*. Colloque technique CFBR Fondations des barrages. 8 avril 2015 à Chambéry.
- BRGM (2006), Études des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti
- Chu T.Y. & Mou C.H. (1973). Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests. *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa*, vol. 2, pp. 177-185.
- Erol O. Dhowian & Youssef (1987). Assessment of œdometer methods for heave prediction. *Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi*, pp. 99-103.
- Huder J., Amberg (1970). Quellung im Mergel, Opalinuston und Anhydrit, *Schweiz. Bauzeitung*, Vol. 43, pp.975-980.
- Jackson, M.L., and G.D. Sherman (1953). Chemical weathering of minerals in soils. *Adv. Agron.* 5. pp.219-318
- Khaddaj S., Lancelot L., Shahrour I. (1992). Experimental study of the swelling behaviour of heavily overconsolidated Flandres clays. *Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Lubbock, Texas, Wareen K. Wary Ed.*, pp. 239 -244.
- Magnan D. (2013). Étude du gonflement et du retrait d'une argile. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°280-281*, pp.155-170.
- Mahmutovic D., Boutonnier L., Monnet J., 2016. Simulation du déchargement mécanique d'un déblai marneux avec un modèle quasi-saturé. JNGG 2016
- Mitchell J.K., Fundamentals of soil behaviour (1993). *John Wiley and Sons, Inc., New York*, ISBN : 0-471-85640-1
- Mouroux P., Margron P., Pinte J.C. (1988). La construction économique sur sols gonflants. *Edit. BRGM, Manuels et Méthodes n° 14*
- Saiyouri N. (1996). Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées. *Thèse de Doctorat, École Centrale de Paris*, 228 p.
- Serratrice JF., Soyez B. (1996). Les essais de gonflement. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°204*, pp.65-85.
- Skempton A.W. (1953). The colloidal activity of clay, *Proc. 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation, (Suisse), Vol.1*