

SYNTHÈSE DES RECOMMANDATIONS DU CFMS SUR LA PRISE EN COMPTE DU GONFLEMENT DES TERRAINS ARGILEUX POUR LA CONCEPTION DES INFRASTRUCTURES PROFONDES

OVERVIEW OF CFMS GUIDELINES FOR THE ENGINEERING DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURES BUILT IN SWELLING SOILS

Grégory MEYER ^{1,*}, Hervé LE BISSONNAIS ^{2,**}, Martin CAHN ², Pierre DELAGE ³, Jean-Pierre MAGNAN ¹, Jean-Francois SERRATRICE ^{4,***}, Anh-Minh TANG ³, Paul VIDIL ⁵

¹ EGIS Géotechnique, Guyancourt, France

² Terrasol, Paris, France

³ École nationale des ponts et chaussées, IP Paris, Champs-sur-Marne, France

⁴ Cerema, Aix en Provence, France

⁵ Soletanche Bachy, Rueil-Malmaison, France

* Auteur correspondant : gregory.meyer@egis-group.com

** Président du Groupe de Travail

*** Co-président du Groupe de Travail

RÉSUMÉ – Lorsque des terrains profonds argileux sont saturés en eau, leur déchargement provoque une augmentation de leur volume. Le gonflement associé est à l'origine de nombreux problèmes de conception et d'exécution de certains ouvrages (tunnels, fouilles profondes, radier). Ces déformations s'établissent de manière différée dans le temps, sur la durée de vie de l'ouvrage. La présence de terrains gonflants sur le Grand Paris Express a suscité de nombreuses interrogations, ce qui a motivé le Comité Français de Mécanique des Sols à constituer un groupe d'experts ayant travaillé sur l'élaboration de recommandations pour l'évaluation et la prise en compte de ces terrains sensibles. Dans la continuité de l'édition de ces recommandations, cet article présente une vue d'ensemble de ses principes directeurs, préparé par certains auteurs ayant participé à la rédaction des recommandations.

ABSTRACT – When saturated, deep clay soils can be subjected to volumetric expansion due to pore water-induced swelling, which presents significant challenges in the design and construction of certain structures such as tunnels, deep excavations, and raft foundations. These deformations typically evolve progressively over the operational lifespan of the structure. The identification of swelling soils during the Grand Paris Express project raised substantial concerns, leading the CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique) to establish a dedicated expert panel tasked with formulating recommendations for the characterization and management of these problematic soils. Subsequent to the publication of the recommendations, this paper offers a concise synthesis intended to facilitate a rapid comprehension of the underlying rationale and conceptual framework, as articulated by select members of the working group.

1. Introduction

Les travaux de prolongement ou création de lignes de métros de la région Île de France, notamment dans le cadre du Grand Paris Express, ont comporté de nombreux ouvrages profonds traversant ou fondés dans des sols argileux réputés gonflants. Le CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique) a pris l'initiative en 2016 de lancer un groupe de travail composés d'experts qui ont, pendant 8 années, travaillé sur le comportement des infrastructures profondes dans les terrains argileux saturés. Le sujet étant encore relativement peu abordé dans la littérature, l'objectif a été d'établir une synthèse sur la compréhension des phénomènes, leur prise en compte pour le dimensionnement des ouvrages et les méthodes de calculs en découlant. Il a été jugé intéressant de rédiger un article dans la Revue Française de la Géotechnique, pour en faire profiter la profession mais surtout, préciser les points principaux abordés dans le guide technique. Les éléments qui suivent n'ont pas pour objectif de se substituer au guide, auquel il convient de se référer lors de la conception d'un ouvrage profond réalisé dans un sol gonflant.

2. Origine du gonflement, identification des sols gonflants

Le gonflement des sols argileux au contact de l'eau a le plus souvent une origine physico-chimique qui résulte de l'attraction des molécules d'eau par les minéraux qu'ils contiennent, notamment la montmorillonite. Comme l'illustre la Figure 1, un feuillet élémentaire de montmorillonite est constitué d'une couche octaédrique insérée entre deux couches tétraédriques (dont les compositions minéralogiques sont détaillées sur la figure). Comme dans tous les minéraux argileux, il existe un déficit de charge électrique au niveau de la molécule. Dans le cas de la montmorillonite, il est compensé par l'arrivée de cations échangeables de l'eau interstitielle (en général du calcium ou du magnésium) entre deux feuillets élémentaires. Cette insertion est possible car les liaisons entre deux feuillets, qui présentent en surface des atomes d'oxygène, sont faibles. La figure indique également qu'à l'état sec (sans cations insérés), la distance inter-basale entre deux feuillets de montmorillonite est de 9,6 Å (0,96 nm). Cette distance augmente pendant l'hydratation et dépend de la contrainte ou de la succion appliquée (voir Delage, 2020 pour plus de détails).

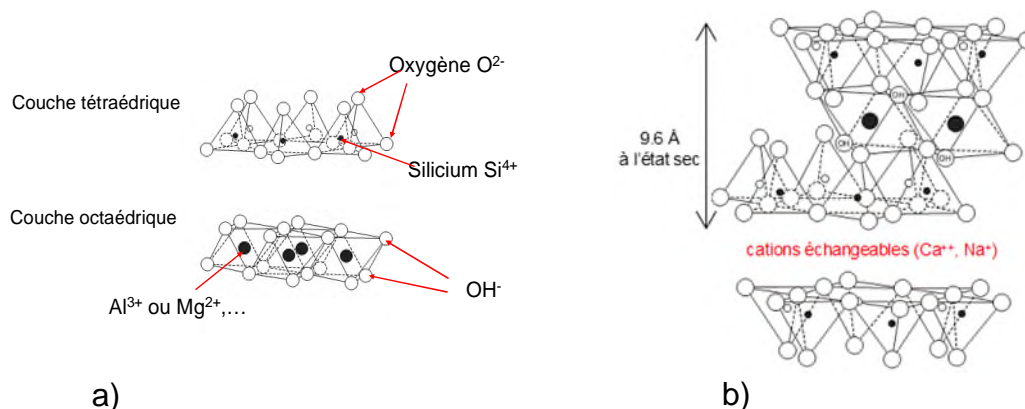


Figure 1. Minéralogie de la montmorillonite : a) Couches tétraédrique et octaédrique ; b) Structure moléculaire (d'après Grim, 1962, et Mitchell et Soga, 2005).

Ce n'est pas le cas des minéraux d'illite, un autre minéral argileux de structure identique à la montmorillonite, mais dont l'espace interfoliaire contient des ions potassium (K^+) qui permettent un lien solide. Une plaquette d'illite sera constituée de dizaines ou de centaines de feuillets accolés et restera stable en présence d'eau, à la différence d'une plaquette de montmorillonite qui sera séparée en diverses plaquettes contenant de moins en moins de feuillets.

Dans les sols naturels, la montmorillonite est le plus souvent présente sous forme de plaquettes interstratifiées composées de feuillets d'illite et de smectite (un feuillet élémentaire de montmorillonite n'a jamais été observé). La Figure 2 (Yigzaw 2009) présente des photos au microscope électronique à balayage (MEB) d'échantillons d'argile de Romainville intact (a) et après gonflement sous contrainte nulle (b), faisant passer la teneur en eau de 29,8% à 37,5%, soit un gonflement considérable de 10,4%.

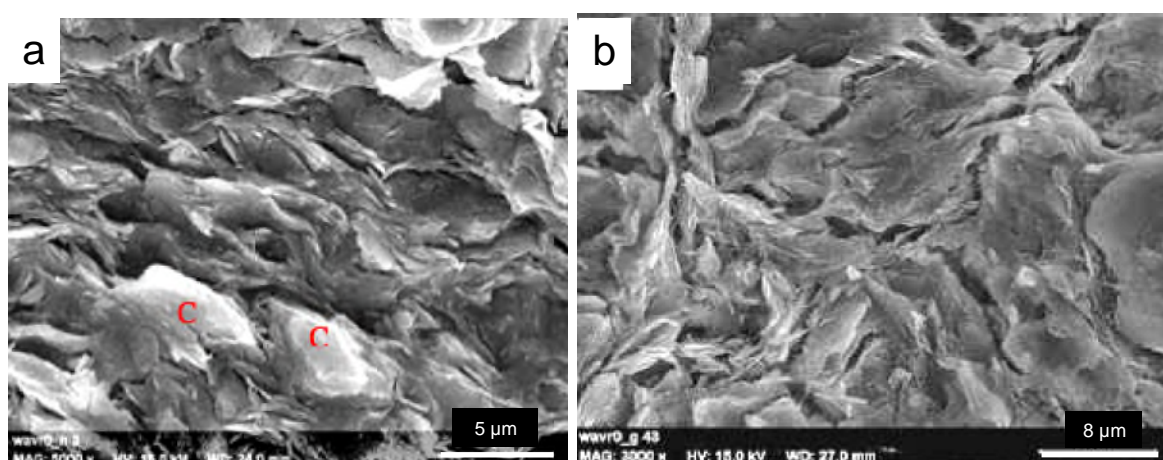


Figure 2. Photos au MEB de l'argile de Romainville (Yigzaw, 2009) : a) état naturel ($w = 29,8\%$) ; b) après un gonflement libre de 10,4% ($w = 37,5\%$).

L'épaisseur d'une plaquette peut être estimée visuellement à environ 100 nm. Il peut être identifié que le gonflement n'intervient pas au niveau des feuillets élémentaires décrits sur la Figure 1, mais que l'attraction exercée sur les molécules d'eau a engendré le développement d'un réseau de microfissures de l'ordre de 1 μm , détectable en porosimétrie au mercure (Audiguier *et al.*, 2007).

Comme ils exercent sur l'eau une forte attraction, ces minéraux confèrent aux sols un indice de plasticité élevé, comme l'indique le diagramme de Casagrande de la Figure 3. Les points figurés concernent trois sols gonflants typiques de la région parisienne, l'argile verte de Romainville, les marnes d'Argenteuil et les argiles plastiques de l'Yprésien. La classification présentée en partie supérieure du diagramme indique qu'avec un indice de plasticité I_p supérieur à 25% (et une limite de liquidité supérieure à 50%), ils sont fortement, voire très fortement gonflants. Ce sont ces terrains qui sont la cible des recommandations du CFMS sur le gonflement.

D'autres paramètres caractéristiques des minéraux gonflants peuvent être définis comme par exemple ceux retenus dans la classification du BRGM rappelée en annexe de la norme NF P94-282 (AFNOR, 2009). Cette classification, qui n'est pas spécifique aux argiles saturées, intègre la surface spécifique, le plus souvent estimée

par la valeur au bleu de méthylène V_{BS} . La correspondance avec l'indice de plasticité est indiquée dans le Tableau 1.

Tableau 1. Susceptibilité au gonflement d'après la valeur au bleu et l'indice de plasticité selon la classification du BRGM

I_p	V_{BS}	Susceptibilité au gonflement
< 12	< 2,5	Faible
12 - 25	2,5 à 6	Moyenne
25 - 40	6 à 8	Forte
> 40	> 8	Très forte

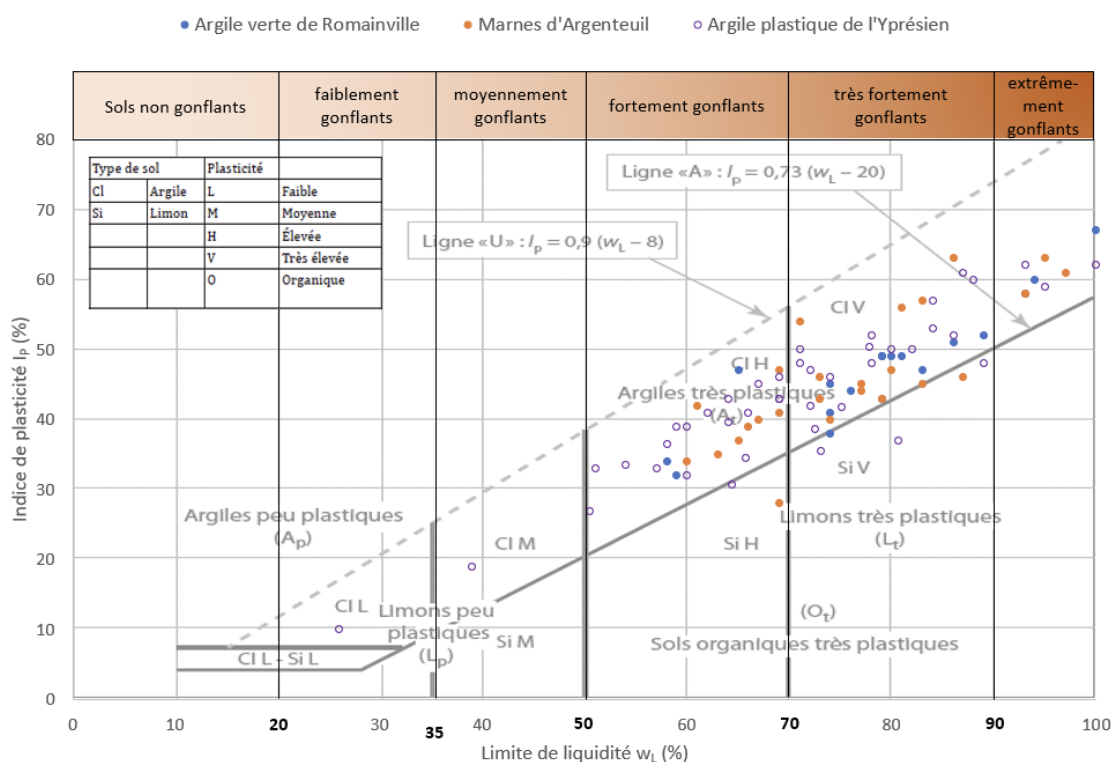


Figure 3. Diagramme de plasticité de sols parisiens (selon la classification de la norme EN ISO 14688-2). Les points concernent l'argile verte de Romainville, les marnes d'Argenteuil et les argiles plastiques de l'Yprésien.

3. Caractérisation des propriétés mécaniques des terrains gonflants

Les problèmes posés par les terrains argileux gonflants sur les ouvrages nécessitent de caractériser correctement leur sensibilité au gonflement lié au déchargement dès le stade de la conception des projets. Cette caractérisation est le plus souvent faite à l'œdomètre. En phase de construction des ouvrages, le comportement du sol doit être vérifié grâce à une auscultation adéquate prenant en compte la spécificité des terrains gonflants.

La pression de gonflement est un paramètre fortement dépendant de la méthode retenue pour la déterminer. La contrainte verticale effective en place des éprouvettes

testées est un paramètre important dans la définition des étapes de chargement des essais de gonflement. Sa détermination est parfois délicate, du fait de la superposition de couches de terrains différentes et de la complexité des conditions hydrauliques, liée en particulier à l'existence de nappes perchées et de la piézométrie en résultant. L'hydrogéologie locale est donc à examiner avec soin pour accompagner l'analyse des sondages carottés d'où sont extraites les éprouvettes.

3.1. Prélèvement et fourniture des échantillons au laboratoire

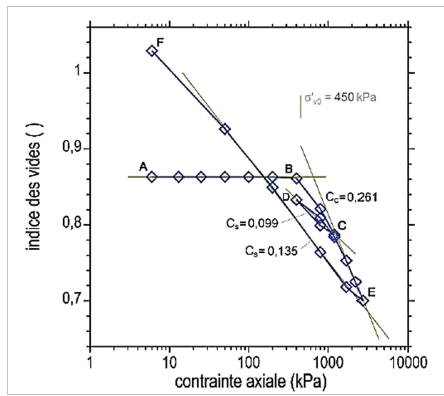
Du fait de leur grande sensibilité aux variations de teneur en eau, des précautions particulières sont à examiner pour assurer une bonne caractérisation des propriétés mécaniques des sols gonflants. Elles concernent le prélèvement (par carottage ou bloc), le transport et la conservation, ainsi que les modalités d'ouverture et de découpage des éprouvettes. Une trop grande exposition à l'air engendre, du fait de l'évaporation, une rétraction des éprouvettes puis, au remouillage, une amplification du gonflement et une diminution des caractéristiques mécaniques.

3.2. Caractérisation du gonflement à l'œdomètre et détermination des paramètres de gonflement

Comme pour tous les essais géotechniques, la présentation des données des essais de gonflement doit être accompagnée de toutes les informations concernant le prélèvement des éprouvettes et le déroulement de l'essai (références et date du prélèvement de la carotte et de la réalisation de l'essai, valeurs des charges appliquées, dates et durée des paliers) ainsi que les caractéristiques d'état initiales et finales de l'éprouvette (teneur en eau, masses volumiques, indice des vides, degré de saturation).

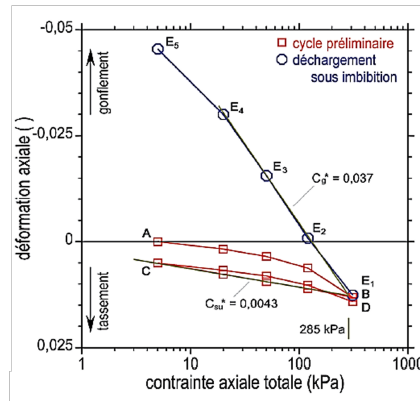
Les essais de gonflement sont en général réalisés à l'œdomètre. Pour cette raison, il convient de se référer à la norme NF EN ISO 17892-5 (AFNOR 2017) « Essais de chargement par palier à l'œdomètre » en matière de définitions, de terminologie, d'appareillage et de préparation des éprouvettes.

La Figure 4 présente quelques exemples d'essais. La Figure 4a montre la courbe de compressibilité d'une argile gonflante enregistrée au cours d'un essai œdométrique standard par paliers (NF EN ISO 17892-5, AFNOR, 2017). L'indice des vides est représenté en fonction de la contrainte axiale effective (échelle semi-logarithmique), sauf pour le chemin AB où la contrainte totale est présentée. Après imbibition (mise en présence d'eau) à volume constant (A-B), deux cycles de chargement-déchargement sont effectués (B-C-D, D-E-F). L'indice de compressibilité C_c et les indices de gonflement C_s (déterminés sur différents paliers de déchargement) sont indiqués sur le graphique. La contrainte verticale effective en place est estimée à $\sigma'_{v0} = 450$ kPa.



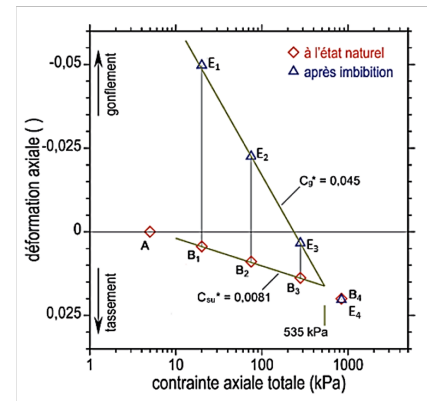
Essai œdométrique standard

(a)



Essai de chargement par paliers

(b)



Essai de gonflement en parallèle

(c)

Figure 4. Exemple d'essais : (a) Essai œdométrique standard ; (b) Essai de gonflement par paliers successifs ; (c) Essai de gonflement en parallèle

La Figure 4b présente les données d'un essai de gonflement par paliers successifs (essais de type Huder-Amberg cf. recommandations GT1R1F1 de l'AFTES, 2003). Les courbes représentent la déformation axiale ε_a mesurée en fin de paliers en fonction du logarithme de la contrainte axiale totale σ_a . Un cycle préliminaire de chargement-déchargement-rechargement (A-B-C-D, représenté par des carrés rouges) est appliqué au sol dans son état naturel, à teneur en eau constante, jusqu'à une contrainte axiale σ_a maximale égale à la contrainte verticale effective en place. Ce cycle est destiné à réduire les perturbations du prélèvement, dont il permet de quantifier la qualité. L'éprouvette est ensuite mise en imbibition sous la contrainte axiale maximale (point D) avec suivi de la déformation ε_a (chemin D-E1) en fonction du temps, à représenter dans une échelle semi-logarithmique du temps ($\varepsilon_a/\lg(t)$), comme pour les essais œdométriques classiques. On procède ensuite à des paliers de déchargement en condition drainée, au cours desquels le sol gonfle (points Ei représentés par des cercles bleus). L'interprétation de l'essai repose sur l'utilisation d'une relation empirique semi-logarithmique liant les contraintes aux déformations. La branche de premier déchargement à teneur en eau constante (B-C) est caractérisée par une pente notée C_{su}^* . Celle de la courbe de déchargement drainé (E1-E2-E3-E4-E5) est notée C_g^* . La différence entre les deux pentes donne la pente $K_g^* = C_g^* - C_{su}^*$, qui représente la part des déformations dues au gonflement hydrique du sol (lié à l'imbibition).

La Figure 4c présente les données d'un essai de gonflement en parallèle (XP P94-091, AFNOR, 1995). Elle se fonde sur la réalisation d'essais œdométriques en parallèle : plusieurs éprouvettes d'un même sol (en général 4) sont chargées à partir de leur teneur en eau initiale dans des cellules œdométriques, puis sont imbibées, ce qui permet de mesurer les déformations qui ont lieu lors des étapes de chargement sans apport d'eau ainsi que les déformations de gonflement dues à l'imbibition du sol pour les différents niveaux de contraintes appliquées. Comme il est fait dans les essais de déchargement par paliers successifs, il est recommandé d'appliquer sur chacune des éprouvettes un cycle préalable, avec chargement jusqu'à la contrainte maximale $\sigma_{amax} = \sigma'_{v0}$, déchargement sous contrainte au moins égale à 25 kPa et rechargement

sous la contrainte sous laquelle sera réalisée l'imbibition. La pente de gonflement, dans la représentation graphique en échelle semi-logarithmique, tient alors compte du déchargement mécanique de chaque éprouvette et correspond ainsi à C_g^* . Le gonflement dû uniquement à l'imbibition peut être traduit avec le K_g^* comme étant la différence entre les pentes C_g^* et C_{su}^* .

3.3. Interprétations des résultats

L'interprétation des essais cherche à déterminer les parts instantanée (ϵ_{as}) et différée (ϵ_{ag}) du gonflement du sol lors du déchargement. Si l'on admet que seules des variations de contraintes effectives peuvent expliquer les déformations d'un sol, le schéma de la Figure 5 montre ce que l'on va chercher à déduire des essais.

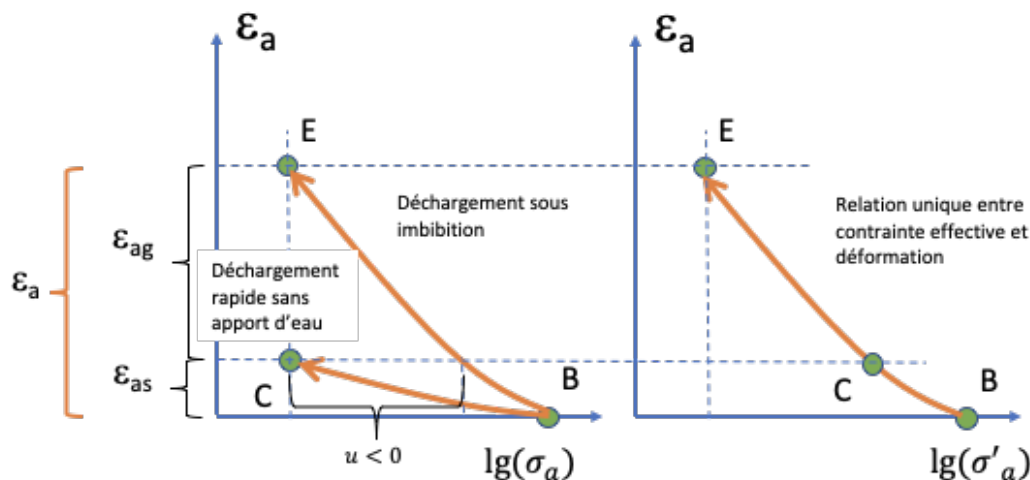


Figure 5. Relation contrainte/déformations en contrainte totale et en contrainte effective lors du déchargement d'un sol gonflant saturé. Sur la figure (a), C_g^* est relié à la « pente » du chemin BE, C_{su}^* est relié la « pente » BC. Les contraintes totales et effectives sur le chemin BE sont égales car après stabilisation les pressions interstitielles sont nulles

3.4. Exploitation des différentes procédures d'essais

3.4.1 Déchargement sous imbibition par paliers successifs (type Huder-Amberg, GT1R1F1, AFTES, 2003)

- Si la relation entre la déformation axiale et le logarithme de la contrainte axiale pendant le déchargement sous imbibition est linéaire, la « pression de gonflement » doit être prise égale à la contrainte effective en place (absence de déformation). Un gonflement (ou tassement) pendant l'imbibition sous contrainte en place, qui différenciera ces deux valeurs, serait dû à la qualité de l'éprouvette (altération liée au prélèvement, séchage lié à la conservation, etc.).
- La « pression de gonflement » mesurée par cette méthode peut être prise en compte dans le dimensionnement seulement dans le cas où la relation entre la déformation axiale et le logarithme de la contrainte axiale est non linéaire, donnant une pression de gonflement plus faible que la contrainte effective en place. Une « pression de gonflement » plus élevée que la contrainte effective en place n'est pas admissible.

- Les pentes C_g^* et C_{su}^* obtenues par cette méthode sont fiables et peuvent être utilisées directement dans les calculs.

3.4.2 Essais d'imbibition et déchargements en parallèle (XP P94-091)

- Dans le cas où il n'y pas de cycle de chargement-déchargement préalable à teneur en eau naturelle : Les résultats de cet essai ne sont pas fiables. Seule la pente C_g^* est utilisable à conditions que les résultats obtenus pendant les phases de chargement initial et imbibition soient fournis.
- Dans le cas où un cycle préalable de chargement-déchargement à teneur en eau naturelle est réalisé et que les résultats fournis sont complets (procédure préconisée incluant le chargement initial, l'imbibition et le déchargement) :
 - o Si la relation entre la déformation axiale et le logarithme de la contrainte axiale obtenue par des points « après imbibition » est linéaire, la « pression de gonflement » doit être prise égale à la contrainte effective en place (absence de déformations). Un gonflement (ou tassement) pendant l'imbibition sous contrainte en place, qui différenciera ces deux valeurs, serait dû à la qualité de l'éprouvette (altération liée au prélèvement, séchage lié à la conservation, etc.).
 - o La « pression de gonflement » mesurée par cette méthode peut être prise en compte dans le dimensionnement seulement dans le cas où la relation entre la déformation axiale et le logarithme de la contrainte axiale obtenue par des points « après imbibition » est non linéaire, donnant une pression de gonflement plus faible que la contrainte effective en place.
- Les pentes C_g^* et C_{su}^* obtenues par cette méthode sont fiables et peuvent être utilisées directement dans les calculs.

3.4.3 Essai œdométrique standard (NF EN ISO 17892-5)

- La norme de cet essai indique une « pression de gonflement ». Pourtant cette pression correspondrait théoriquement à la contrainte effective du point B dans la Figure 4a, et elle serait significativement réduite si l'éprouvette était altérée. Donc, il ne faut pas tenir compte de la « pression de gonflement » fournie par cet essai dans les dimensionnements de gonflement.
- La pente C_s fournie par cet essai est proche de la pente C_g fournie par les autres méthodes. En revanche, il faudra faire attention à une potentielle non-linéarité de la pente de déchargement (C_s doit être déterminée dans la gamme proche de la contrainte en place, de préférence sur un cycle de déchargement-rechargement).

3.5. Nombre d'essais à réaliser

La reconnaissance géotechnique du site se développe en parallèle des phases du projet (de la conception à la réalisation). Le nombre et la nature des essais doivent être adaptés à l'état des connaissances à un stade de projet et aux incertitudes à lever. L'étude des sols gonflants est intégrée dans l'étude générale du site qui comprend l'identification des terrains et d'autres types d'essais dont on peut tirer parti pour analyser le gonflement.

Pour l'étude de terrains considérés comme homogènes, le nombre d'essais de laboratoire doit être suffisant pour caractériser l'état et le comportement mécanique des sols. Le choix des essais est la responsabilité de l'ingénieur géotechnicien en

fonction de la complexité des ouvrages et de l'hétérogénéité des sols. Il peut être guidé par les indications du Tableau 2.

Tableau 2. Proposition du nombre d'essais minimum d'identification et de gonflement

Ouvrages	Géométrie	Épaisseur de la couche susceptible de gonfler	Essais d'identification*	Essais oedométriques de gonflement
Soutènements	Pas d'essai de gonflement (voir la justification au chapitre 4)			
Radiers	Surface < 500 m ²	< 5 m	3	2
		> 5 m	5	4
	Surface > 500 m ²	< 5 m	5	4
		> 5 m	7	6
Pieux	Nombre < 50	< 5 m	3	2
		> 5 m	5	4
	Nombre > 50	< 5 m	5	4
		> 5 m	7	6
Tunnel**	Longueur en formation gonflante < 500 m	< 5 m	3	1 par 100 m, minimum de 2
		> 5 m	5	2 par 100 m
	Longueur en formation gonflante > 500 m	< 5 m	5	2 par 500 m
		> 5 m	7	4 par 500 m

* Limites de consistance, granulométrie, sédimentométrie, caractéristiques d'état (teneur en eau et masse volumique)

** Le cas des fronts mixtes peut être traité comme celui d'un sol gonflant d'épaisseur limitée

4. Applications aux écrans de soutènement

4.1. Retours d'expériences

Concernant les soutènements de grande hauteur de type paroi moulée, pieux sécants ou tangents, et palplanches, l'absence de pathologies avérées dans de nombreux terrains gonflants saturés amène à penser que l'incidence d'éventuelles poussées de gonflement additionnelles est négligeable.

Certes, l'instrumentation d'ouvrages sur le long terme est relativement rare, mais les phases travaux où se produisent le gonflement mécanique de déchargement ainsi qu'une première partie du gonflement hydrique sont en revanche généralement instrumentées, et il n'a pas été rapporté d'incidence du gonflement sur les écrans de soutènement dans les sols saturés ; de même, il n'a pas été décelé de désordres sur les soutènements et leurs appuis pendant la durée de vie des ouvrages liés à un gonflement hydrique de sols saturés.

Certains articles sur ouvrages réels ou modèles en vraie grandeur indiquent que le gonflement a conduit à une majoration importante de la poussée sur les soutènements, mais il s'agit uniquement de cas de terrains secs ou non saturés potentiellement gonflants, sous un apport d'eau naturel (montée du niveau de la nappe, effet barrage, arrêt du pompage) ou accidentel (rupture d'une canalisation).

4.2. Spécificités des soutènements

La norme d'application de l'Eurocode 7 pour les écrans de soutènement (NF P 94-282) indique qu'en règle générale, des actions particulières dues au gonflement du terrain ne sont à considérer que lorsque plusieurs conditions sont réunies : la présence d'une couche épaisse de sol pouvant gonfler fortement, et la présence d'eau. Cette norme précise que, bien que la quantification du phénomène de gonflement passe usuellement par des essais œdométriques, la procédure normalisée pour ces essais (déformation latérale nulle – XP P 94-091) ne s'applique pas pour définir les efforts de poussée sur l'écran susceptible d'être générés par le gonflement d'une couche de terrain (contraintes verticales « constantes », déformation latérale « non nulle »). Dans le cas des soutènements, une difficulté tient au fait que le gonflement du terrain peut s'établir à partir des différents états de contraintes qui règnent autour d'un ouvrage et qui sont très dépendants de l'histoire du chargement : états d'équilibre précédant la poussée (extension) ou ceux précédant la butée (compression) ou états confinés en présence de tirants.

Dans le cas particulier des parois moulées, il est reconnu que le procédé de réalisation n'apporte normalement pas d'hydratation aux terrains, étant donné la composition de la boue bentonitique de forage, et le fait qu'un « cake » se crée sur le pourtour de l'excavation. Dans les faits, cela dépend aussi de la nature des terrains : dans les sols perméables, il y a pénétration de la boue avant formation du cake, et dans les sols argileux, il n'y a ni pénétration ni formation réelle de cake. En France, la pratique usuelle est l'utilisation d'une boue bentonitique : pour éviter une forte augmentation de la viscosité dans les passages argileux, une évaluation des risques doit être menée au cas par cas, et peut mener à l'emploi d'additifs (par exemple à l'ajout d'un agent dispersant, d'un polymère réducteur de filtrat à la bentonite). À l'étranger, certains types particuliers d'argile peuvent conduire à l'utilisation de polymère pur comme fluide de forage, afin de limiter l'hydratation du terrain par la boue. Les risques de fluage, resserrement et d'éboulement sont aggravés par le temps d'ouverture du panneau. Dans le cas des terrains gonflants, il est donc important de bétonner les panneaux excavés rapidement après équipement, pour éviter le resserrage des parois de l'excavation, limiter la longueur d'ouverture des panneaux et prévoir si besoin un enrobage supplémentaire des cages d'armatures. En cas d'ouverture prolongée d'un panneau, un recurage est donc recommandé.

4.3. Dimensionnements des soutènements

Compte tenu du retour d'expérience et de l'absence de pathologie, il n'y a dès lors pas lieu d'appliquer des pressions horizontales additionnelles de gonflement sur les écrans de soutènement. Cela vient bien sûr du fait que ces terrains sont saturés, mais aussi du fait que les phases de construction génèrent généralement un déchargement horizontal de faible ampleur : le faible déconfinement change très peu la contrainte moyenne dans les sols. À comparer à la situation d'un terrain en fond de fouille, suite à un terrassement de grande hauteur entraînant un important déchargement et une succion (ou variation de pression interstitielle négative) induite.

Il est parfois considéré que le gonflement pourrait être susceptible, à terme, de ramener la poussée à un état au repos (poussée horizontale K_0), d'où un calcul mené

de manière sécuritaire en phase service à long terme. Ce cas pourrait faire l'objet d'un calcul à un État Limite de Service (caractéristique) et/ou à un État Limite Ultime (durable et transitoire, ou accidentel). Cette approche simplificatrice est considérée comme maximaliste pouvant induire des efforts très conséquents, et ne semble pas indispensable au regard des premiers retours d'expérience de réalisation d'ouvrages profonds dans les formations argileuses du Bassin parisien. En ce qui concerne la butée des terrains, il convient de rappeler que la butée ne peut pas revenir à son état initial. Par conséquent, il est recommandé de ne pas modifier la butée à long terme à cause du gonflement.

S'il n'apparaît pas nécessaire d'appliquer de poussées additionnelles sur les soutènements, il est d'autant plus important dans le cas de terrains potentiellement gonflants de mener les calculs de stabilité horizontale avec les bonnes caractéristiques de sol. En particulier, il convient de considérer les pressions au repos K_0 (tenant compte de la surconsolidation), les caractéristiques de cisaillement non drainées (avec le cas échéant un gradient de cohésion avec la profondeur) et drainées, et les pressions d'eau (pour les écrans soutenant des sols de perméabilité moyenne ou faible, en l'absence d'expérience comparable représentative ou de système de drainage fiable ou de mesures prises pour empêcher les infiltrations d'eau, tenir compte d'une poussée d'eau hydrostatique derrière l'écran correspondant à une nappe dont le toit est à la surface du massif soutenu).

5. Applications aux radiers

5.1. Retours d'expériences

Les pathologies de radier sur sols gonflants sont relativement nombreuses dans la littérature. Les observations et retour d'expériences permettent de proposer une simplification de la cinématique en deux étapes (Figure 6) : une phase de déformations instantanées (appelée gonflement mécanique) lors de l'excavation des terrains jusqu'au fond de fouille, puis une phase de déformations différées (dit gonflement hydrique) liée au rééquilibrage des pressions interstitielles dans le sol (ou déconsolidation des sols). Ces deux phases peuvent être dans la réalité partiellement confondues en fonction de la durée de l'excavation, de la nature des terrains et notamment de leur perméabilité après la phase de travaux (celle-ci pouvant affecter le cheminement de l'eau). En l'absence d'eau, le terrain ne peut donc pas se soulever de manière différée. Les deux phases décrites suivent une loi œdométrique soit en contraintes totales (gonflement mécanique selon une pente C_{su}), soit en contraintes effectives (gonflement total de pente C_g), entre l'état initial et l'état final du projet. Puisque seul l'aspect hydrique du gonflement nous intéresse, le facteur de gonflement K_g peut être défini comme l'écart entre les pentes. Le facteur K_g peut alors s'écrire sous la forme : $K_g = C_g - C_{su}$. Du fait de la prépondérance de C_g par rapport à C_{su} , le comportement des terrains peut être approché en contraintes effectives par simplification. Enfin, la cinématique du gonflement ne peut être appréciée finement en fonction du temps, en raison des multiples causes d'apport d'eau pendant et après les travaux (augmentation de la fissuration des terrains lors du déchargement, ouvrages non étanches, effet d'échelle avec les essais en laboratoire, etc.). Il convient donc de

considérer l'intégralité de l'amplitude du gonflement (à long terme). En phase travaux pour les ouvrages courants, le gonflement hydrique peut être considéré comme négligeable.

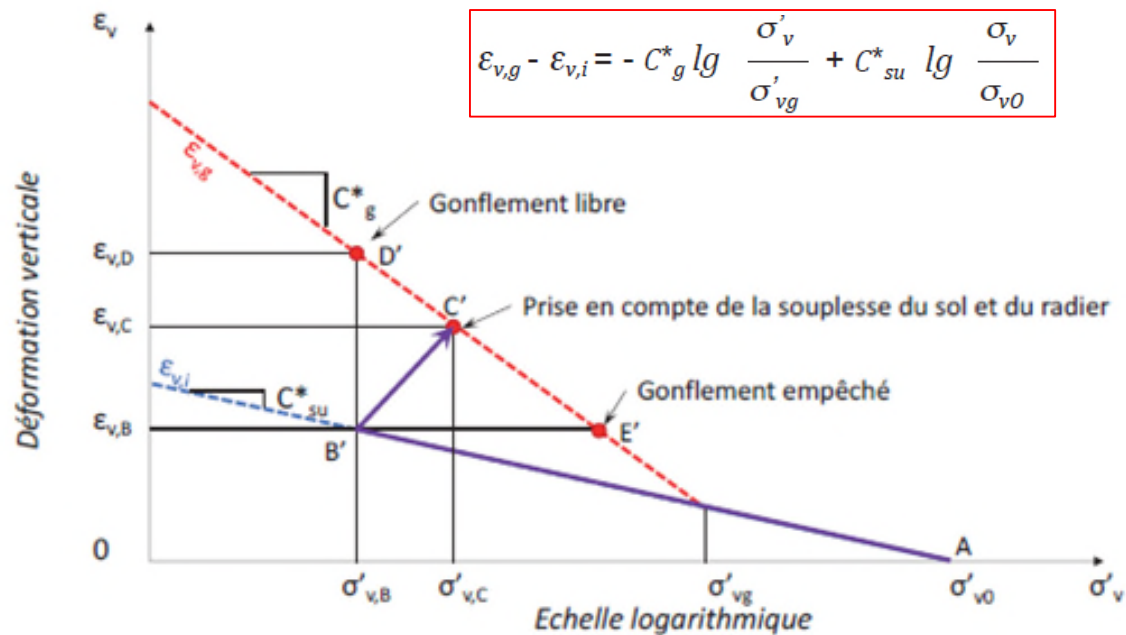


Figure 6. Principe du gonflement en tenant compte d'une souplesse du sol et du radier

5.2. Spécificités des radiers

Deux grandes familles de radiers sont distinguées : ceux qui sont portés (et qui permettent donc un gonflement libre du sol) et ceux qui sont coulés sur un matériau en place ou d'apport (où une interaction sol-structure va se développer). Ainsi, dans le cas d'un radier sur coffrage dégradable, seule la hauteur du soulèvement du sol est importante. Dans le cas d'un radier posé directement sur le sol gonflant, la pression de gonflement et la pression d'eau s'appliquent en sous-face. Pour la prise en compte de l'interaction sol-structure, la rigidité du radier ainsi que celle du sol encaissant sont à déterminer jusqu'à convergence entre les contraintes appliquées et les déformations. Cette convergence doit prendre en considération les charges descendantes appliquées ponctuellement ou de manière surfacique sur le radier, ainsi que le type d'appui sur les parois du soutènement. La pression finale exercée sous le radier est appelée pression de contact. C'est elle qui va guider le dimensionnement du radier. Elle est composée d'une fraction (partielle ou totale) de la pression de gonflement (limitée à σ'_{v0}) à laquelle s'ajoute la pression d'eau puisque la pression de gonflement est une contrainte effective.

5.3. Détermination de la zone gonflante

L'excavation jusqu'au fond de fouille provoque son déconfinement. Celui-ci est limité latéralement par la présence des parois du soutènement. En profondeur, il dépend de l'épaisseur de la couche gonflante. Jusqu'à une épaisseur métrique, le gonflement peut être négligé (ne serait-ce qu'en purgeant les matériaux gonflants). Au-delà, si l'épaisseur de la couche gonflante est inférieure à la hauteur des fiches des parois,

l'intégralité de la couche doit être considérée comme susceptible de gonfler. Si la couche gonflante possède une épaisseur supérieure à la hauteur de fiche des parois, la zone susceptible de gonfler peut être limitée dans les calculs par une demi-ellipse dont la base se situe à $2H/3V$ à partir de la base des parois. Cette géométrie peut être simplifiée par un cône de même profondeur.

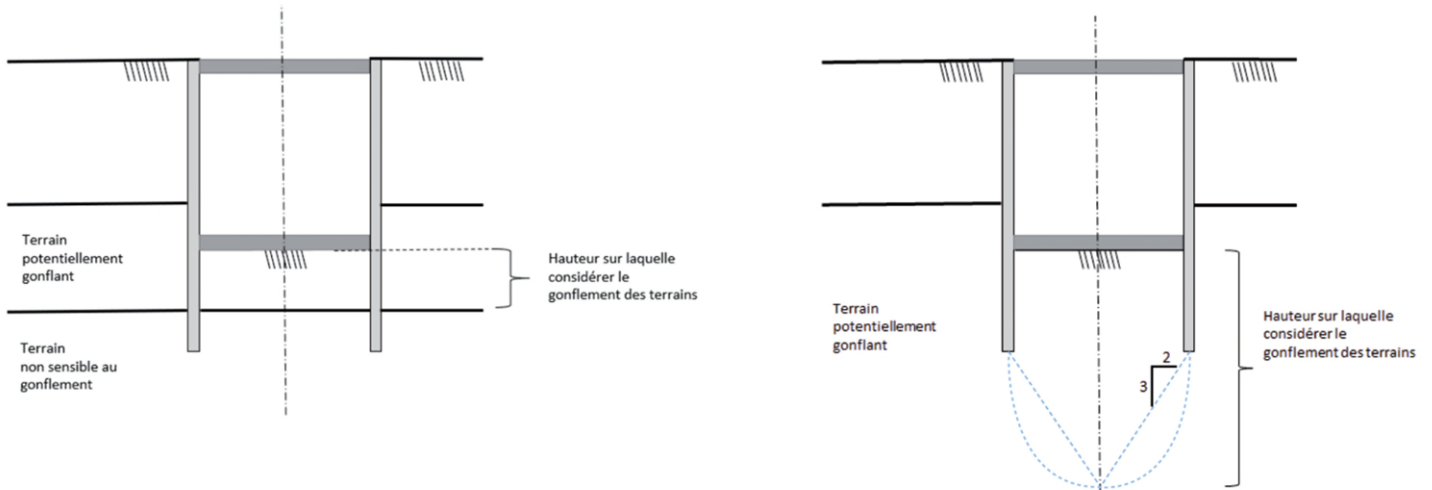


Figure 7. Géométrie du terrain susceptible de gonfler en fonction de l'épaisseur de la couche gonflante

5.4. Choix de conception

En cas de présence avérée d'un sol gonflant sous un radier, la solution la plus simple est d'adapter la forme du radier et de le ferrailer correctement afin de supporter la pression de contact (classiquement jusqu'à 100 kPa). Pour des pressions de contact plus élevées, le concepteur doit s'efforcer de réduire ces pressions, par le biais d'une diminution soit de la pression de gonflement (coffrage perdu, couche fusible, clavage tardif, etc.), soit de la pression interstitielle (radier drainant). Il est important de vérifier l'absence d'effort parasite si des solutions de type tabourets plastiques, nids d'abeille ou lits de sable sont adoptées. En fonction de la solution adoptée et du niveau de calculs souhaité, les calculs peuvent se faire analytiquement (selon l'équation de la Figure 6) en discrétisant la zone susceptible de gonfler, ou de manière numérique, en imposant une déformation (sur des tranches de sols ou aux points de Gauss du maillage) ou en imposant une variation de pressions (méthode dite à succion contrôlée). Ces méthodes peuvent devenir complexe puisque certaines nécessitent une loi de comportement ou un modèle spécifique, et il convient de vérifier si une simplification de la méthode de calculs n'est pas opportune, tout en étant bien conscient que des approches trop simplifiées peuvent conduire à des surdimensionnements.

6. Applications aux tunnels

Les pathologies liées au gonflement des terrains argileux, bien connues sur les radiers de fouilles profondes, affectent également les tunnels. Un exemple marquant en région

parisienne est celui d'une section de 240 m de la ligne 7, construite entre 1937 et 1939, abandonnée après des dégâts causés par le gonflement des argiles plastiques.

L'analyse des retours d'expérience sur des tunnels réalisés en méthode traditionnelle dans des terrains parfois marneux voire rocheux permet d'établir que (Kovari, 1988) :

- Le gonflement des terrains se concentre au niveau du radier des ouvrages, zone où l'exposition à l'eau est la plus importante.
- Les profils d'expansions des terrains, mesurés notamment à l'aide d'extensomètres, présentent une décroissance avec la distance à l'ouvrage de forme hyperbolique le plus souvent. Généralement, en présence d'un soutènement efficace, ces déformations s'observent sur une distance égale à un diamètre de l'ouvrage environ, ou, au moins, dans la zone en extension sous le radier du tunnel.
- La vitesse à laquelle s'amorce le gonflement peut être très variable, elle dépend de la sensibilité au gonflement du terrain, de la taille de l'ouvrage, de l'importance du déconfinement autour du tunnel, de la perméabilité du terrain décomprimé et donc de la méthode d'excavation.

En ce sens, les tunneliers, grâce à leur confinement frontal et latéral, peuvent déjà être considérés comme des dispositions constructives permettant de réduire ces effets, bien que leur utilisation en terrains argileux doive également prendre en compte les risques de colmatage ou de coincement.

6.1 Méthodes de calculs

Les méthodes de dimensionnement des tunnels en terrains gonflants peuvent être regroupées en trois catégories :

- Application directe de pression de gonflement : méthode simplifiée mais limitée par l'imprécision de l'incrément de pression à appliquer.
- Approches analytiques : basées principalement sur la méthode convergence-confinement, elles consistent à ajuster la courbe de convergence pour tenir compte du gonflement.
- Calculs numériques par éléments finis ou différences finies : avec l'approche fondée sur la loi semi-logarithmique du gonflement qui vise à déterminer l'équilibre d'interaction entre le terrain et le soutènement (Robert *et al.*, 1997) ou l'introduction de lois de comportement dédiées (Anagnostou, 1993 ; Bultel, 2001 ; Schaedlich, 2013). Ces méthodes de calculs sont analogues à celles qui peuvent être utilisées pour les radiers enterrés.

Sans pour autant donner une valeur de pression de gonflement à considérer, il est à noter que la recommandation de l'AFTES du GT7 « Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains » de 1976 précise que, dans le cas de terrains gonflants, la pression qui s'exerce sur le revêtement peut être supérieure à celle déterminée par méthode hyperstatique en prenant en compte une charge type Terzaghi. Pour le cas d'argiles ou de marnes très plastiques, cette même recommandation indique que « les mesures de contraintes dans les ouvrages anciens

montrent que les charges s'accroissent lentement avec le temps jusqu'à atteindre sensiblement les charges géostatiques initiales ». Ce phénomène a notamment été mesuré dans les marnes du Stampien (Gaudin, 1972) et rejoint la préconisation de borner la pression de gonflement à σ'_{v0} .

6.2 Dispositions constructives

Les dispositions constructives décrites pour les radiers enterrés peuvent également être mises en œuvre en tunnel pour faire face au phénomène de gonflement. Les radiers contre-voutés, ancrés, avec vide sanitaire ou matériaux à seuil d'écrasement imposé trouvent ainsi de nombreuses applications en tunnel.

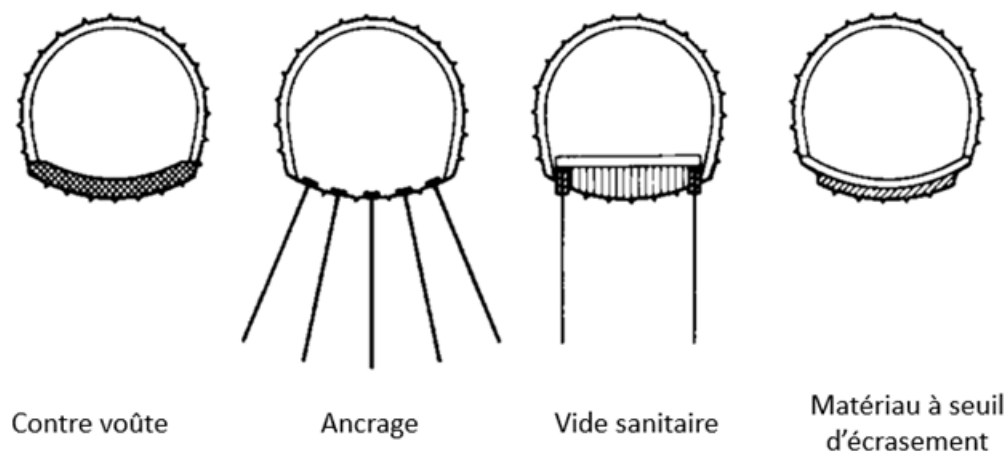


Figure 8. Principes de dispositions constructives envisageables en tunnel (Kovari, 1988)

7. Applications aux fondations profondes

Il existe peu de pathologies de fondations profondes recensées dans des terrains gonflants. Néanmoins, il est nécessaire de considérer des efforts parasites pour leur dimensionnement. Lors du gonflement du terrain encaissant, le sol va engendrer un mouvement différentiel par rapport au fût du pieu, orienté vers le haut (vers la contrainte existante dans le sol la plus faible). Dans le cas le plus courant, le pieu va donc être soulagé de son effort de compression. Si la fondation profonde est majoritairement soumise à de la traction (cas des micropieux en situation UPL), le phénomène de gonflement va accentuer la traction dans le fût. Le phénomène peut devenir dimensionnant pour le respect de la limite à $0,15 R_s$ en traction (à l'ELSqp) imposé par la norme sur les fondations profondes en l'absence d'essais de chargement adéquat.

Il est logique de considérer l'enveloppe des efforts de gonflement, c'est-à-dire sa valeur minimale (maximisant l'effort de compression dans le pieu) et sa valeur maximale, à l'équilibre (long terme), qui peut soulager le pieu voire le mettre en traction (et donc modifier son ferrailage). Il est également possible d'avoir recours à une protection des parois latérales du pieu (virole ou chemisage), afin que celui-ci ne soit pas entraîné avec le soulèvement du sol. Dans ce cas, il est recommandé de réaliser

des essais de chargement spécifiques (avec et sans chemisage), afin de déterminer un intérêt tangible à cet équipement.

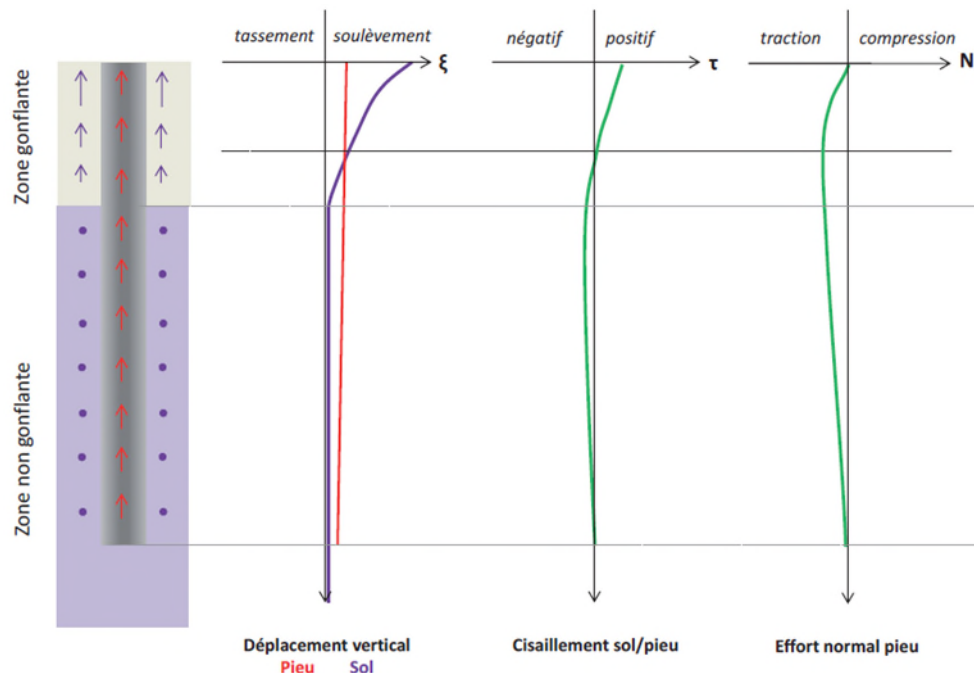


Figure 9. Principe du gonflement autour d'un pieu

Dans les calculs et pour considérer de façon réaliste le comportement du pieu, il est nécessaire de bien appréhender la géométrie de la zone gonflante, la présence d'une structure (radier typiquement) mais aussi le type de liaison en tête du pieu (libre, articulée ou encastree). Ces hypothèses modifient le déplacement à imposer le long du fût du pieu. En toute rigueur, il est également préférable, dans les situations où cela est possible, d'ancrer les fondations profondes en dehors de la zone susceptible de gonfler, afin de conserver un point d'ancrage fixe.

Deux types de calculs principaux peuvent être mis en œuvre (tous deux nécessitant d'imposer un profil de déformation du sol) :

- Intégration des courbes t - z découlant des lois de Frank et Zhao (ou équivalent). L'expérience montre que les résultats des modélisations peuvent être assez fortement dépendants des lois d'interface. Il y a donc lieu d'observer un regard critique sur les résultats et avoir recours à des calculs de sensibilité.
- Modélisation numérique dans lequel des interfaces permettant le cisaillement autour du pieu (limité aux valeurs de frottement latéral normatif) doivent être introduites.

En somme, les calculs de fondations profondes mises en œuvre dans un terrain gonflant se résument à un calcul inversé de frottement parasite négatif.

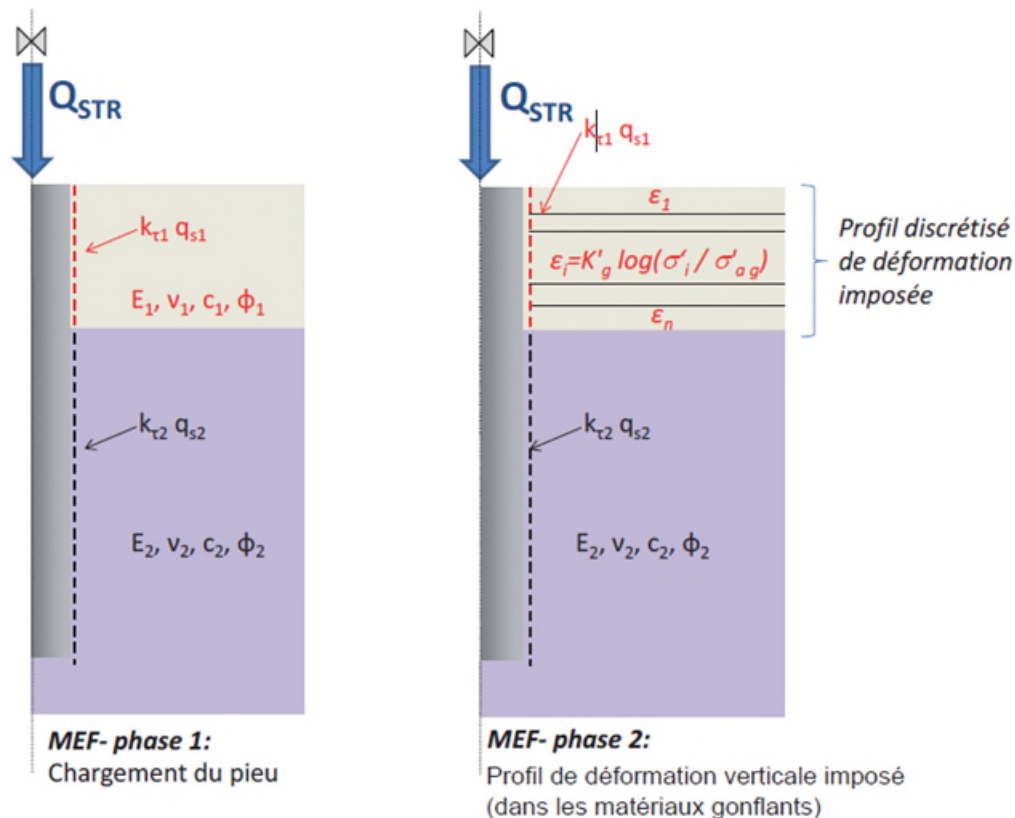


Figure 10. Principe de modélisation d'un pieu mis en œuvre dans un sol gonflant

8. Conclusions

Après 8 ans d'un travail soutenu, le Comité d'experts délégué par le CFMS a élaboré des recommandations sur la prise en compte des effets du gonflement des sols argileux lors de la construction d'infrastructures profondes, à savoir : les soutènements, les radiers, les tunnels et les fondations profondes (la thématique du retrait gonflement des argiles – RGA – et de ses effets sur les pavillons individuels, largement décrite par ailleurs, n'y est pas traitée). L'idée principale, après avoir vérifié que l'ouvrage souterrain à construire est concerné par la présence de sols argileux gonflants, est de déterminer l'amplitude de ce gonflement au moyen d'essais en laboratoire adaptés. C'est à partir d'une loi œdométrique caractéristique que les déformations et contraintes imposées par le gonflement des sols peuvent être appréhendées. La qualité du prélèvement des échantillons ainsi que le protocole de l'essai en laboratoire ont une grande importance pour la détermination des paramètres de la loi de gonflement, et il est d'ailleurs établi que même un sol non gonflant pourrait montrer en fonction de son remaniement un phénomène de gonflement lorsqu'il est déchargé. Bien que les essais donnent souvent des valeurs de pression de gonflement très importantes, il a notamment été établi que la pression de gonflement devait être limitée à la contrainte verticale effective en place.

L'objectif de ces recommandations a été d'apporter des précisions sur les essais de gonflement, d'en discuter leur validité puis de proposer des méthodes de

dimensionnement associées à des dispositions constructives pour les différents types d'ouvrages concernés.

Ainsi, l'impact d'un sol gonflant est prépondérant pour les radiers profonds et les tunnels, pour lesquels les méthodes de calculs et les dispositions à mettre en œuvre sont relativement similaires, du fait du fort déchargement engendré dans le terrain. Pour les fondations profondes, la prise en compte du gonflement peut être appréhendée par les méthodes de calculs usuelles, en imposant un soulèvement autour des pieux. Enfin, en ce qui concerne les soutènements, le déchargement modéré à l'arrière de l'écran permet de limiter le phénomène de gonflement sans avoir à considérer une contrainte additionnelle parasite. Cependant, des sujétions sont à prévoir le cas échéant, suivant les temps d'ouverture des panneaux et leur curage.

9. Références bibliographiques

- AFNOR (1995). Norme XP P94-091, décembre 1995 – Essai de gonflement à l'œdomètre (détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes).
- AFNOR (2012). Norme NF P 94-262, Juillet 2012 – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes
- AFNOR (2009). Norme NF P 94-282, mars 2009 – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale française de l'Eurocode 7 – Écrans de soutènement.
- AFNOR (2017). NF EN ISO 17892-5 “Essais de chargement par palier à l'œdomètre”
- Anagnostou G. (1993). A model for swelling rock in tunnelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Volume 26, pp. 307-331.
- Audiguier M., Geremew Z., Laribi S., Cojean R. (2007). Caractérisation au laboratoire de la sensibilité au retrait gonflement des sols argileux, *Revue Française de Géotechnique*, N°120-121, pp. 67-82.
- Beaussier A. et al. (2020). Fondations de la nouvelle E.N.S Cachan – Prise en compte du gonflement par interaction sol-structure. 10èmes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, p.1-8.
- Bergère A., Ropers F. (2018). Les argiles plastiques de l'Yprésien et leur comportement capricieux. Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. Champs-sur-Marne 2018, 10 pages.
- Bultel F. (2001). Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse de doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 290 pages.
- Cahn M., Nguyen N.H., Payant O., Burlon S. (2022). Algorithme pour la simulation des mécanismes de gonflement des argiles en éléments finis, 11èmes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lyon.
- Calabresi G., Scarpelli G. (1985). Effects of swelling caused by unloading in overconsolidated clays. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Volume 1, pp. 411-414.
- Cambefort H. (1975). Comportement des pieux dans les argiles gonflantes. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Série Sols et fondations, n° 115, Supplément au n° 329, Juin 1975, pp. 22-31.

- Delage P. (2020). Mécanismes de gonflement dans les sols fins ; application aux sols gonflants de la région parisienne. *Revue Française de Géotechnique*. N° 165, 3, pp. 1-13.
- Gaudin B. (1972). Pressions de terrain sur une galerie creusée dans des marnes du Stampien. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* - 59-
- Huder J., Amberg G. (1970). Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. *Schweizerische Bauzeitung*, 83, pp. 975-980.,
- Kovari K. (1988). Design / construction methods – tunnelling in swelling rocks, K. Kovari et al., *Rock Mechanics*, 1988, Rotterdam.
- Kramer G.J.E., Moore I.D. (2005). Finite element modelling of tunnels in swelling rock. K.Y. Lo Symposium, The University of Western Ontario, July 7-8, 2005, 37 pages.
- Lecomte B., Guilianini-Leonardi S., Eymery R., Serratrice J.F. (2014). Management of unexpected swelling clay on Cairo Metro line 3 phase 2. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 – Tunnels for a better Life*. Foz do Iguaçu, Brazil, 9-15 May 2014, 10 pages.
- Magnan J.P., Shakhirev V., Ejjaouani H., El Gamali H. (1995). Étude expérimentale du comportement de pieux forés dans des sols gonflants, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°198, pp. 29-38.
- Mesri G., Ullrich C.R., Choi Y.K. (1978). The rate of swelling of overconsolidated clays subjected to unloading. *Géotechnique*, vol. 28, n°3, pp. 281-307.
- Meyer G., Guichard A. (2020). Contrôle du soulèvement d'un fond de fouille par une auscultation renforcée. *Actes, Journées Nationales de Géotechnique et Géologique de l'ingénieur*.
- Mitchell, J.K. and Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley.
- Palisse J., Ouedraogo M., Kreziak C., Cahn M. (2023). Dimensionnement d'un radier profond sur sol gonflant – cas pratique sur une gare du Grand Paris Express, *Congrès AFTES 2023*.
- Robert A., Saitta A., Colomb A., Cristia L., Dardard B., About N., Le Bissonnais H. (1997). Modélisation numérique des effets du gonflement dans les ouvrages souterrains. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, n°143, pp. 301-306.
- Serratrice J.F., Soyez B. (1996). Les essais de gonflement. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*. n°204, pp. 65-85.
- Serratrice J.F. (2017). Le polystyrène expansé utilisé comme un matériau à seuil d'écrasement. Résultats d'essais de laboratoire. *Rapport Cerema Méditerranée, Action A151069, jfs i17-52, 21/03/2017, 42 pages*.
- Windal T., Shahrour I., Magnan J.P., Serratrice J.F. (2002). Étude du gonflement des sols pour des projets de tunnels. *Revue Française de Géotechnique*, n°100, pp. 91-99.
- Wittke W., Pierau B. (1979). Fundamentals for the design and construction of tunnels in swelling rock. *Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics, Montreux, Volume 2*, pp. 719-729.
- Xemard P., Sagnière A., Novales T. (2019). Extension de la L14 au sud de Paris – gonflement sous radier et parois moulées sous gabarit réduit, *revue Travaux N°956*, Décembre.
- Zhang Y., Commend S., Taherzadeh R., Sinagra P., Lacoste J. (2021). Étude expérimentale et simulations numériques des argiles plastiques – cas de ligne 14 gare Maison Blanche, *Congrès AFTES 2021*.