

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

Publication Août 2024

Responsable de publication :

CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique)

Tél. : +33 (0)1 41 96 90 80

Fax : +33 (0)1 41 96 91 05

Courriel : cfms.secretariat@geotechnique.org

Site internet : www.cfms-sols.org

Correspondance :

INSAVALOR/CFMS

66 boulevard Niels Bohr - CS52132

69603 VILLEURBANNE Cedex

Siège social :

Ecole des Ponts ParisTech

6 - 8 avenue Blaise Pascal

Cité Descartes

Champs sur Marne

77455 Marne-La-Vallée Cedex 2

Copyright :

© CFMS, Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique. En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Editeur ou du Centre français d'exploitation du droit de copie, 20 rue des Grands Augustins, 75006 Paris.

Le Comité français de mécanique des sols et de géotechnique, ses membres, ses administrateurs ou ses représentants déclinent toute responsabilité découlant d'omissions ou d'erreurs dans les documents qu'il émet et ne peuvent être tenus responsables de quelconque dommage lié à l'utilisation des informations contenues dans ces documents, en ce compris les informations fournies par des tiers, ou à l'impossibilité d'accès au site web ou à son contenu et ses documents, sauf en cas de faute grave ou délibérée de leur part.

La responsabilité du CFMS ne saurait davantage être engagée vis-à-vis des tiers, notamment dans le cas où les œuvres agréées par le Conseil après avis de la Commission Scientifique et Technique, donneraient lieu à des poursuites judiciaires sur le fondement de la loi du 11 Mars 1957 et de tous les autres textes protégeant les œuvres de l'esprit.

Conception graphique / mise en page :

Valérie SCOTTO DI CESARE - Studio Graphique VSDCom

SOMMAIRE

5	■	NOTATIONS
7	■	GROUPE DE TRAVAIL
8	■	AVANT-PROPOS
9	■	1. DOMAINE ET LIMITES D'APPLICATION
11	■	2. GÉNÉRALITÉS
12		2.1. TERRAINS CONCERNES
14		2.2. ORIGINE DU GONFLEMENT DES ARGILES
15		2.3. IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS
18		2.4. CONTEXTE NORMATIF
19	■	3. CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS MECANIQUES DES TERRAINS GONFLANTS
20		3.1. INTRODUCTION
21		3.2. PRELEVEMENTS ET FOURNITURE DES ECHANTILLONS AU LABORATOIRE
22		3.3. CARACTERISATION DU GONFLEMENT A L'ŒDOMETRE ET DETERMINATION DES PARAMETRES DE GONFLEMENT
		3.3.1. Généralités
		3.3.2. Essais de gonflement par paliers successifs
		3.3.3. Essais de gonflement en parallèle
		3.3.4. Qualification du remaniement
28		3.4. INTERPRETATION DES RESULTATS
30		3.5. RESUME DE L'EXPLOITATION DES DIFFERENTES PROCEDURES D'ESSAIS
32		3.6. ORDRE DE GRANDEUR DES CARACTERISTIQUES DE GONFLEMENT DE DIVERS SOLS GONFLANTS
32		3.7. NOMBRE D'ESSAIS A REALISER
35	■	4. ECRANS DE SOUTÈNEMENTS
36		4.1. RETOURS D'EXPERIENCE
36		4.2. SPECIFICITES DES SOUTÈNEMENTS
		4.2.1. Généralités
		4.2.2. Cas particuliers des parois moulées
37		4.3. DIMENSIONNEMENTS DES SOUTÈNEMENTS
39	■	5. RADIERS
40		5.1. INTRODUCTION
41		5.2. RETOURS D'EXPERIENCES ET PRINCIPES ASSOCIES
		5.2.1. Déformations instantanées
		5.2.2. Déformations différées
		5.2.3. Pathologies observées
42		5.3. PRINCIPES DU CALCUL DE LA DECOMPRESSION DES SOLS ARGILEUX
43		5.4. ESSAIS EN LABORATOIRE VISANT A CARACTERISER MECANIQUEMENT LE GONFLEMENT
44		5.5. CINETIQUE DES DEFORMATIONS EN FOND DE FOUILLE
45		5.6. DEFINITION DE LA GEOMETRIE DE LA ZONE GONFLANTE
48		5.7. CHOIX DE CONCEPTION
		5.7.1. Dimensionnement d'un radier sur sol
		5.7.2. Radier « flottant » ou clavage tardif
		5.7.3. Ancrage du radier

	5.7.4. Mise en place d'un vide sanitaire
	5.7.5. Mise en place d'un matériau compressible
	5.7.6. Radier drainant
56	5.8. TABLEAU RECAPITULATIF
57	5.9. METHODES DE CALCUL
	5.9.1. Formulation de base : modélisation du comportement des sols gonflants
	5.9.2. Méthode n°1A – Détermination du soulèvement libre – méthode analytique
	5.9.3. Méthode n°1B – Détermination du soulèvement libre – méthode numérique
	5.9.4. Méthode n°2 – Présence d'un matériau fusible – méthode analytique
	5.9.5. Méthode n°3 et 4 – Interaction sol-structure – radier en appui sur le sol
	5.9.6. Avantages et inconvénients de chaque méthode
	5.10. RECOMMANDATIONS LORS DES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS ET DE GENIE CIVIL
77	6. TUNNELS
78	6.1. RETOURS D'EXPÉRIENCES ET PATHOLOGIES OBSERVEES
79	6.2. METHODES DE CALCUL
	6.2.1. Méthode basée sur la méthode convergence-confinement
	6.2.2. Calculs aux éléments finis
83	6.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES
	6.3.1. Système compressible modulaire
85	7. FONDATIONS PROFONDES
86	7.1. COMPORTEMENT DES FONDATIONS PROFONDES SOUS LE FOND DE FOUILLE D'UN OUVRAGE ENTERRE
86	7.2. RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION
86	7.3. DETERMINATION DES SOLlicitATIONS DANS LES FONDATIONS PROFONDES
	7.3.1. Influence de la conception du niveau inférieur de l'infrastructure
	7.3.2. Méthodes basées sur le gonflement des sols « en champ libre »
	7.3.3. Méthode d'interaction sol-structure (ISS) par un calcul axisymétrique de maille élémentaire
	7.3.4. Mise en œuvre d'une ISS par un modèle numérique complet
96	7.4. JUSTIFICATIONS STRUCTURELLES ET GEOTECHNIQUES DU PIEU
	7.4.1. Prise en compte des incertitudes sur la cinétique
	7.4.2. Etats limites à justifier avant développement du gonflement
	7.4.3. Etats limites à justifier après développement total du gonflement
99	ANNEXE 1. CLASSEMENT RELATIF DES FORMATIONS ARGILEUSES VIS-À-VIS DE L'ALÉA RETRAIT-GONFLEMENT POUR L'ILE DE FRANCE, LE NORD ET LES BOUCHES-DU-RHONE
108	ANNEXE 2. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE CONCERNANT LES RADIERS
117	ANNEXE 3. PRÉCISIONS SUR LE PRÉLÈVEMENT ET LE CONDITIONNEMENT DES ÉCHANTILLONS
131	ANNEXE 4. PRÉCISIONS SUR LES MÉTHODES DE CALCULS DES RADIERS
142	RÉFÉRENCES

NOTATIONS

Symboles (lettres latines)

Notations	Définitions
A_c	Activité des argiles
c'	Cohésion drainée
c_u	Cohésion non drainée
$C_{2\mu m}$	Fraction argileuse du sol (pourcentage inférieur à 2 μm)
C_g	Coefficient de gonflement (lié au déchargement mécanique et à la mise en présence d'eau)
C_g^*	Coefficient de gonflement divisé par $(1 + e_0)$
C_c	Indice de compressibilité
C_c^*	Indice de compressibilité divisé par $(1 + e_0)$
C_s	Indice de gonflement
C_s^*	Indice de décompression-recompression divisé par $(1 + e_0)$
C_{su}	Pente de déchargement-rechargement à teneur en eau constante
C_{su}^*	Pente de déchargement-rechargement à teneur en eau constante divisé par $(1 + e_0)$
c_{vg}	Coefficient de déconsolidation verticale
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides sous contrainte verticale en place
h_0	Hauteur initiale de l'éprouvette
I_p	Indice de plasticité
K_g	Facteur de gonflement (uniquement lié à la mise en présence d'eau)
K_g^*	Facteur de gonflement divisé par $(1 + e_0)$
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
N_g	Note donnant la susceptibilité au retrait-gonflement d'un terrain en fonction de sa formation géologique
N_l	Note donnant la susceptibilité au retrait gonflement d'un terrain en fonction de sa nature lithologique
N_m	Note donnant la susceptibilité au retrait gonflement d'un terrain en fonction de sa nature minéralogique
N_{rg}	Moyenne des notes caractéristiques des 3 critères : lithologique, minéralogique et géotechnique
R_g	Rapport de gonflement (selon norme XP P94-091)
R_{OC}	Rapport de surconsolidation (noté également OCR en anglais)
s	Succion
u_a	Pression d'air
u_w	Pression interstitielle
V_{BS}	Valeur au bleu de méthylène
w	Teneur en eau
w_L	Limite de liquidité

Symboles (lettres latines)

Notations	Définitions
Δh	Variation de la hauteur de l'éprouvette
ε_a	Déformation axiale
φ'	Angle de frottement interne drainé
φ_u	Angle de frottement interne non drainé
σ_v	Contrainte verticale totale
σ'_a	Contrainte axiale effective
σ'_{amax}	Contrainte effective maximale appliquée lors d'un essai œdométrique
σ'_g, σ'_{ag} ou σ'_{vg}	Contrainte effective de gonflement
σ'_p	Contrainte effective de préconsolidation
σ'_v	Contrainte verticale effective
σ'_{v0}	Contrainte verticale effective en place (avant travaux)

GROUPE DE TRAVAIL

Animateurs		
LE BISSONNAIS	Hervé	Terrasol
SERRATRICE	Jean-François	Cerema
Membres du groupe de travail		
BEAUSSIER	Alexandre	Terrasol
BERNARDET	Alain	Arcadis
CAHN	Martin	Geos puis Terrasol
CARPINTEIRO	Luis	Ginger CEBTP
CUISINIER	Olivier	ENSG, Université de Lorraine
DELAGE	Pierre	Ecole des Ponts ParisTech, Navier - CERMES
DRONIUC	Niculai	Fugro puis Socotec puis Colas
GERARDIN	Cécile	RATP
GOURIN	Gaël	Socotec
HALFON	Isabelle	Systra puis BRGM
LE BISSONNAIS	Hervé	Terrasol
MAGNAN	Jean-Pierre	Université Gustave Eiffel
MAHMUTOVIC	Dino	Egis Géotechnique
MAZARE	Bruno	Egis Géotechnique
MEYER	Grégory	Systra puis Egis Géotechnique
SERRATRICE	Jean-François	Cerema
TANG	Anh-Minh	Ecole des Ponts ParisTech, Navier - CERMES
VIDIL	Paul	Soletanche Bachy
Relecteurs externes		
BOUTONNIER	Luc	Egis Géotechnique
BURLON	Sébastien	Terrasol
PERSET	Vincent	Ginger CEBTP
Relecteurs Commission Scientifique et Technique du CFMS		
AGUADO	Pascal	Geotec
BRETELLE	Sylvie	Antea
PAVEL	Laetitia	Arcadis

AVANT-PROPOS

Les études liées au projet du Grand Paris Express ont mis en évidence des divergences d'interprétation parmi les acteurs de la construction quant à la prise en compte du gonflement des sols vis-à-vis du dimensionnement des ouvrages.

Au sein de la Commission Scientifique et Technique du Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique (CFMS), il est apparu important de créer un groupe de travail dont l'objectif a été de procéder à un examen détaillé du phénomène, afin de rapprocher les points de vue et de rationaliser les approches de dimensionnement des ouvrages soumis à l'action de terrains gonflants.

Les membres du groupe de travail tiennent à remercier particulièrement les maîtres d'ouvrages de la Société du Grand Paris, de la RATP et la société Soletanche Bachy qui ont permis d'agrémenter largement ces recommandations de photographies de chantiers ou autres explications de travaux en cours.

1. DOMAINE ET LIMITES D'APPLICATION

1. DOMAINE ET LIMITES D'APPLICATION

Ces recommandations visent à unifier l'état de l'art et partager les méthodes d'analyse et de calcul, en l'absence de document normatif et de réglementation spécifique concernant la conception et la réalisation des ouvrages en interaction avec des terrains potentiellement gonflants.

Le champ d'action du groupe de travail s'est focalisé les ouvrages enterrés de taille significative. Il exclut la problématique de retrait/gonflement de surface sous les constructions superficielles. Le texte trouve donc son application dans l'étude des fondations profondes, des écrans de soutènements, des tunnels et des radiers d'ouvrages enterrés à une profondeur suffisante pour que les terrains soient saturés et échappent aux phénomènes d'assèchement et de réhumidification liés aux variations climatiques.

Le domaine de validité de ces recommandations ne concerne donc que les terrains totalement saturés.

Sont également écartés des présentes recommandations :

- les ouvrages construits à très grande profondeur dans des couches argileuses pour le stockage profond de déchets radioactifs (Callovo-Oxfordien à 490 m ou argile de Boom en Belgique à 225 m). Le présent guide se limite aux projets d'infrastructures jusqu'à une centaine de mètres de profondeur.
- les terrains de type gypses, anhydrites, schistes cartons, ou encore les remblais et scories contenant de la chaux, pour lesquels les spécificités minéralogiques et donc comportementales sont suffisamment variées pour être traitées au cas par cas.

Enfin, ces recommandations ont été établies principalement sur la base de l'expérience acquise en France. Leur utilisation dans d'autres pays est possible sous réserve de s'assurer de leur compatibilité avec les contextes géotechniques et normatifs locaux.

2. GÉNÉRALITÉS

2.1. TERRAINS CONCERNÉS

2.2. ORIGINE DU GONFLEMENT DES ARGILES

2.3. IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS

2.4. CONTEXTE NORMATIF

2. GÉNÉRALITÉS

Dans la suite de ces recommandations, il sera souvent utilisé de manière simplificatrice le terme « terrain argileux » pour qualifier l'ensemble des terrains potentiellement gonflants. Ce terme générique regroupe les massifs d'argile, mais aussi les marnes (mélanges de calcaire et d'argile), et d'autres terrains comportant des minéraux argileux. Quand ils sont saturés en profondeur, ces terrains augmentent progressivement de volume lorsqu'ils sont déchargés en présence d'eau. Les mêmes terrains peuvent être soumis aux phénomènes de retrait et gonflement quand ils sont proches de la surface et asséchés ou réhumidifiés. C'est la raison pour laquelle ils sont souvent appelés « sols gonflants ». Le gonflement des terrains argileux est associé à l'interaction physico-chimique entre les particules argileuses et l'eau.

Le gonflement et les soulèvements de terrain qui peuvent en résulter sont à l'origine de nombreux problèmes pour des ouvrages (tunnels, excavation, déblais) creusés dans des terrains argileux saturés, pendant leur construction ou leur exploitation, à plus ou moins long terme. Ces déformations de gonflement s'établissent en présence d'eau dans un contexte de déchargement mécanique produit par une excavation. Ces problèmes ont suscité de nombreuses études, tant sur le plan de l'observation et des mesures sur ouvrage, que sur le plan du développement de méthodes d'identification des paramètres de gonflement et de dimensionnement des ouvrages.

Le gonflement d'un sol argileux saturé dans son état naturel résulte de la diminution des contraintes en place après une excavation. Il peut être distingué en :

- une partie instantanée (gonflement mécanique à court terme, sans évolution de la teneur en eau). Un tel soulèvement du sol est potentiellement associé à l'apparition de fissures du terrain, qui se produisent si le déchargement est plus important que la résistance à la traction du sol.
- une partie différée, liée à l'arrivée progressive d'eau dans le sol. Le déchargement fait baisser les contraintes totales et la pression de l'eau dans

les pores à une valeur qui peut être négative. Cette succion attire l'eau du sol avoisinant et des éventuelles arrivées d'eau en fond de fouille induisant une diminution des contraintes effectives et une augmentation de volume du sol (son gonflement). Au niveau des particules, le gonflement est lié à l'accumulation de molécules d'eau autour et à l'intérieur des particules argileuses, rendue possible par la modification des conditions d'équilibre autour des particules. Certains appellent ce gonflement différé « gonflement hydrique ».

Si cette distinction peut être justifiée sur le plan théorique, elle est moins évidente dans les essais de laboratoire comme sur chantiers. En laboratoire, l'échantillon soumis à l'essai a été déchargé lors de son prélèvement et il est déjà remanié avant le début de l'essai. Sur chantier, le déchargement instantané se produit généralement au fur et à mesure des terrassements.

Pendant la phase de gonflement différé, les contraintes et déformations s'adaptent au gonflement autorisé par le sol et par la structure. Les valeurs de contraintes et de déformations, obtenues lors des essais de gonflement (cf. §3) ou suite à des modélisations (cf. §4 à 7) constituent des ordres de grandeurs, et la recherche d'une trop grande précision ne serait pas pertinente.

2.1. TERRAINS CONCERNÉS

Les terrains argileux peuvent différer par la nature des minéraux qui les constituent (particules argileuses ou autres), mais aussi par leur histoire géologique sédimentaire et tectonique qui définit les étapes qui les ont amenés dans leurs états actuels. A ce sujet, les connaissances géologiques régionales apportent des informations utiles quant à l'histoire des terrains, leurs états et ses variations, l'épaisseur des couches, le contexte hydrogéologique, etc.

La sensibilité au gonflement des terrains argileux saturés, qui sont l'objet des présentes recommandations, ne peut être évaluée qu'en tenant compte d'un certain nombre de facteurs incluant : la nature

des particules les composant, la densité de leur assemblage, leur état actuel de contrainte ainsi que leur degré de surconsolidation, qui représente sous forme simplifiée les charges subies dans le passé. Pour évaluer l'aptitude au gonflement des sols argileux, des essais mécaniques sont nécessaires. Dans les terrains argileux indurés, les effets de structure développés au cours des temps géologiques peuvent expliquer que les propriétés de gonflement ne dépendent pas que de la profondeur actuelle. Toutefois, il n'est pas proposé aujourd'hui d'autres approches que d'attribuer à ces terrains argileux indurés une surconsolidation équivalente plus ou moins dépendante de leur histoire mécanique.

De nombreuses recherches réalisées sur la sensibilité des terrains argileux aux phénomènes de gonflement ont concerné la question du retrait-gonflement de surface résultant de variations de teneur en eau d'origine extérieure liées aux variations climatiques (assèchement et réhumidification). Les travaux du BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières) pour classer et cartographier les terrains argileux sensibles au retrait gonflement (Retrait-gonflement des argiles - Géorisques - Ministère de la transition écologique - georisques.gouv.fr - cf. annexe 2) rassemblent les informations accumulées par les géologues et ingénieurs géotechniciens pour qualifier les terrains rencontrés dans une région donnée, en particulier au stade des études préliminaires d'un site. Toutefois, ces classifications de terrains ne sont pas suffisantes pour servir de base à l'étude d'un projet d'infrastructure et une étude géotechnique dédiée est nécessaire. Enfin, les présentes recommandations ne concernent que les terrains saturés, avec un degré de saturation proche de 100%, ce qui n'est pas le cas des sols de surface soumis aux phénomènes de retrait gonflement.

La liste des formations argileuses les plus susceptibles de poser des problèmes liés au gonflement dans les ouvrages profonds varie selon les régions. Dans la région parisienne, les terrains argileux potentiellement gonflants que l'on peut rencontrer jusqu'à une centaine de mètres de profondeur, sont les suivants (par âge géologique) :

- Oligocène / Stampien : marnes à huîtres,
- Oligocène / Stampien / Sannoisien : glaises à cyrènes et argile verte de Romainville,
- Eocène / Priabonien / Ludien supérieur : marnes bleues d'Argenteuil,
- Eocène / Yprésien / Sparnacien : argile plastique de l'Yprésien.

Dans le Nord de la France, on trouve les terrains susceptibles de gonfler suivants :

- Eocène / Yprésien : argile des Flandres,
- Paléocène / Thanétien : argile de Louvil,
- Crétacé / Albien : argile du Gault.

Dans la région de Marseille, les terrains susceptibles de gonfler sont les suivants :

- Quaternaire : argiles,
- Oligocène/Stampien : argiles et marnes,
- Crétacé supérieur / Maestrichtien inférieur : argiles et marnes,
- Crétacé inférieur / Gargasien : calcaires et marnes noires,
- Crétacé inférieur / Bédoulien : calcaires argileux et marneux.

Cette liste n'est pas exhaustive et il faut aussi se référer à la connaissance régionale de la géologie et des caractéristiques géotechniques des formations profondes potentiellement gonflantes, qui peuvent être analysés et maîtrisés en suivant les indications des présentes recommandations.

Les horizons argileux peu perméables constituent les supports des nappes qui conditionnent l'écoulement de l'eau et par conséquent les diagrammes de pression interstitielle dans le sol. L'analyse du gonflement des terrains argileux nécessite de connaître ces nappes, en plus de l'état de contraintes initiales et des propriétés mécaniques des terrains argileux eux-mêmes.

2.2. ORIGINE DU GONFLEMENT DES ARGILES

La nature des minéraux d'un sol argileux a une influence importante sur la dimension et les propriétés physico-chimiques des particules et donc sur le comportement du sol. Les mécanismes de gonflement sont plus importants en présence de minéraux de type smectite, dont le feuillet élémentaire (Figure 1c) est constitué d'un niveau octaédrique (Figure 1a) entouré de deux niveaux tétraédriques (Figure 1b), avec un espacement entre feuillets de 9,6 Å à l'état sec (Mitchell and Soga 2005). Ces minéraux, du fait de leur déficit électrique, attirent des cations échangeables (Ca^{++} , Na^+ , etc.) ainsi que les molécules d'eau qui les hydratent, ce qui entraîne le gonflement.

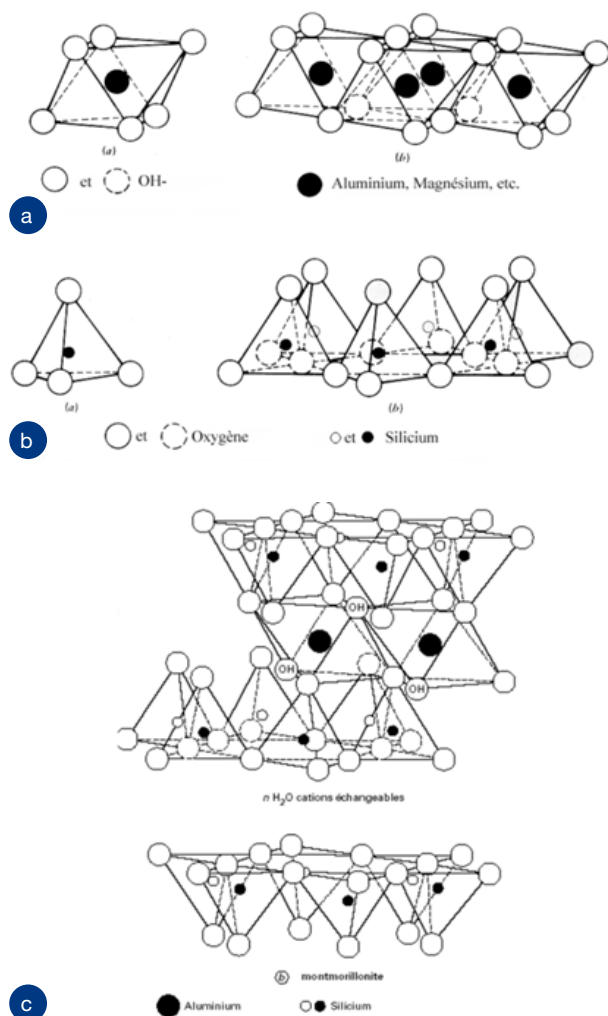


Figure 1. Constitution d'un feuillet élémentaire de smectite (Mitchell & Soga 2005)

Dans les sols naturels, les feuillets sont regroupés dans des plaquettes qui en contiennent plusieurs dizaines. Il en résulte une microstructure telle que celle de l'argile verte de Romainville (Figure 2a, Yigzaw 2009), où l'on observe une matrice argileuse dense avec une orientation sub-horizontale préférentielle des plaquettes, et des pores allongés entre les plaquettes. Après gonflement (Figure 2b), ces pores sont agrandis et finissent par créer des amas argileux distincts. Cela induit une microfissuration qui augmente la déformabilité du sol et diminue sa résistance.

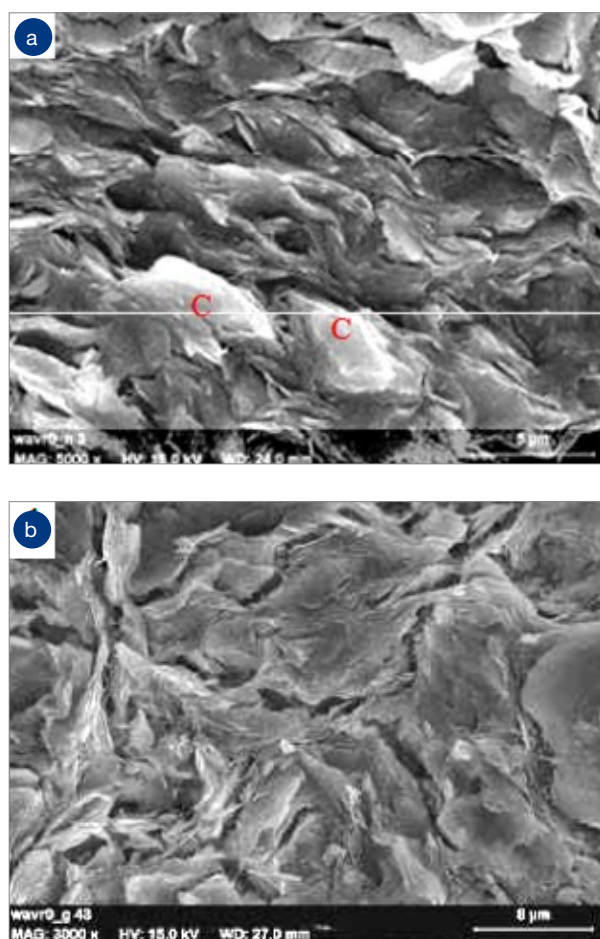


Figure 2. Microstructure de l'argile de Romainville : a) état naturel (w = 29,8%) ; après gonflement de 10,4% (w = 37,5%) (Yigzaw 2009)

Les autres minéraux argileux moins plastiques (kaolinite, illite, etc.) sont constituées de particules stables dans lesquelles l'eau ne peut s'insérer.

Le fort niveau d'interaction eau-argile qui caractérise les smectites est décelable par les essais classiques d'identification, avec de fortes valeurs des paramètres dépendant de leur surface spécifique, comme la limite de liquidité w_L , l'indice de plasticité I_p et la valeur au bleu de méthylène V_{BS} .

2.3. IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS

Les échantillons donnent accès à l'observation directe du terrain dans son état naturel en vue de sa description (couleur, consistance, homogénéité, litage, fracturation, altération, etc.) afin d'établir son appartenance à une formation géologique. Il convient ensuite de réaliser des essais d'identification (teneur en eau, densité, indice des vides, degré de saturation, granulométrie et sédimentométrie), sachant qu'une mesure précise de la masse volumique des particules solides est nécessaire pour le calcul de l'indice des vides et du degré de saturation. Il est à noter qu'un degré de saturation inférieur, par exemple à 97%, n'implique pas forcément une saturation incomplète in situ, mais peut résulter d'une incertitude des mesures du volume de l'échantillon et de la masse volumique des particules solides ; de même pour des degrés de saturation par exemple de 103% rencontrés dans certains rapports de sol. Enfin, quand elles sont répétées sur diverses éprouvettes (teneurs en eau ou limites d'Atterberg, par exemple), ces mesures permettent d'obtenir une image de la variabilité spatiale du terrain, qui peut s'avérer utile pour compléter l'interprétation des essais mécaniques.

Les mesures des propriétés physiques (analyse granulométrique avec sédimentométrie, limites d'Atterberg, valeur au bleu de méthylène V_{BS}) permettent de caractériser la fraction argileuse du sol ($C_{2\mu m}$: pourcentage inférieur à 2 μm) et son activité selon Skempton ($A_c = I_p / C_{2\mu m}$). Si nécessaire, l'identification du sol peut être complétée par des analyses minéralogiques (nature et teneur

en argiles et autres composants, notamment par diffractométrie des rayons X), chimiques et physico-chimiques (teneur en carbonates, etc.). La présence de montmorillonite ou d'interstratifiés illite smectite est un indicateur de gonflement potentiel (cf. tableau 1 section K.2.3), mais n'est pas nécessairement suffisant, car des sols argileux ne comprenant pas ces minéraux peuvent également gonfler (par exemple, la kaolinite de Provins ou de Limay, Boucly-Norotte 1991).

Certaines classifications des sols permettent d'estimer, en première approche, sa susceptibilité au gonflement. Par exemple, en intégrant les limites d'Atterberg dans un diagramme de Casagrande, repris par la norme NF EN ISO 14688-2, il peut être mis en évidence le caractère potentiellement gonflant d'un terrain (cf. Figure 3). Les essais réalisés sur la région parisienne dans trois types de sols connus pour être gonflants (argile verte de Romainville, marnes d'Argenteuil et argile plastique de l'Yprésien) amènent plusieurs constats. Tout d'abord, tous les essais sont compris dans un fuseau restreint par la droite de Casagrande (ligne A d'équation $I_p = 0,73 (w_L - 20)$) et une ligne U d'équation $I_p = 0,9 (w_L - 8)$ déterminée empiriquement pour représenter une limite supérieure approximative pour les sols naturels. Il apparaît également qu'un sol peut être considéré comme susceptible de gonfler si sa limite de liquidité w_L est supérieure à 50% ou son I_p supérieur à 25%.

Diagramme de plasticité de sols Parisiens (selon la classification de la norme EN ISO14688-2)

● Argile verte de Romainville ● Marnes d'Argenteuil ○ Argile plastique de l'Yprésien

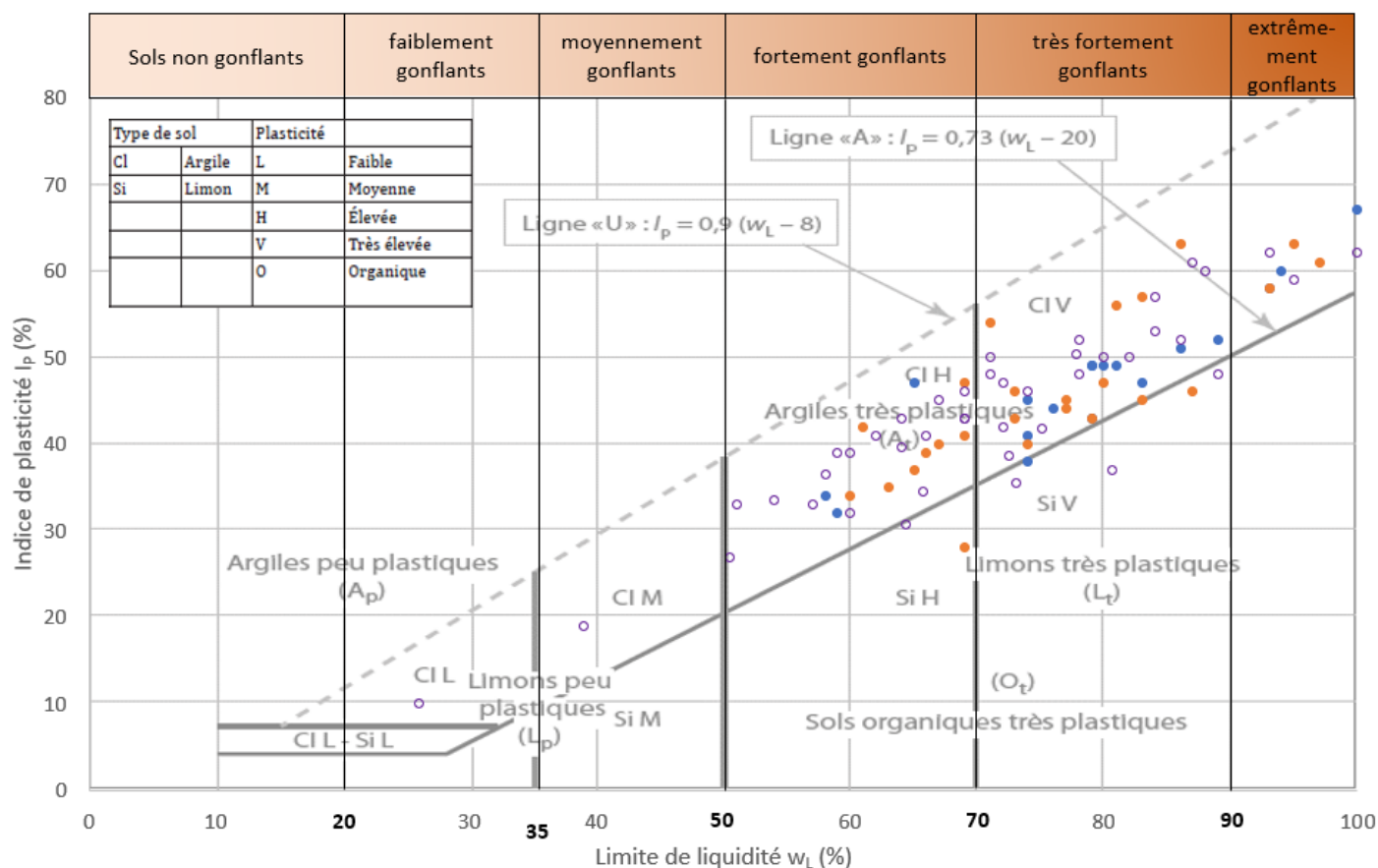


Figure 3 : Diagramme de plasticité de Casagrande pour certains sols parisiens – susceptibilité au gonflement

D'autres paramètres d'identification peuvent entrer en jeu pour caractériser un sol comme étant susceptible de gonfler.

A ce titre, la classification du BRGM rappelée en annexe de la norme NF P94-282 (AFNOR, 2009) comprend les paramètres ci-dessous :

Tableau 1. Critères d'évaluation de la susceptibilité au gonflement d'un sol selon le BRGM (norme NF P94-282)

Tableau K.2.1 - Barème pour évaluer la susceptibilité d'une formation géologique au gonflement	
$N_{rg}^{(a)}$	Susceptibilité au gonflement
≤ 2	Faible
$2 < N_{rg} \leq 3$	Moyenne
> 3	Forte

$$^{(a)} N_{rg} = (N_l + N_m + N_g) / 3$$

Tableau K.2.2 - Barème en fonction de la nature lithologique de la formation géologique		
Type de formation	Susceptibilité	$N_l^{(a)}$
Formation non argileuse mais contenant localement des passées ou des poches argileuses	Faible	1
Formation présentant un faciès argileux non prédominant (couche de type calcaire argileux ou sable argileux)	Moyenne	2
Formation à dominante argileuse (<3m), présentant un terme ou une passée non argileuse ou très mince	Forte	3
Formation essentiellement argileuse ou marneuse, d'épaisseur > 3m et continue	Très forte	4

^(a) La nature lithologique des sols et leurs épaisseurs sont les deux paramètres pris en compte pour définir la valeur de N_l .

Tableau K.2.3 - Barème en fonction de la minéralogie de la formation géologique		
% moyen de minéraux gonflants	Susceptibilité	$N_m^{(a)}$
< 25%	Faible	1
25 à 50%	Moyenne	2
50 à 80%	Forte	3
> 80%	Très forte	4

^(a) La valeur de N_m est basée sur le pourcentage moyen de minéraux gonflants (smectites et interstratifiées) présents dans la phase argileuse. La fraction phylliteuse des échantillons est déterminée par diffractométrie des rayons X.

Tableau K.2.4 - Barème en fonction de I_p et de V_{BS} de la formation géologique			
$I_p^{(a)}$	$V_{BS}^{(a)}$	Susceptibilité	$N_g^{(a)}$
< 12	< 2,5	Faible	1
12 à 25	2,5 à 6,0	Moyenne	2
25 à 40	6,0 à 8,0	Forte	3
≥ 40	> 8,0	Très forte	4

^(a) La valeur de N_g est basée sur la valeur d'indice de plasticité I_p , la valeur de bleu V_{BS} de la formation géologique.

Nota : il est important d'attirer l'attention sur le fait que les mesures (par exemple d'indice de plasticité) ne concernent qu'une frange de la couche, et qu'il y a donc lieu de multiplier les prises d'échantillons à des profondeurs différentes avant de statuer sur une susceptibilité de gonflement.

2.4. CONTEXTE NORMATIF

L'Eurocode 0 (NF EN 1990) précise que la valeur caractéristique d'une action doit être choisie pour correspondre à une probabilité donnée de non-dépassement du côté défavorable, au cours d'une « durée de référence » tenant compte de la durée d'utilisation de projet de la structure et de la durée de la situation de projet. Les effets du gonflement peuvent être considérés comme négligeables pour les ouvrages provisoires où les apports d'eau restent faibles ; la décision d'une éventuelle prise en compte du phénomène dépend de la cinétique de gonflement, du phasage des travaux et de la sensibilité/catégorie de l'ouvrage.

Les ouvrages géotechniques réalisés dans ou à proximité de terrains gonflants (c'est-à-dire subissant leur influence) doivent être considérés comme des projets de catégorie géotechnique 3 (au sens de l'Eurocode 7 partie 1).

L'action sur la structure liée au gonflement des sols est une action permanente (NF P94-262 §5.1.3.3 (4) note 1).

Aux Etats Limites Ultimes (ELU), il est recommandé d'utiliser l'approche 2 (au sens de l'Eurocode 7

partie 1 : multiplication par 1,35 des sollicitations résultantes) pour évaluer les effets du gonflement sur la structure. Il convient donc de prendre en considération une pondération égale à 1,35 sur les sollicitations résultantes (dans le cas le plus courant où l'action de gonflement est déstabilisante) et de ne pas prendre en compte son effet éventuel stabilisant, en raison de sa variabilité au cours du temps.

Les états limites suivants sont à considérer, lorsqu'ils sont pertinents, pour caractériser l'effet du gonflement sur la structure :

- ELU durable et transitoire,
- ELS caractéristique,
- ELS quasi-permanent,
- ELU accidentel (et sismique).

La pertinence de l'application de ces états limites est à considérer au cas par cas. En effet, si les sollicitations dues au gonflement sont déterminées par l'application d'un majorant de la pression de gonflement (par exemple bornée à la contrainte effective avant travaux σ'_{v0}), ou si l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans les calculs, alors l'ELS quasi-permanent pourrait ne pas être considéré.

3. CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS MECANIQUES DES TERRAINS GONFLANTS

3.1. INTRODUCTION

3.2. PRÉLÈVEMENT ET FOURNITURE DES ÉCHANTILLONS AU LABORATOIRE

3.3. CARACTÉRISATION DU GONFLEMENT À L'ŒDOMÈTRE ET DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE GONFLEMENT

3.4. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

3.5. RÉSUMÉ DE L'EXPLOITATION DES DIFFÉRENTES PROCÉDURES D'ESSAIS

3.6. ORDRES DE GRANDEURS DES CARACTÉRISTIQUES DE GONFLEMENT DE DIVERS SOLS GONFLANTS

3.7. NOMBRE D'ESSAIS À RÉALISER

3. CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES TERRAINS GONFLANTS

3.1. INTRODUCTION

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, mais également en phase de construction dans le cadre de démarches de contrôle. Cette caractérisation est le plus souvent faite à l'œdomètre. Du fait de la grande sensibilité des sols gonflants aux changements de teneur en eau et de contrainte, il est primordial de disposer d'échantillons de bonne qualité. Cet aspect est commenté dans un premier paragraphe, qui est suivi d'un paragraphe dédié aux aspects spécifiques de l'identification des sols gonflants. On présente ensuite en détail les deux méthodes préconisées pour obtenir des courbes contrainte-déformation permettant de mesurer les paramètres de gonflement utiles au dimensionnement des ouvrages : l'essai par paliers successifs et les essais en parallèle. Ces méthodes permettent également de qualifier la qualité des échantillons testés. On décrit enfin, à titre d'information, d'autres approches également utilisées dans la pratique : l'essai à variation de volume empêchée et l'essai de gonflement libre suivi de recompression et déchargement. On commente également l'ordre de grandeur des déformations de gonflement observées dans certains sols, et le nombre d'essais de gonflement à réaliser en fonction de la nature et de l'ampleur de l'ouvrage considéré.

La pression de gonflement est un paramètre fortement dépendant de la méthode suivie 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 (phénomène bien connu, illustré récemment dans le contexte parisien par Bergère et Ropers 2018).

L'hydrogéologie locale est donc à examiner avec soin pour accompagner l'analyse des sondages carottés d'où sont extraites les éprouvettes.

Par exemple, dans le cas d'une excavation, plusieurs cas peuvent se présenter conduisant à des profils de pressions interstitielles avant et après travaux notablement différents :

1. Figure 4 gauche : La couche à caractère gonflant est saturée avant travaux du fait de la présence d'une nappe sus-jacente et sous-jacente (« en charge » ou captive). La réalisation des écrans de soutènement coupe l'alimentation de la nappe sus-jacente, mais la charge de la nappe sous-jacente permet de conserver l'alimentation de la couche ;

2. Figure 4 droite : La couche à caractère gonflant est saturée avant travaux du fait de la présence d'une nappe sus-jacente, mais la réalisation des écrans de soutènement coupe l'alimentation de cette nappe. La nappe sous-jacente n'est pas directement en charge et l'alimentation s'opère par les joints de parois, par le drainage du radier ou encore par l'eau contenue dans l'ouvrage percolant jusqu'au radier par succion.

A l'état initial (avant terrassement), la pression d'eau est non nulle dans la couche 2, l'argile est saturée. Durant la vie du projet, l'évolution des pressions interstitielles dans la couche gonflante sous le fond de fouille dépend de l'alimentation en eau par la couche 3 (cf. Figure 4.), des dispositions constructives retenues et des méthodes de terrassement.

Dans tous les cas, la couche argileuse est alimentée en eau et le gonflement doit être pris en compte.

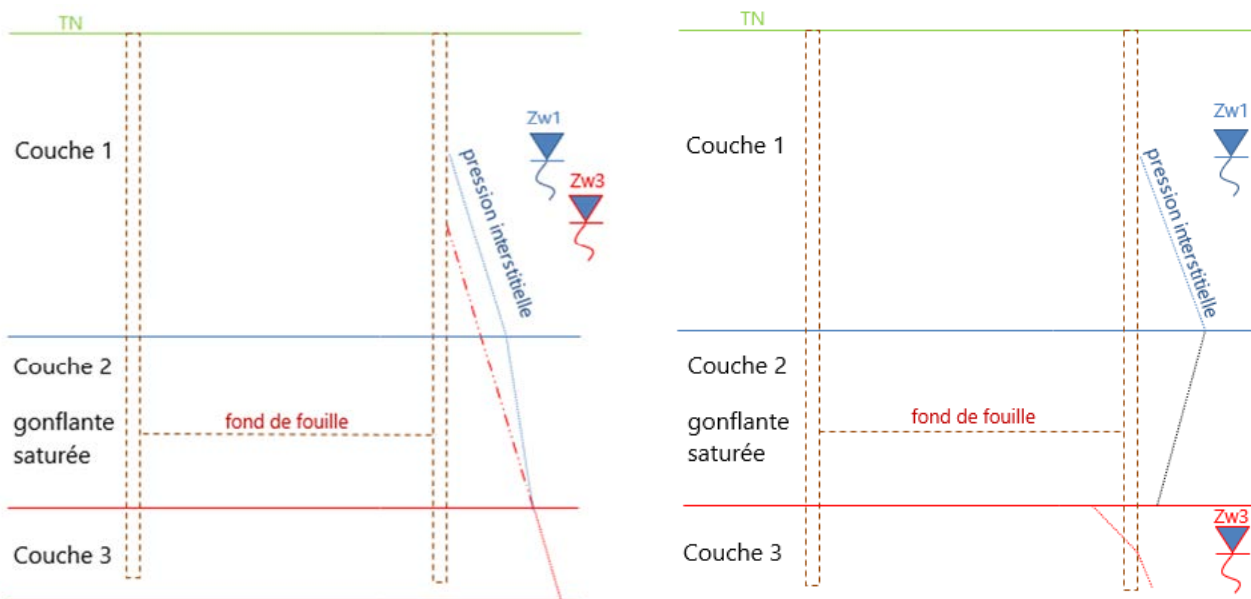


Figure 4 : Cas de fouilles baignées par différents types de nappe - état initial avant terrassement (exemple)

3.2. PRÉLÈVEMENTS ET FOURNITURE DES ÉCHANTILLONS AU LABORATOIRE

Du fait de leur grande sensibilité aux variations de teneur en eau, des précautions particulières sont à suivre pour 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 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.

En annexe 3 se trouve une comparaison de normes traitant des prélèvements, des fluides de forage, du conditionnement et du transport des échantillons, ainsi que des illustrations de bonnes pratiques.

Le prélèvement comprend le carottage par fonçage d'un tube dont la géométrie doit respecter des normes, avec section (par scission ou disjonction) de la base de la carotte pour la séparer du terrain sous-jacent, remontée du carottier et conditionnement de la carotte dans un tube le moins déformable possible, obturation de ses extrémités pour éviter les pertes d'eau et le séchage de la carotte.

La réalisation des opérations de prélèvement doit être conforme aux normes NF EN ISO 22475-1 « Méthodes de prélèvement (des sols) et de mesurages piézométriques » (AFNOR, 2007) et NF EN 1997-2 « Eurocode 7 : Calcul géotechnique. Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais » (AFNOR, 2007).

Il est préconisé, pour les sols gonflants, de mettre en œuvre une méthode de prélèvement de catégorie A pour obtenir des échantillons de classe de qualité 1 par carottage (échantillons d'un mètre de longueur) ou par bloc. L'utilisation de carottiers triples avec un diamètre de l'ordre de 100 mm munis d'un tube intérieur dépassant est recommandée, et une attention particulière doit être portée à la nature du fluide de foration. Les blocs doivent avoir un diamètre ou des côtés compris entre 200 et 300 mm, correspondant à un volume de 10 à 15 litres.

Dans des cas spécifiques, il est recommandé de reconditionner les échantillons, avec des tronçons de carotte courts, et de suivre les recommandations des normes sur les prélèvements par blocs ou des échantillons de gros diamètres (cf. annexe 3).

Il est recommandé d'insérer les carottes dans des conteneurs de rigidité suffisante pour assurer un confinement radial satisfaisant. Si ce n'est pas le cas, et en particulier pour les blocs, il convient

d'envelopper l'échantillon dans un film en plastique souple, puis dans une toile inextensible, avec un enrobage complet de cire ou de paraffine. Il faut veiller aussi à assurer un bon confinement axial (en assurant un bon contact entre les bouchons et les extrémités de la carotte) pour éviter l'extension de l'échantillon dans son conteneur, voire une fissuration en rondelles. Les échantillons doivent être ensuite calés à l'intérieur de caisses rigides avec un matériau de remplissage adapté (chips de polystyrène, papier à bulles, etc.) et transportés verticalement.

Pour surmonter les différentes difficultés posées par le conditionnement des échantillons de terrains gonflants avec les technologies courantes, il peut être envisagé de reconditionner les échantillons carottés au même titre que des blocs. Cette opération doit être exécutée sur le site du prélèvement dès l'extraction du carottier. Elle peut être mise en œuvre au laboratoire pour améliorer le conditionnement d'un échantillon carotté en vue d'une conservation prolongée.

Une fois ces précautions prises, il importe de réduire le plus possible les délais résultant des opérations de prélèvement et de conditionnement sur site, de transport au laboratoire, de conservation et de découpage d'éprouvettes pour la réalisation des essais. Le transport des carottes doit se faire en évitant les vibrations et les chocs, et leur stockage doit se faire dans des armoires à température et hygrométrie contrôlées. L'ouverture des conteneurs qui contiennent des carottes doit être faite en laboratoire et le plus tard possible pour éviter tout contact avec l'air. Il est recommandé de découper les éprouvettes dès que les tubes sont ouverts.

3.3. CARACTÉRISATION DU GONFLEMENT À L'ŒDOMÈTRE ET DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE GONFLEMENT

3.3.1. GÉNÉRALITÉS

Comme pour tous les essais géotechniques, la représentation 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, on se référera 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, ainsi qu'à un nouveau document de recommandations français en cours de préparation.

La Figure 5 montre la courbe de compressibilité d'une argile gonflante enregistrée au cours d'un essai œdométrique standard par paliers. L'indice des vides est représenté en fonction de la contrainte axiale effective (échelles semi-logarithmiques), 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.

Cet essai est réalisé selon la norme œdométrique NF EN ISO 17892-5 (AFNOR, 2017) remplaçant l'ancienne norme XP P 94-090-1 et le mode opératoire n° 13 des LPC (1985) avec un chargement poussé à haute pression en deux cycles (2,7 MPa). S'il est analogue, ce type d'essai ne remplace pas l'essai œdométrique à volume constant notamment préconisé par l'ISRM (1989), essai pour lequel il faut mobiliser un bâti spécial de très forte raideur.

La restitution des résultats doit être conforme aux normes employées. La référence du prélèvement doit être précisée (en particulier sa date). La chronologie et les caractéristiques de toutes les phases d'essai doivent être mentionnées en détail (contrainte axiale, condition d'imbibition, date et heure, etc.).

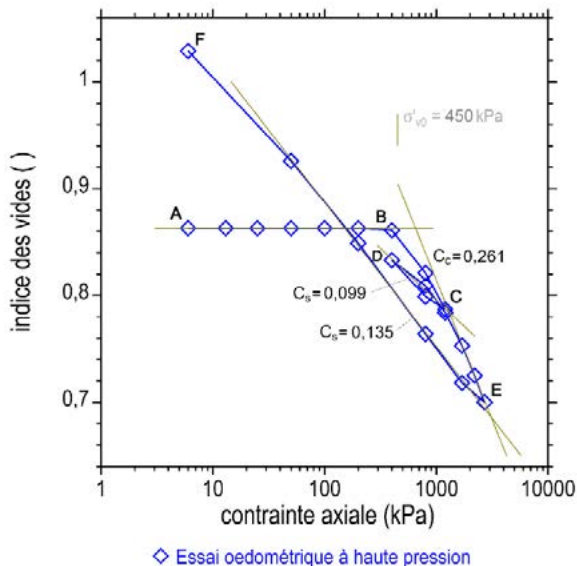


Figure 5 : Exemple d'essai œdométrique standard (Argile Plastique de l'Yprésien).

A : début de l'essai ; A-B : imbibition à volume constant ;
B-C-D : premier cycle de chargement-déchargement ;
D-E-F : second cycle ; F : fin de l'essai.

Il est recommandé de restituer les données des essais de gonflement en fournissant l'ensemble des courbes obtenues donnant :

- les variations de déformation axiale ε_a en fonction du logarithme du temps lors des phases de compression ou de gonflement, (où $\varepsilon_a = \Delta h/h_0$, où Δh est la variation de hauteur observée et h_0 la hauteur initiale de l'éprouvette) ;
- les valeurs de déformation axiale ε_a en fonction du logarithme de la contrainte axiale ($\lg(\varepsilon_a)$) aux états d'équilibre, en fin de phases de compression ou de gonflement.

De façon générale, la cinétique de gonflement, qu'elle soit obtenue sous une charge décroissante (comme pour l'essai de gonflement par paliers successifs, cf. § 3.3.2) ou par imbibition sous une charge constante (comme pour les essais de gonflement en parallèle, cf. § 3.3.3) est significativement plus longue que celle résultant de la dissipation des surpressions interstitielles gouvernant la consolidation des sols fins lors d'un chargement : les équilibres ne sont en général pas atteints au bout de 24h sur des éprouvettes œdométriques de forme classique, avec un drainage par le haut et le bas et une épaisseur de 20 mm. Pour fixer la durée maximale des paliers de gonflement, on propose, d'après l'expérience obtenue sur de nombreux sols gonflants, de diviser par deux le critère de l'ancienne norme XP P94-090-1 (AFNOR, 1995) et donc de terminer un palier de gonflement quand un taux de déformation axiale inférieur à $2,5 \times 10^{-4}$ en 8 heures est atteint, sans dépasser toutefois 72 heures. Cette proposition est plus contraignante que celle de l'ancienne norme XP P94-091 (AFNOR, 1995) qui indiquait un seuil de $4,2 \times 10^{-4}$ en 8 heures.

En revanche, les phases de compression – décompression à teneur en eau constante égale à celle en place, pratiquées dans les deux essais considérés ci-dessous, ne doivent pas provoquer d'échanges d'eau entre l'éprouvette et les pierres poreuses. L'utilisation des cellules œdométriques fermées (cf. Figure 6.) va dans ce sens. Dans le cas des cellules ouvertes, il est recommandé de limiter le séchage de l'éprouvette en isolant l'éprouvette de l'atmosphère ambiante. La réduction de la durée des paliers à 2 heures contribue à limiter ces échanges avec l'atmosphère.

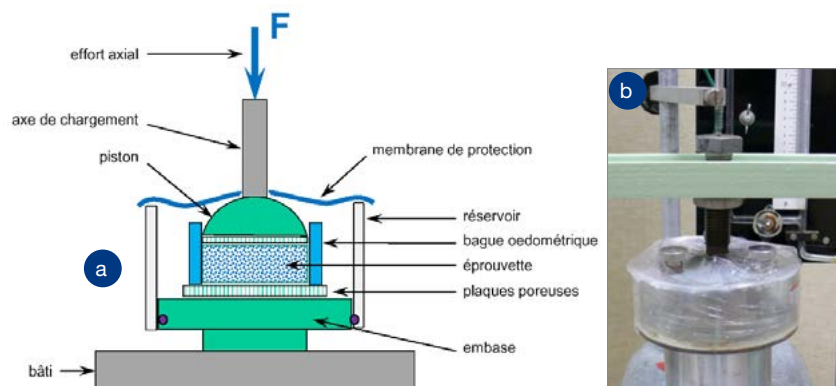


Figure 6. Cellule œdométrique munie d'une membrane de protection pour isoler l'éprouvette de l'atmosphère ambiante. a) Coupe schématique. b) Photo. (source Cerema).

On décrit ci-dessous les deux procédures d'essai recommandées, à savoir l'essai de gonflement par paliers successifs et les essais de gonflement en parallèle. Quelques dispositions supplémentaires, non formulées dans les normes actuelles, sont également proposées.

Les essais d'imbibition sous contrainte nulle (gonflement libre) suivie d'une recompression pour ramener la déformation à zéro ne sont pas recommandés.

3.3.2. ESSAIS DE GONFLEMENT PAR PALIERS SUCCESSIFS

La procédure par paliers successifs fait référence à la méthode n°4 des recommandations de la Société internationale de mécanique des roches (ISRM, 1989). Elle s'apparente au mode opératoire de Huder et Amberg (1970) (voir Serratrice et Soyez 1996), qui a été repris en annexe des recommandations GT1R1F1 de l'AFTES (2003).

La Figure 7 présente les données de deux essais de gonflement par paliers successifs réalisés sur une marne d'Argenteuil (Priabonien, Eocène supérieur) provenant du même sondage carotté sur deux échantillons prélevés vers 17 et 18 m de profondeur en région parisienne. Un des essais est de bonne qualité (cf. fig. 7a) et le second non satisfaisant (cf. fig. 7b).

On observe une différence significative liée à une quantité supérieure de carbonates dans l'éprouvette b (62%) par rapport à l'éprouvette a (34%), avec un indice de plasticité I_p réduit de 62 à 33.

Après découpage à la trousse dans un échantillon carotté, les éprouvettes ont été montées dans la cellule œdométrique sur des plaques poreuses sèches. Les courbes de la Figure 7 représentent la déformation axiale ε_a mesurée en fin de paliers en fonction du logarithme de la contrainte axiale totale $\lg(\sigma_a)$.

Comme dans la méthode de Huder et Amberg, 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_{amax} égale à la contrainte verti-

cale effective en place, estimée respectivement à $\sigma'_{v0} = 310$ et 300 kPa. Ce cycle est destiné à réduire les perturbations du prélèvement, on verra plus loin (cf. §3.3.3) qu'il permet d'en quantifier sa qualité.

Les cycles se déroulent avec en général un maximum de 5 paliers à partir de la contrainte minimale engendrée par le poids du piston (ici 5 kPa) jusqu'à σ_{amax} . On a, dans le cas de l'essai a) : $\sigma_a = 5, 20, 50, 120$ et $\sigma_{amax} = 310$ kPa, soit, approximativement, une série géométrique obtenue par doublement de la charge, comme dans les essais œdométriques classiques. Ce n'est pas le cas de l'essai b) avec 6 points de chargement non régulièrement répartis, ce qui n'est pas satisfaisant.

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 observe dans l'essai a) de bonne qualité que le sol gonfle faiblement ($< 0,005$) quand il est hydraté sous la contrainte maximale (chemin DE₁), alors qu'il gonfle plus dans le cas b).

On procède ensuite à des paliers de déchargement en condition drainée, au cours desquels le sol gonfle (points E_i représentés par des cercles bleus). Dans le cas des essais présentés, chaque palier de déchargement a duré 72 heures, avec une durée totale d'environ un mois.

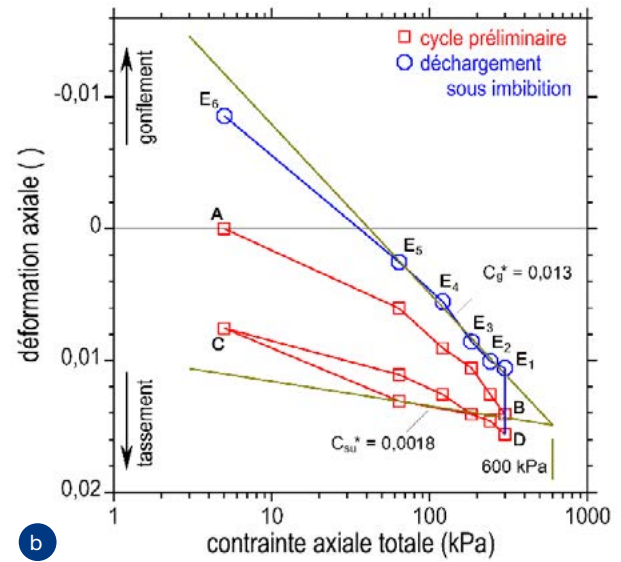
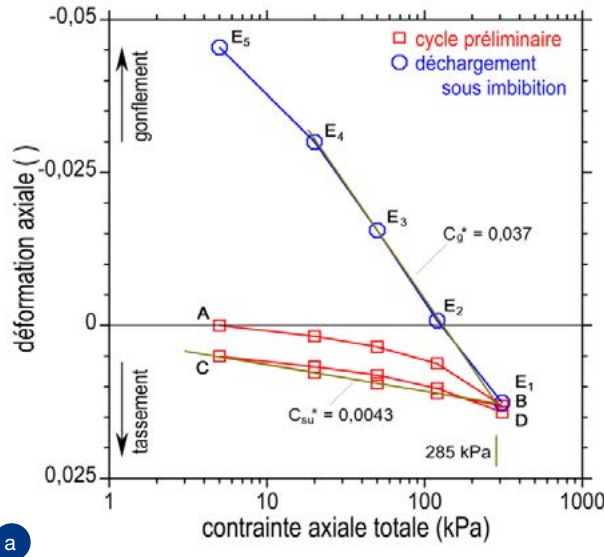


Figure 7 : Exemple d'essais œdométriques de gonflement par paliers successifs et identification des paramètres C_{su}^* , C_g^* et σ_g (Marne d'Argenteuil). Le trajet A-B-C-D représente le cycle préliminaire en chargement à teneur en eau initiale constante (pierres poreuses sèches), où B et D correspondent à la contrainte effective estimée en place ($\sigma'_{v0} = 310$ kPa et 300 kPa) ; l'imbibition par inondation des pierres poreuses et de l'éprouvette est réalisée en D jusqu'à saturation en E_1 et les points E_i sont obtenus en fins de paliers de déchargement.

a) Essai de bonne qualité (faible hystérésis du cycle de préchargement ABCD), avec $\sigma_g = 285$ kPa, obtenue sans extrapolation à partir de la courbe C_g^* .

b) Essai non satisfaisant (forte hystérésis du cycle de préchargement ABCD), avec $\sigma_g = 600$ kPa, obtenue avec extrapolation à partir de la courbe C_g^* . Cette valeur est supérieure à σ'_{v0} , ce qui n'est pas convenable.

L'interprétation de l'essai repose sur l'utilisation d'une relation empirique semi-logarithmique liant les contraintes aux déformations. Elle est similaire à celle utilisée pour les sols fins en ce qui concerne les branches de déchargement B-C (état naturel, teneur en eau constante) et $E_1-E_2-E_3-E_4-E_5-E_6$ (déchargement après imbibition), qui s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a1} + C_i^* \lg(\sigma_a / \sigma_{a1}) \quad (1)$$

où ε_{a1} est la déformation axiale sous la contrainte axiale σ_{a1} et C_i^* la pente (positive) des courbes dans le diagramme ($\varepsilon_a / \lg(\sigma_a)$). La notation (*) exprime que les courbes ne sont pas exprimées en indice des vides e , comme c'est l'usage pour les essais œdométriques, mais en déformation axiale ε_a .

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 ($E_1-E_2-E_3-E_4-E_5$) est notée C_g^* . On a, dans le cas de la Figure 3.4, $C_{su}^* = 0,0043$ et $C_g^* = 0,037$ pour l'essai a) et $C_{su}^* = 0,0018$ et $C_g^* = 0,013$ pour l'essai b).

L'intersection de droites de pentes C_{su}^* et C_g^* a pour abscisse une pression de gonflement σ_{ag} (définie selon cette méthode d'essai) égale à 285 kPa pour l'essai de bonne qualité, pour lequel il n'y a pas eu d'extrapolation car $\sigma_{ag} < \sigma_{amax}$. Ce n'est pas le cas pour l'essai de piètre qualité, où l'extrapolation donne une valeur de 600 kPa supérieure à la contrainte effective estimée in-situ, ce qui n'est pas à retenir dans le cadre des situations de déchargement (car supérieure à σ'_{v0}). Néanmoins, les pentes peuvent être prises en compte. Cette possibilité de surestimer la valeur de σ_{ag} constitue une faiblesse de la méthode de détermination de la valeur de pression de gonflement selon cette méthode d'essai.

Exprimée en indice des vides e , la relation déformation-contrainte s'écrit :

$$e = e_1 + C_i \lg(\sigma_a / \sigma_{a1}) \quad (2)$$

avec $e = e_0 - (1 + e_0) \varepsilon_a$, où e_0 est l'indice des vides initial du sol, et $C_g = (1 + e_0) C_g^*$. Les pentes C_{su} et C_g peuvent se déduire des valeurs de C_{su}^* , C_g^* et e_0 .

L'interprétation de l'essai est faite en calculant la différence en déformation axiale $\Delta\varepsilon_a$ qui sépare les deux courbes de déchargement, ce qui permet de définir un coefficient K_g^* :

$$\Delta\varepsilon_a = K_g^* \lg(\sigma_a/\sigma_{ag}) \quad \sigma_a \leq \sigma_{ag} \quad (3)$$

Cette différence $\Delta\varepsilon_a$ et la pente K_g^* représentent la part des déformation dues uniquement au gonflement du sol (sans tenir compte du déchargement mécanique).

Ici, $K_g^* = C_{su}^* - C_g^* = 0,037 - 0,0043 = 0,033$. De même, la pente K_g en termes d'indices des vides peut être définie par $K_g = (1 + e_0) K_g^*$.

La pression de gonflement définie ci-dessus est obtenue à l'équilibre du sol en présence d'eau. Il s'agit d'une contrainte effective qui sera notée σ'_{ag} dans les applications au calcul des ouvrages d'infrastructure.

3.3.3. ESSAIS DE GONFLEMENT EN PARALLÈLE

La seconde méthode, proposée par la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations (ISSMFE, 1989) a été transcrite dans la norme française expérimentale XP P94-091 (AFNOR, 1995) et dans la norme américaine D4546-14 (ASTM, 2014). 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.

A) Interprétation selon la norme XP P94-091

La norme française expérimentale sur les essais de gonflement en parallèle préconise que les déformations sous chargement et sans apport d'eau soient consignées dans la feuille d'essai. Cependant, pour la représentation graphique de la déformation de l'échantillon dans l'échelle semi-logarithmique, la hauteur de référence de chaque éprouvette H_i

est définie comme étant celle après application de la charge et avant imbibition. La déformation de gonflement représentée n'incluant pas la part de déchargement mécanique, le rapport de gonflement R_g de la norme correspond donc à la pente K_g^* définie dans la présente recommandation.

B) Essais de gonflement en parallèle préconisés

Comme il est fait dans les essais de déchargement par paliers successifs présentés au paragraphe 3.3.1, 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. En plus d'établir de bons contacts piston/éprouvette et de rattraper des jeux dans la cellule œdométrique, ce cycle permet d'améliorer la mesure de la pente de déchargement/rechargement C_{su}^* par la comparaison des données d'une première phase de chargement commune aux 4 essais. De plus, chaque éprouvette est soumise à la même contrainte effective maximale σ'_{v0} . Enfin, comme on le verra ci-dessous, ce cycle permet une identification du remaniement éventuel du sol. Comme expliqué précédemment, la durée des paliers est limitée à 2 heures pour réduire les échanges d'eau de l'éprouvette avec l'atmosphère.

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}^* .

On présente à titre d'exemple en Figure 8 la réponse d'une argile plastique de l'Yprésien inférieur (Eocène inférieur) bariolée lie-de-vin compacte saturée prélevée par carottage vers 44 m de profondeur en région parisienne.

Quatre éprouvettes, découpées à la trousse dans un échantillon homogène, sont placées dans des cellules œdométriques sur des plaques poreuses

sèches. Elles sont chargées dans leur état naturel à teneur en eau constante sous des contraintes axiales différentes en progression géométrique (chemins A-B_i, losanges rouges, $\sigma_a = 20, 75, 280$ et 840 kPa), comme indiqué sur la Figure 8. La contrainte maximale $\sigma_{amax} = 840$ kPa est égale 1,2 fois la valeur de la contrainte verticale effective en place σ'_{v0} , estimée ici à 700 kPa.

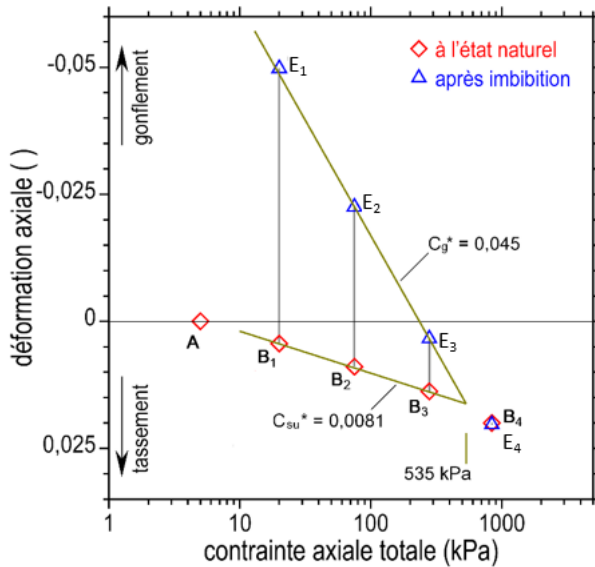


Figure 8. Exemple d'essais œdométriques de gonflement en parallèle et identification des paramètres C_{su}^* , C_g^* et $\sigma_{ag} = 535$ kPa (Argile plastique de l'Yprésien). Les trajets A-B_i correspondent à des chargements à l'état naturel et teneur en eau constante. Les trajets de gonflement B_i-E_i sont obtenus en présence d'eau sous contrainte constante de chacune des quatre éprouvettes.

Quand les déformations de compression à teneur en eau constante sont stabilisées (points B_i, d'après le seuil défini plus haut sur le taux de déformation de 5×10^{-4} en 8 heures), les éprouvettes sont mises en imbibition avec suivi du gonflement (trajets B_i-E_i) jusqu'à atteindre le critère d'arrêt de gonflement (taux de déformation axiale inférieur à $2,5 \times 10^{-4}$ en 8 heures atteint, sans dépasser 72 heures).

L'interprétation de l'essai est également basée sur la loi semi-logarithmique (cf. équation (1)). La pente C_{su}^* ($C_{su}^* = 0,0081$ en Figure 8) est identifiée à partir de la courbe de chargement des éprouvettes les moins chargées, sans tenir compte des tassements enregistrés sous la charge maximale (point B₄) qui, à la différence des autres éprou-

vettes, présente une faible déformation. La pente C_g^* des gonflements en présence d'eau (points E_i) est identifiée à partir des éprouvettes intermédiaires ($C_g^* = 0,045$). La pression de gonflement σ_{ag} , déterminée avec cette méthode, correspond à l'abscisse de l'intersection des droites de pentes C_{su}^* et C_g^* , et vaut 535 kPa. Comme cette intersection est telle que $\sigma_{ag} < \sigma_{amax}$, σ_{ag} n'est pas obtenue par extrapolation.

Comme précédemment, l'interprétation se fait en calculant la différence des déformations $\Delta \varepsilon_a$ qui sépare les deux phases d'essai selon l'équation (3) où apparaît la pente K_g^* qui représente la part des déformations dues à l'imbibition. On a ici, $K_g^* = C_g^* - C_{su}^* = 0,045 - 0,0081 = 0,037$, ce qui permet de définir également, en indice des vides, $K_g = (1 + e_0) K_g^*$.

3.3.4. QUALIFICATION DU REMANIEMENT

Le remaniement hydrique a pour effet de perturber les caractéristiques d'état des sols argileux (compacité, saturation) et leurs propriétés mécaniques, avec une modification de la rigidité et de la résistance suite à une diminution de teneur en eau, ou d'un remouillage. On sait en particulier que le gonflement résultant d'un tel remouillage efface la mémoire de la contrainte de préconsolidation, précisément du fait de la création des micro-fissures, qui ont tendance à exagérer les déformations observées lors du premier chargement (trajet AB) décrit en Figure 7. Le déchargement lié au prélèvement peut aussi engendrer des fissures quand la variation de contrainte dépasse la résistance du sol.

Comme pour n'importe quel prélèvement, la qualité des prélèvements des sols argileux doit tout d'abord être étayée par un examen visuel attentif des carottes au laboratoire : qualité du conditionnement (une rupture de l'enveloppe étanche permet en général un séchage et parfois un remouillage), défauts apparents de compacité ou de teneur en eau, fracturation, fissuration apparente, traces de décompression, débit en rondelles ou en plaquettes. Il importe également de mesurer le degré de saturation S_r pour vérifier que l'échantillon n'a pas souffert de séchage excessif (il faut $S_r \geq 95 \%$).

Les méthodes de qualification du remaniement existantes concernent principalement les sols argileux compressibles, pour lesquels il a été observé que le remaniement provoquait une réduction de la pression de préconsolidation σ'_p et de l'indice de compression C_c . Les sols argileux surconsolidés, bien que plus compacts et plus résistants, sont également sensibles au remaniement. Leurs propriétés sont perturbées par la fissuration ou la microfissuration, qui augmentent leur déformabilité, leur sensibilité au déconfinement, leur perméabilité et réduisent leur résistance mécanique. La déformation sous le premier chargement (jusqu'à la contrainte en place, chemin AB de la Figure 7b) est un marqueur du remaniement, avec des déformations d'autant plus fortes que l'échantillon est remanié, comme c'est le cas de l'échantillon b. Il est donc recommandé de réaliser dans tous les cas sur les sols gonflants un premier cycle de chargement – déchargement à teneur en eau constante (pierres poreuses sèches, paliers de 2 heures) entre une contrainte nulle et la contrainte en place, comme indiqué dans l'exemple de la Figure 7. Si la pente de la courbe au premier chargement est significativement supérieure à la pente obtenue au moyen du cycle de chargement-déchargement (trajets BC et BD), comme observé sur le trajet AB sur la Figure 7b, l'échantillon est considéré comme remanié. Inversement, un échantillon de bonne qualité présentera des pentes comparables, comme observé sur la Figure 7a.

D'autres critères doivent également être considérés :

- La contrainte effective de préconsolidation σ'_p (quand celle-ci n'est pas trop élevée pour pouvoir être mesurée dans un œdomètre courant, qui travaille jusqu'à 2 MPa) doit être supérieure ou égale à la contrainte effective en place ($\sigma'_p \geq \sigma'_{v0}$) ;
- Comme signalé précédemment et observé dans le cas de l'essai de la Figure 7b, la pression effective de gonflement mesurée σ'_g doit être inférieure ou égale à la contrainte effective en place ($\sigma'_g \leq \sigma'_{v0}$).

3.4. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

La Figure 9 présente une vue schématisée de la relation entre déformations et contraintes (totale et effective) lors d'un déchargement en condition œdométrique. L'état initial correspond au point B, obtenu par un chargement préliminaire pour représenter la contrainte effective verticale en place à pression interstitielle nulle et en réinitialisant la déformation à zéro. Lors du déchargement, la contrainte effective diminue, entraînant un gonflement. La relation entre la déformation axiale (ε_a) et le logarithme de la contrainte axiale effective (σ'_a) pendant cette phase de gonflement est représentée par le chemin B-C-E. Une partie (ou la totalité) de ce chemin est souvent représentée par une relation linéaire en échelle semi log qui est utilisée pour estimer les coefficients C^*_g ou $C_s / (1 + e_0)$ évoqués ci-dessus, ce qui revient à considérer C_s égal à C_g .

Quand on décharge le sol en présence d'eau, la pression interstitielle est nulle à la fin de chaque palier de déchargement et la contrainte verticale effective est égale à la contrainte totale appliquée (dans le cas d'un palier suffisamment long). Dans ce cas, un déchargement de $\sigma_{(B)}$ à $\sigma_{(E)}$ entraînera la déformation ε_a (chemin B-E). En revanche, lors d'un déchargement mécanique sans variation de teneur en eau (chemin B-C), le déchargement de $\sigma_{(B)}$ à $\sigma_{(C)}$ ($\sigma_{(C)} = \sigma_{(E)}$) entraînera une déformation ε_{as} plus faible que ε_a car une pression capillaire (suction ou pression interstitielle, u , négative) est générée. Le rapport $B = \Delta u / \Delta \sigma_v$, entre la réduction de pression interstitielle (valeur absolue) et la réduction de la contrainte verticale pouvant atteindre 0,6 à 0,8 pour des argiles très fortement surconsolidées (Le et al. 2011). La contrainte effective $\sigma'_{(C)} = \sigma_{(C)} - u$ reste donc plus grande que la contrainte axiale totale $\sigma_{(C)}$. Cela explique pourquoi la déformation produite par le déchargement mécanique ε_{as} (chemin BC) est plus faible que la déformation produite par le déchargement en présence d'eau ε_a (chemin BE). D'ailleurs, la contrainte effective $\sigma'_{(C)}$, serait proche de la « pression de gonflement » déterminée par les essais de chargement par palier à l'œdomètre (où on bloque le gonflement pendant la mise en eau, $\varepsilon_{ag} = 0$), qui est souvent inférieure à la contrainte initiale en place ($\sigma'_{(B)}$). Le

chemin de C vers E (non tracé sur la figure) correspondrait à un essai de gonflement libre, c'est à dire à un gonflement de l'éprouvette sous l'imbibition sous très faible charge (c'est un des essais dans la méthode gonflement en parallèle).

Le mécanisme expliqué ci-dessus est applicable à tous les sols et particulièrement marqué dans les sols argileux denses. Si la succion développée est négligeable, il n'y a pas de différence entre la pente de déchargement en présence d'eau (chemin AB) et celle à teneur en eau naturelle (chemin AC). Les sols gonflants sont les sols argileux dont la pente de déchargement C_g^* en présence d'eau est grande par rapport à celle à teneur en eau naturelle (C_{su}^*), de l'ordre de 10 fois.

Comme il a déjà été présenté plus haut, la pente C_g^* peut être obtenue par différents types d'essais de gonflement, à condition de disposer d'une série de paliers de déchargement en présence d'eau.

Par ailleurs, la détermination de cette pente peut être délicate car la relation déformation en fonction du logarithme de contrainte n'est pas toujours linéaire sur toute la gamme de contraintes, et la pente peut être plus faible à forte contrainte.

La pente C_{su}^* obtenue lors des essais de gonflement en parallèle est influencée par la qualité des

éprouvettes. Ceci conforte la recommandation d'ajouter un cycle de chargement-déchargement préalable pour chacune des quatre éprouvettes testées en parallèle, afin d'apprécier la variabilité des éprouvettes et de réduire certaines perturbations liées au prélèvement.

La pente K_g est souvent utilisée pour le dimensionnement des ouvrages. Elle est calculée à partir de la différence entre les pentes C_g^* et C_{su}^* . Si C_g^* est indépendante de la méthode d'essai, C_{su}^* n'est pas systématiquement déterminée. Il est donc recommandé d'ajouter systématiquement un cycle de déchargement/rechargement à teneur en eau naturelle (jusqu'à une contrainte verticale proche de la contrainte verticale effective en place) aux essais de gonflement libre et de gonflement à volume constant afin d'obtenir correctement C_{su}^* , puis d'une série de paliers de déchargement en présence d'eau pour obtenir C_g^* .

Pour la prise en compte du gonflement dans l'interaction sol-structure, la pression de gonflement n'est pas le seul paramètre de calcul à prendre en compte. C'est plutôt la relation entre la déformation et les variations de contraintes effectives en déchargement qui pilote les calculs. Le paramètre « pression de gonflement », qui peut être déterminé par les essais décrits ci-dessus, dépend fortement du type d'essai utilisé, de la qualité de l'éprouvette et de son état hydrique.

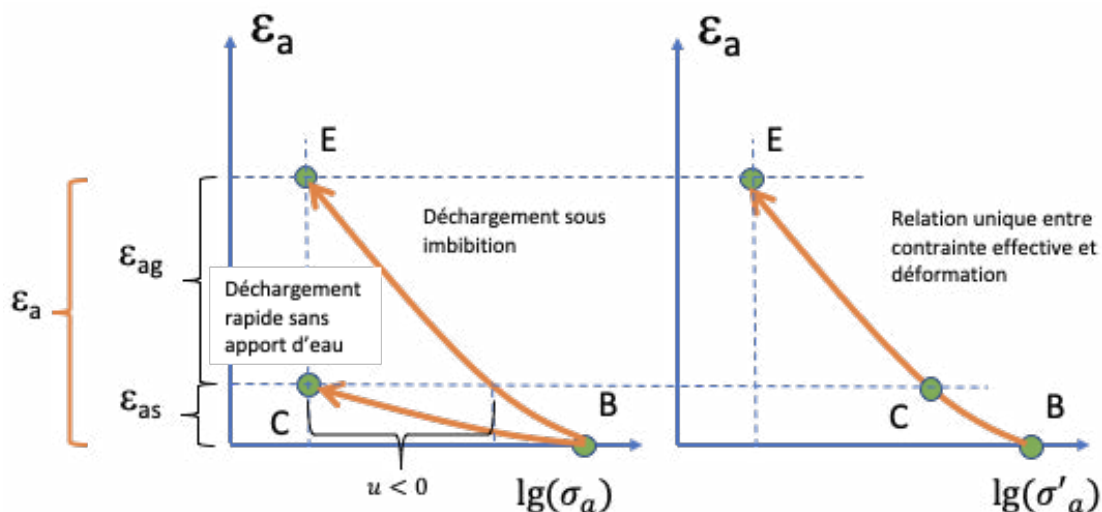


Figure 9. Relation contrainte/déformations en contrainte totale et en contrainte effective lors du déchargement d'un sol gonflant saturé. Sur la figure (a), C_g^* est relié à la « pente » du chemin BE, C_{su}^* est relié la « pente » BC. Les contraintes totales et effectives sur le chemin BE sont égales car après stabilisation les pressions interstitielles sont nulles.

Il est à noter que dans la mesure où le gonflement est un mécanisme volumique régi par les variations des contraintes principales, il doit être introduit comme une variation de volume. Néanmoins, le gonflement est classiquement caractérisé par des essais œdométriques ne permettant pas de déterminer les relations entre contraintes sphériques et variations de volume. De manière conservative, les méthodologies présentées dans ces recommandations relient la déformation à la variation de contrainte verticale. La réalisation d'essais spécifiques tels que gonflement à l'œdomètre avec mesure de la contrainte radiale (type K_0 ou « à bague ») pourrait permettre de relier les variations volumiques aux variations de contraintes sphériques.

La durée des essais est limitée pour des raisons pratiques. La pente C_g reflète l'avancée du gonflement secondaire à ce stade de la durée des essais, mais devrait continuer à progresser lentement suivant le gonflement secondaire. Il peut être admis de négliger le gonflement secondaire dans la plupart des cas. Néanmoins une attention particulière doit être portée aux cas d'interactions fortes du terrain avec des structures rigides.

Dans la pratique, les caractéristiques de gonflement des sols mesurées au laboratoire sont diversement intégrées dans le calcul des ouvrages, voire ignorées, en référence aux retours d'expériences disponibles (voir les chapitres suivants). Il apparaît notamment que l'introduction de la pression de gonflement mesurée dans les calculs conduit à des pressions de soulèvement parfois supérieures à celles observées sur les ouvrages d'infrastructure.

La connaissance du comportement des terrains argileux naturels gonflants est encore perfectible sur le plan expérimental et théorique.

Il faut donc s'interroger sur la particularité de la condition œdométrique (déformation unidirectionnelle) quand il s'agit de qualifier des paramètres identifiés à partir des mesures de laboratoire pour les attribuer aux calculs des ouvrages d'infrastructure.

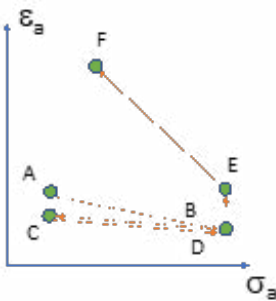
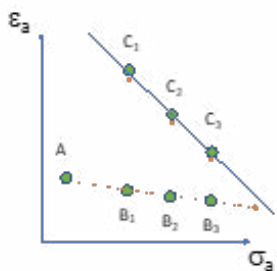
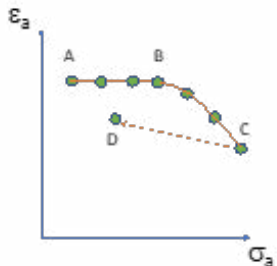
Aussi, la connaissance régionale des terrains et celle de leurs propriétés physiques et minéralogiques constituent les meilleurs déterminants de leur aptitude au gonflement. Les mesures des pentes de gonflement C_g et K_g au laboratoire peuvent être acceptées à l'issue des essais de gonflement œdométriques considérés comme licites. Le choix $C_g - K_g$ dépend de l'ouvrage (son environnement géotechnique, ses caractéristiques, son phasage, etc.) et de la méthode de calcul employée en lien avec la séparation des composantes de la déformation.

En revanche, la mesure de la pression de gonflement σ'_g doit faire l'objet d'un examen critique en vue d'un ajustement justifié pour être admise comme caractéristique de projet.

3.5. RÉSUMÉ DE L'EXPLOITATION DES DIFFÉRENTES PROCÉDURES D'ESSAIS

Le Tableau 2 indique les remarques dont il faut tenir compte lors de l'exploitation des différentes procédures d'essai pour déterminer les paramètres de gonflement.

Tableau 2 : Exploitation des différents types d'essai

	Procédure	Paramètres de gonflement
1	<p>Par paliers successifs GT1R1F1 (AFTES 2003)</p> 	<p>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. 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.).</p> <p>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.</p> <p>Les pentes C_g^* et C_{su}^* obtenues par cette méthode sont fiables et peuvent être utilisées directement dans les calculs.</p>
2	<p>En parallèle XP P94-091</p> 	<p>Dans le cas où il n'y a pas de cycle de chargement-déchargement préalable à teneur en eau naturelle :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Les résultats de cet essai ne sont pas fiables. <p>Seule la pente C_g^* est utilisable à conditions que les résultats obtenus pendant les phases de chargement initial et imbibition soient fournis.</p> <p>Dans le cas où un cycle de chargement-déchargement préalable à teneur en eau naturelle est réalisé et les résultats sont complets (procédure préconisée) :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 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. 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 obtenue par des points « après imbibition » est non linéaire, donnant une pression de gonflement plus faible que la contrainte effective en place. <p>Les pentes C_g^* et C_{su}^* obtenues par cette méthode sont fiables et peuvent être utilisées directement dans les calculs.</p>
3	<p>Essai œdométrique standard NF EN ISO 17892-5</p> 	<p>La norme de cet essai indique une « pression de gonflement ». Pourtant cette pression correspondrait théoriquement à la contrainte effective du point C dans la figure 9 dans le cas idéal, et elle serait significativement réduite si l'éprouvette est altérée. Donc, il ne faut pas tenir compte de la « pression de gonflement » fournie par cet essai dans les dimensionnements de gonflement.</p> <p>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, et pas dans la gamme de forte contrainte).</p>

3.6. ORDRES DE GRANDEUR DES CARACTÉRISTIQUES DE GONFLEMENT DE DIVERS SOLS GONFLANTS

Des ordres de grandeur de déformations de gonflement provenant d'essais réalisés en général à des contraintes inférieures à 1000 kPa sur une quarantaine d'éprouvettes prélevées entre 10 et 60 m et provenant du Grand Paris Express, de projets RATP ou de prélèvements de la région de Dunkerque sont présentés au tableau 3.

Le Tableau 3 présente des exemples de résultats bruts d'essais de gonflement réinterprétés et commentés dans les paragraphes suivants. Le choix des valeurs à retenir pour les dimensionnements est notamment discuté au paragraphe 5.4.

Type d'essai : ++ essai par paliers successifs, // essais en parallèle

C^*_c , σ'_{ap} : coefficient de compressibilité et pression de préconsolidation dans le plan ($\lg(\sigma'_a)$, ε_a), essais œdométriques à haute pression

3.7. 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 massifs 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 4.

Tableau 3 : Ordre de grandeur des caractéristiques de gonflement de divers sols gonflants (argiles des Flandres, argiles plastiques de l'Yprésien, marne d'Argenteuil, argile Verte du Sannoisien, Stampien de Marseille)

Localisation	Nature du terrain	Profondeur (m)	σ'_{v0} (kPa)	w_0 (%)	e_0 ()	S_{r0} (%)	w_L ()	I_p ()	Type d'essai	C^*_{su} ()	C^*_g ()	K^*_g ()	σ_{ag} (kPa)	C^*_c ()	σ'_{ap} (kPa)
Marseille	Marnes du Stampien	17 à 30	200 à 450	9	0,24	100	39	20	//	-	-	0,005	350		
Marseille	Marnes du Stampien			10	0,30	99	42	20				0,019	220		
Marseille	Marnes du Stampien			17	0,45	100	52	32				0,035	390		
Dunkerque	Argile des Flandres	42	450	35	0,994	97	81	56	++	0,024	0,051	0,027	222	0,195	918
Dunkerque	Argile des Flandres	61	650	30	0,821	100	80	54	++	0,013	0,038	0,025	392	0,174	982
Ligne 11 RATP	Argile verte de Romainville	5	96	28	0,740	100	65	37	++	0,005	0,055	0,050	260	0,110	639
Ligne 11 RATP	Marnes d'Argenteuil	17	300	25	0,666	100	58	33	++	0,002	0,013	0,011	600	0,157	2128
Ligne 11 RATP	Marnes d'Argenteuil	18	310	34	0,899	100	93	74	++	0,004	0,037	0,033	285	0,251	1293
Ligne 11 RATP	Marnes d'Argenteuil	22	350	33	0,883	98	33	50	++	0,003	0,027	0,024	360	0,202	2378
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	22	460	24	0,676	98	73	51	++	0,004	0,030	0,026	590		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	38	450	29	0,800	100	87	60	//	0,012	0,047	0,035	236		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	38	747	34	0,635	99	72	49	//	0,057	0,118	0,061	342		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	36	423	27	0,715	100	-	-	++	0,030	0,044	0,013	458		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	39	442	19	0,500	99	51	33	//	0,012	0,021	0,009	155		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	30	335	20	0,525	99	64	43	//	0,013	0,029	0,016	470		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	35	418	21	0,543	100	62	41	//	0,012	0,031	0,019	510		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	42	483	19	0,517	99	-	-	//	0,011	0,021	0,010	700		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	30	379	31	0,824	100	126	88	//	0,015	0,034	0,019	470		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	24	340	31	0,884	100	82	53	//	0,017	0,024	0,007	350		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	18	261	25	0,656	100	68	44	//	0,013	0,024	0,011	439		
Ligne 15 SGP	Argiles de l'Yprésien	44	595	31	0,812	100	103	65	//	0,008	0,045	0,037	534		

Tableau 4 : Proposition du nombre d'essais minimum d'identification et de gonflement

Ouvrages	Géométrie	Épaisseur de la couche susceptible de gonfler	Essais d'identification*	Essais œdométriques 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 ÉCRANS DE SOUTÈNEMENTS

4.1. RETOUR D'EXPÉRIENCE

4.2. SPÉCIFICITÉS DES SOUTÈNEMENTS

4.3. DIMENSIONNEMENTS DES SOUTÈNEMENTS

4. ECRANS DE SOUTÈNEMENTS

Ce chapitre concerne les écrans de soutènement couramment utilisés dans les ouvrages enterrés, de type paroi moulée, pieux sécants ou tangents, palplanches.

4.1. RETOUR D'EXPÉRIENCE

L'absence de pathologies avérées sur des soutènements de grande hauteur dans de nombreux terrains gonflants saturés de l'Yprésien du Bassin parisien (Argiles plastiques, Oligocène marseillais - Stampien ou Rupélien -, Argiles des Flandres, etc.) nous 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 force est de constater que :

1. les phases travaux où se produisent le gonflement mécanique de déchargement ainsi qu'une première partie du gonflement hydrique sont généralement instrumentées, et il n'a pas été rapporté d'incidence du gonflement sur les écrans de soutènement dans les sols saturés ;
2. 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.

4.2. SPÉCIFICITÉS DES SOUTÈNEMENTS

4.2.1. GÉNÉRALITÉS

La norme d'application de l'Eurocode 7 pour les écrans de soutènement NF P 94-282 "Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans", AFNOR (2009) 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 ;
- la présence d'eau.

L'incidence éventuelle du gonflement sur le soutènement n'est donc a priori à étudier que pour les terrains dont la susceptibilité au gonflement est forte, et dont l'épaisseur est significative (susceptibilité $N_{rg} > 3$, cf. Tableau 1).

Par ailleurs, au vu des chemins de contraintes subis par les sols en interaction avec les parois de soutènement et des conditions en déplacement imposés par l'environnement de ces terrains, le recours aux essais de gonflement œdométriques ne suffit pas pour obtenir les paramètres additionnels nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement.

C'est pourquoi la norme NF P94-282 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 précédant la butée (compression) ou états confinés en présence de tirants.

4.2.2. CAS PARTICULIERS DES PAROIS MOULÉES

Il est reconnu que le procédé de réalisation des parois moulées 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.

Le guide « Support fluids for deep foundations » (DFI EFFC, 2019) apporte une aide à la décision pour le choix du fluide de forage en fonction du type de sol rencontré, et évoque le cas des argiles gonflantes sans être conclusif.

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).

A 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.

Le temps d'ouverture des panneaux n'est pas abordé dans cette première édition du guide DFI EFFC, mais il est clair que les risques de fluage, de resserrement et d'éboulement sont aggravés par le temps d'ouverture du panneau. À titre d'exemple, les différents plots d'essais de l'Yprésien menés dans le cadre du Grand Paris dans les Argiles Plastiques, ont montré que les parois de forage d'un panneau de paroi moulée resté ouvert sans action mécanique et sans recyclage de boue :

- ne présentaient pas ou peu de resserrement (< 1 cm) sur les premières 24h suivant l'excavation du panneau ;
- se resserraient jusqu'à 48-72h suivant la taille du panneau, avec un resserrement d'environ $1/10^{\text{ème}}$ de la largeur du panneau ;
- au-delà de 72 h, des éboulements importants se manifestent (dans le cas d'un des plots d'essai sur 7 jours, des sur-excavations de l'ordre de 75 cm de part et d'autre du panneau se sont produites avec un dépôt en fond de forage sur une dizaine de mètres).

En cas d'ouverture prolongée d'un panneau, un recurage est donc recommandé.

Dans le cas des terrains gonflants (et généralement surconsolidés), il est donc important de bétonner les panneaux excavés rapidement après équipement, pour éviter le resserrage des parois de l'excavation,

de limiter la longueur d'ouverture des panneaux et de prévoir si besoin un enrobage supplémentaire des cages d'armatures.

Ce resserrement provient vraisemblablement de la relaxation des contraintes et non de l'hydratation des terrains in situ.

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 le plus souvent un déchargement horizontal de faible ampleur : le faible déconfinement change très peu la contrainte sphérique totale dans les sols ; par rapport 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.

Commentaire : 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 Etat Limite de Service (caractéristique) et/ou à un Etat Limite Ultime (durable et transitoire, ou accidentel). Cela rejoint l'approche préconisée dans les recommandations de l'AFTES « Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains » (GT7R2F1, 1976). Cette approche simplificatrice est considérée comme maximaliste et pouvant induire des efforts très conséquents. Elle caractérise sans doute également un phénomène de fluage des terrains. Cette approche ne semble néanmoins 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.

En tout cas, le maître d'ouvrage doit définir le type d'approche retenu (prise en compte du K_0 à long terme ou pas) qui doit être retranscrit dans le Cahier des Clauses Techniques Particulières et/ou le rapport d'étude géotechnique de conception (G2) qui devront préciser la nature des vérifications à mener à long terme.

Cela étant dit, il est fondamental de mener les calculs de stabilité horizontale avec les bonnes caractéristiques de sol. Cela ne concerne bien sûr pas uniquement les sols gonflants, mais c'est d'autant plus important dans le cas de terrains potentiellement gonflants.

En particulier, il convient de considérer :

- **les pressions au repos K_0** , tenant compte de la surconsolidation ;

Plusieurs formules sont disponibles. La norme NF P94-282 recommande la suivante, tout en conseillant de ne pas l'utiliser pour les valeurs élevées du rapport de surconsolidation R_{oc} .

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{R_{oc}}$$

- **les caractéristiques de cisaillement** non drainées (c_u , $\varphi_u = 0$, avec le cas échéant un gradient de cohésion avec la profondeur, et une poussée minimale du sol) et drainées (c' , φ') ; la norme NF P94-282 indique que les valeurs des pres-

sions des terres qui agissent sur un écran doivent être déterminées en tenant compte du plus défavorable des comportements drainé et non drainé des terrains.

Il convient de noter que le déchargement des sols gonflants entraîne, comme généralement pour tous les terrains, une diminution de la résistance au cisaillement, mais que cela est pris en compte au niveau des calculs par des approches en contrainte effective de type $K_0 \sigma'_v$;

- **les pressions d'eau** : la norme NF P94-282 stipule, dans une démarche sécuritaire, que pour les écrans soutenant des sols de perméabilité moyenne ou faible (limons et argiles), en l'absence d'expérience comparable représentative, ou de système de drainage fiable, ou de mesures prises pour empêcher les infiltrations d'eau, il faut 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. Il est également possible de recourir à des mesures de cellules de pressions interstitielles.

Nous attirons enfin l'attention sur le fait qu'il existe plusieurs articles dans la littérature sur des ouvrages réels ou des modèles en vraie grandeur montrant que le gonflement a conduit à une majoration importante de la poussée sur les soutènements. 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).

5 RADERS

5.1. INTRODUCTION

5.2. RETOURS D'EXPÉRIENCES ET PRINCIPES ASSOCIÉS

5.3. PRINCIPES DU CALCUL DE LA DÉCOMPRESSION DES SOLS ARGILEUX

5.4. ESSAIS EN LABORATOIRE VISANT À CARACTÉRISER MÉCANIQUEMENT LE GONFLEMENT

5.5. CINÉTIQUE DES DÉFORMATIONS EN FOND DE FOUILLE

5.6. DÉFINITION DE LA GÉOMÉTRIE DE LA ZONE GONFLANTE

5.7. CHOIX DE CONCEPTION

5.8. TABLEAU RÉCAPITULATIF

5.9. MÉTHODE DE CALCULS

5.10. RECOMMANDATIONS LORS DES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS ET DE GÉNIE CIVIL

5. RADIER

Dans la suite du document, le terme « radier » est utilisé de manière générique pour décrire non seulement les radiers reposant sur les terrains en fond de fouille, mais aussi les dalles sur vide sanitaire ou appuyées sur matériau composite déformable.

5.1. INTRODUCTION

Les radiers réalisés en fond de fouille sur des sols gonflants peuvent être en contact avec le sol (y compris un matériau d'apport) ou avec un volume vide destiné à permettre le soulèvement libre du fond de fouille.

- Dans le premier cas, le radier exerce une pression sur le sol, ce qui réduit le déchargement et donc l'amplitude du gonflement. Le radier, et plus globalement la structure, interagit donc avec le sol argileux.
- Dans le second cas, si l'épaisseur vide laissée sous le radier est suffisante, il n'y a pas d'interaction entre le radier et le soulèvement du fond de fouille. Le problème se réduit à la détermination de la hauteur du vide nécessaire sous le radier.

Quand le sol argileux est saturé, ce qui est généralement le cas des couches d'argiles ou de marnes en profondeur dans les régions tempérées, son comportement est déterminé par les variations des contraintes effectives entre l'état initial et l'état final.

Les considérations générales suivantes sont retenues pour la suite du chapitre :

- la pression de gonflement est une contrainte effective ;
- la pression sous le radier (pression de contact totale) est la somme de la pression interstitielle et de la contrainte effective de gonflement résultant de l'équilibre sol-structure (pression de contact effective) ;
- le terme de pression de contact peut parfois être remplacé par pression de soulèvement ;
- les sols potentiellement gonflants considérés dans le cadre de ces recommandations sont saturés à l'état initial ;

- la contrainte effective de gonflement mesurée à l'œdomètre (à déformation verticale) ne peut être supérieure à la contrainte effective initiale au point de prélèvement de l'éprouvette testée ;
- les conditions s'appliquant en fond de fouille s'apparentent à celle d'un essai œdométrique : (déformations latérales bloquées ou limitées).

Il est primordial de connaître la pression d'eau initiale et sa variation en fonction de la profondeur dans les couches considérées gonflantes, celle-ci pouvant fortement évoluer dans le cas de nappes superposées, voire en charge, telles que l'on peut les trouver dans le Bassin parisien par exemple. En l'absence de mesures des pressions interstitielles, le diagramme des répartitions des pressions d'eau dans les horizons peu perméables résulte d'un choix de l'ingénieur.

Dans le cadre de l'étude d'un radier sur sol argileux, il convient de bien identifier les points suivants :

- niveaux des nappes en dessus et en dessous de la couche argileuse,
- apports d'eau par les parois de soutènement,
- présence ou non d'un tapis drainant en fond de fouille canalisant les eaux d'infiltration,
- hétérogénéité des couches argileuses (présence d'intercalations de sol plus perméable),
- mauvaise maîtrise de l'assainissement en cours et en fin de terrassement, notamment avant coulage du radier,
- présence d'eau dans l'ouvrage (cas des bassins d'orage par exemple).

Il est enfin important de noter que, compte tenu des méthodes de prélèvement des échantillons, de leur conservation et de leur variabilité mécanique, il est illusoire de rechercher une grande précision dans les calculs, aussi poussés soient-ils. L'ordre de grandeur réaliste des déplacements évoqué par les Eurocodes, de l'ordre du centimètre, reste applicable dans ces recommandations.

5.2. RETOURS D'EXPÉRIENCES ET PRINCIPES ASSOCIÉS

L'étude bibliographique (cf. annexe 2) permet de décrire le comportement des sols gonflants sous un ouvrage, et d'expliquer la méthodologie puis les calculs sous radier des présentes recommandations.

5.2.1. DÉFORMATIONS INSTANTANÉES

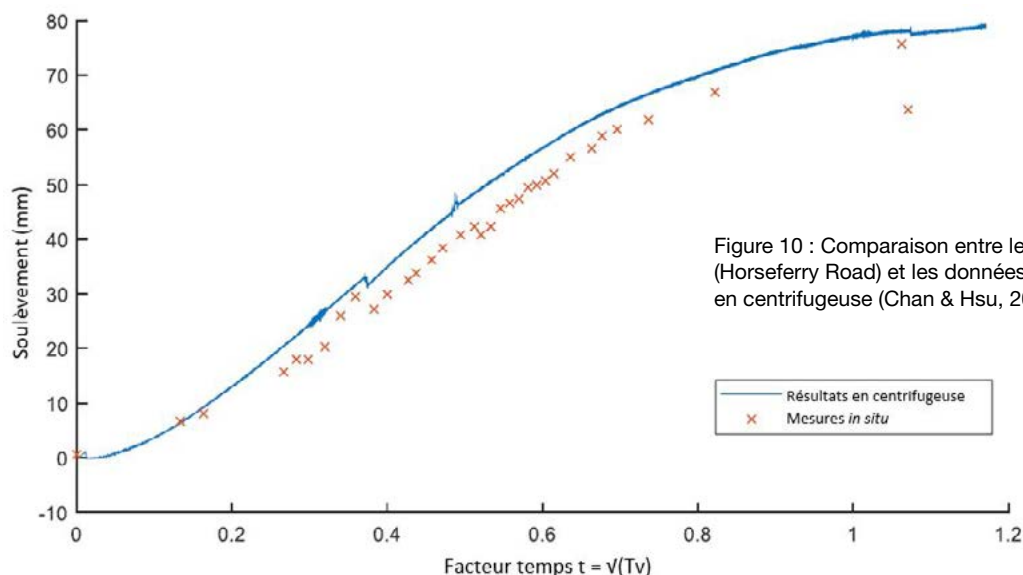
L'auscultation d'un fond de fouille situé à proximité d'un sol gonflant a permis de mesurer le soulèvement du fond de fouille et de points d'ancrage plus profonds lors de la réalisation des terrassements d'un radier enterré à 38 m de profondeur (Meyer, 2020). Des jauges extensométriques, disposées à 1m, 5m, 10m, 18m (dans les Argiles plastiques de l'Yprésien), 25 m et 40 m (dans la Craie) de profondeur sous le fond de fouille ont permis de suivre l'évolution des soulèvements (au centre et en périphérie de la fouille) durant les travaux d'excavation de l'ouvrage, à l'abri de parois moulées. Les Argiles plastiques sur cet ouvrage sont supposées saturées, puisque encadrées par les nappes du Lutétien et de la Craie (en charge). Les résultats de l'auscultation extensométrique montrent un soulèvement du fond de fouille de l'ordre du centimètre, et un soulèvement à la base de la couche gonflante millimétrique. Ces soulèvements sont liés uniquement au déchargement mécanique, les cellules de pressions interstitielles placées dans les différentes couches ne montrant pas de variations notables sur la durée du chantier. Sans auscultation, ces

déformations sont indécélables et le soulèvement quasi-instantané est effacé au fur et à mesure des terrassements. En l'absence d'apport d'eau, ce soulèvement est relativement limité en amplitude.

Nota : en pratique, le gonflement « mécanique » est négligé (sauf cas particulier des fondations profondes), car le terrain qui se soulève au fur et à mesure des terrassements dans la fouille est évacué en même temps que les déblais.

5.2.2. DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES

L'autre expérimentation, réalisée en centrifugeuse (Chan & Hsu, 2019), a consisté à modéliser une couche d'argile constituée de kaolinite surmontée par une couche drainante, dans laquelle un fluide dense de même poids volumique que le sable est introduit à l'intérieur d'une enceinte hermétique. Ce fluide est ensuite vidé par le biais d'une valve (et l'action de la force centrifuge), permettant la vidange et simulant le déchargement de la couche argileuse. Les mouvements verticaux sont enregistrés par un capteur sensible aux déformations verticales (type Linear Variable Differential Transformers) sur une durée équivalente par similitude à des données enregistrées sur un site où le soulèvement du radier a été instrumenté pendant 21 ans dans l'argile de Londres. La comparaison se révèle relativement bonne (**Figure 10**) et met en évidence un soulèvement continu mais non linéaire à long terme, de type consolidation inversée, encore actif à l'heure actuelle, avec une amplitude totale actuelle de 10 cm environ.



Ces expérimentations montrent donc l'existence d'un découplage entre les déformations liées au déchargement mécanique des sols se produisant de manière non drainée (immédiat et sans apport d'eau) et celles liées au rééquilibrage des pressions interstitielles et de leur interaction avec les particules argileuses, avec des mouvements différés et relativement lents compte tenu de la rigidité importante et de la faible perméabilité des terrains. Les calculs de soulèvement d'un fond de fouille se basent donc sur ce principe en découplant les déformations mécaniques (selon une pente C_{su} à l'œdomètre) et les déformations avec apport d'eau (pente C_g), ce qui laisse libre choix de ne retenir dans les équations que le facteur de gonflement $K_g = C_g - C_{su}$. On utilise également K_g^* qui correspond au facteur de gonflement divisé par $(1 + e_0)$.

5.2.3. PATHOLOGIES OBSERVÉES

Un nombre important de pathologies a été relevé sur des radiers réalisés en fond d'excavation sur sols argileux gonflants. À titre d'exemple, on peut citer des parkings dans le Stampien (Oligocène) de la région de Marseille ou dans les Argiles des Flandres à Lille, ayant occasionné la fermeture d'un ou plusieurs niveaux de sous-sols en attendant la réparation des désordres.

Il est important de noter que ces phénomènes peuvent être amplifiés par les méthodes de réalisation des travaux et notamment la gestion des eaux (radier sur sol désaturé par pompage temporaire, apport d'eau dans le cadre de coffrage dégradable, etc.). En outre, les pathologies observées dans le cas des radiers reposant sur des formations hétérogènes montrent l'importance des facteurs aggravants suivants :

- variation latérale de faciès (par exemple entre le Stampien argileux et le Stampien gréseux),
- anomalie de dépôt localisée (par exemple par la présence de zones sableuses au sein des Argiles plastiques de l'Yprésien),
- variation d'épaisseur de la couche susceptible de gonfler.

Les pathologies de radier sur argiles gonflantes concernent en général les argiles surconsolidées, où la contrainte verticale σ_v est proche de la contrainte horizontale σ_h . Les travaux de terrassement et donc de déchargement provoquent une libération des contraintes totales verticales associée à un soulèvement « instantané » du fond de fouille. Dans le cas de sols saturés à l'état initial, la décompression des terrains peut s'accompagner d'un gonflement dû à un rééquilibrage des pressions interstitielles et de leur interaction avec les particules argileuses au sein même des terrains (apparaissant à la suite d'une diminution de la contrainte verticale totale). Les mécanismes de décompression et de soulèvement sont liés entre eux, puisque le gonflement du sol est nécessairement associé à un apport d'eau, sinon le soulèvement ne peut se produire (par analogie avec la consolidation d'un sol). Ce phénomène est appelé déconsolidation du sol dans la suite du texte. En fonction de la perméabilité des terrains, la déconsolidation du sol est un phénomène différé dont le développement peut être relativement tardif (années ou dizaines d'années, voir la Figure 10 où le suivi a duré 21 ans) ce qui explique l'absence de pathologie dans les premiers temps suivant la construction de certains ouvrages.

L'origine même de ces pathologies reconnues dans la profession nous amène à étudier et à préciser dans un premier temps les mécanismes en œuvre et, dans un second temps, les solutions de traitement et les calculs de justifications.

5.3. PRINCIPES DU CALCUL DE LA DÉCOMPRESSION DES SOLS ARGILEUX

La décompression subie par le sol sous un radier est égale à la différence entre l'état de contrainte du terrain naturel avant terrassement et celui existant après la construction du radier. La pression de contact entre le sol et le radier est la somme de la pression interstitielle et de la contrainte effective. Sous le radier, dans le massif de terrain, la pression interstitielle évolue au cours du temps. Juste après l'excavation, elle est plus faible que la pression

initiale avant travaux et peut être même négative si le déchargement est important. La diminution de la pression de l'eau est inférieure à la diminution de la contrainte verticale totale due au déchargement (généralement le rapport $\Delta u / \Delta \sigma_v$ varie de 0,5 à 0,8). Par la suite, la pression d'eau augmente à mesure que l'eau pénètre dans la couche de sol argileux et atteint à long terme sa valeur d'équilibre dans la nouvelle configuration avec radier.

Le calcul des pressions interstitielles d'équilibre initial ou final est un calcul d'hydraulique des sols saturés, qui dépend peu des déformations du sol.

La contrainte effective de contact entre le sol et le radier est nulle dans le cas d'un radier sur vide sanitaire. Quand le radier est en contact avec le sol, elle est la contrainte qui arrête la décompression du sol.

La déconsolidation suivant le déchargement des terrains produit un rééquilibrage progressif des pressions interstitielles, une diminution des contraintes effectives et l'augmentation du volume du sol argileux.

Après la construction de l'ouvrage, le poids de celui-ci applique une pression sur la surface du sol argileux en cours de déconsolidation, qui diminue l'amplitude finale du gonflement potentiel et diminue la pression nécessaire pour arrêter ce gonflement.

La démarche générale consiste à évaluer les sollicitations apportées en sous-face du radier, en interaction avec l'ouvrage.

5.4. ESSAIS EN LABORATOIRE VISANT À CARACTÉRISER MÉCANIQUEMENT LE GONFLEMENT

La caractérisation mécanique des terrains gonflants s'effectue au moyen d'essais œdométriques qui présentent une analogie avec le gonflement des terrains sous les radiers de fouilles (et de tunnels), où la composante principale du déchargement est verticale avec des déformations horizontales limitées.

L'attention est attirée sur la difficulté de réaliser des essais en laboratoire représentatifs des problèmes liés au comportement du sol dans son état naturel (qualité du prélèvement, à l'état des carottes, à l'interprétation des essais). On se référera à ce sujet aux recommandations du chapitre 3 précédent.

Quoi qu'il en soit, dans la mesure où la cote du terrain de surface n'a pas varié pendant des décennies et qu'aucun mouvement de soulèvement n'est détecté avant travaux, **on peut considérer que la pression de gonflement est bornée à la valeur de la contrainte effective avant travaux σ'_{v0} .**

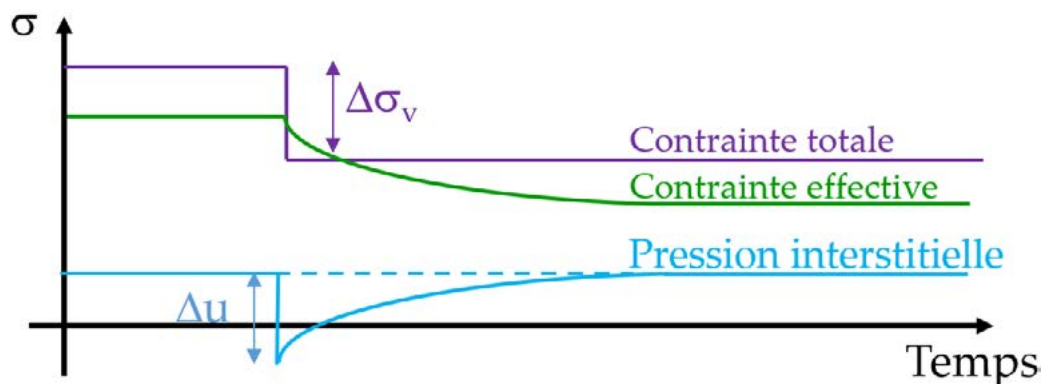


Figure 11 : Principe du phénomène de déconsolidation des sols (gonflement libre)

5.5. CINÉTIQUE DES DÉFORMATIONS EN FOND DE FOUILLE

La cinétique de la déconsolidation est régie par le coefficient de déconsolidation vertical c_{vg} (l'indice g se référant au gonflement des terrains en déchargement). Ce dernier est fonction de l'état de contrainte dans le sol à l'état initial et de la variation du champ de contraintes lors du déchargement (comme pour le coefficient de consolidation vertical). Nous rappelons l'équation de détermination de ce coefficient qui est fonction de la perméabilité du sol (valable en consolidation et déconsolidation) :

$$c_{vg} = \frac{k_v E_{oedo}}{\gamma_w}$$

La détermination du coefficient c_{vg} peut se faire à partir des courbes de gonflement en fonction du temps. À titre d'exemple, pour un facteur de déconsolidation $c_{vg} = 1.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ et un degré de déconsolidation $U_v = 90\%$, le temps de déconsolidation calculé est d'environ 27 ans pour une couche de 10 m d'épaisseur à une seule face d'alimentation en eau. Les déformations de sols pouvant donc se produire à long terme, il est important de vérifier que les structures en service (rails, voiries, réseaux) et leurs aménagements sont compatibles avec ces déformations différées dans le temps. Ce calcul, issu d'une gare réelle du Grand Paris montre qu'à l'échelle de la durée de vie d'un ouvrage, les déformations différées des terrains argileux plus ou moins surconsolidés sont lentes mais non nulles. Mais leur cinématique reste imprécise, c'est pourquoi elle n'est généralement pas prise en considération dans les calculs de conception des radiers. L'amplitude totale du gonflement est retenue.

La mesure des coefficients c_{vg} peut être effectuée à partir des essais œdométriques de gonflement par paliers successifs ou parallèles tels que présentés au chapitre 3 et sous des charges en palier choisies dans une plage appropriée.

D'autres facteurs peuvent également modifier la cinématique du gonflement par rapport au modèle présenté précédemment :

- le déchargement du terrain de plusieurs mètres ou dizaines de mètres peut potentiellement modifier la perméabilité des terrains sous le fond de fouille par exemple du fait d'une augmentation de sa fissuration ;
- la construction d'une structure dans le sol, comme une paroi moulée constituée de panneaux avec une interface partiellement étanche entre eux (joints secs, remordus, joints avec bandes d'arrêt d'eau ou encore joints injectés) peut créer des chemins préférentiels pour les écoulements et accélérer le phénomène d'apport en eau (cf. Figure 12) ;
- la différence entre le niveau de déformation mesuré en laboratoire à l'échelle de l'échantillon et celui qui se développe lors du déchargement du fond de fouille d'un ouvrage d'infrastructure peut conduire à une mauvaise estimation de l'amplitude du gonflement et des temps de consolidation/déconsolidation.

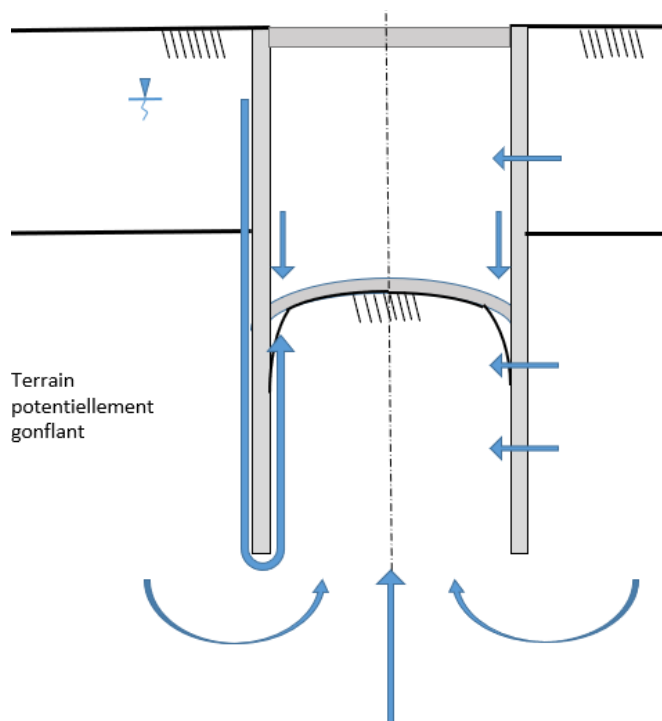


Figure 12 : Représentation schématique des venues d'eau en phase service

5.6. DÉFINITION DE LA GÉOMÉTRIE DE LA ZONE GONFLANTE

L'amplitude des effets du gonflement en fond de fouille dépend à la fois des paramètres de gonflement mesurés à l'œdomètre et de l'épaisseur des terrains au sein desquels la cinématique de gonflement se produit. Plus l'épaisseur de sol gonflant est importante, plus l'amplitude des soulèvements sera conséquente.

Dans certaines méthodes de dimensionnement développées ci-dessous, la géométrie de la zone gonflante est une donnée d'entrée des calculs. L'objet de ce chapitre est donc de présenter des méthodes pour la définition de son extension ; **l'épaisseur de terrain prise en considération dans les calculs joue un rôle important.**

La détermination de la géométrie du massif de sol susceptible de gonfler peut s'avérer complexe même dans le cas d'un monocouche. Il est donc proposé dans la suite de ce chapitre une méthode graphique, dont il conviendra de vérifier l'adéquation avec les spécificités de chaque projet.

Cas n°1 – épaisseur limitée de terrain gonflant (épaisseur < hauteur de la fiche)

Il est alors conseillé de considérer dans les calculs l'intégralité de l'épaisseur de la couche gonflante.

Il est à noter que dans le cas d'une couche gonflante de très faible épaisseur sous le fond de fouille (de l'ordre du mètre), son effet peut être négligé.

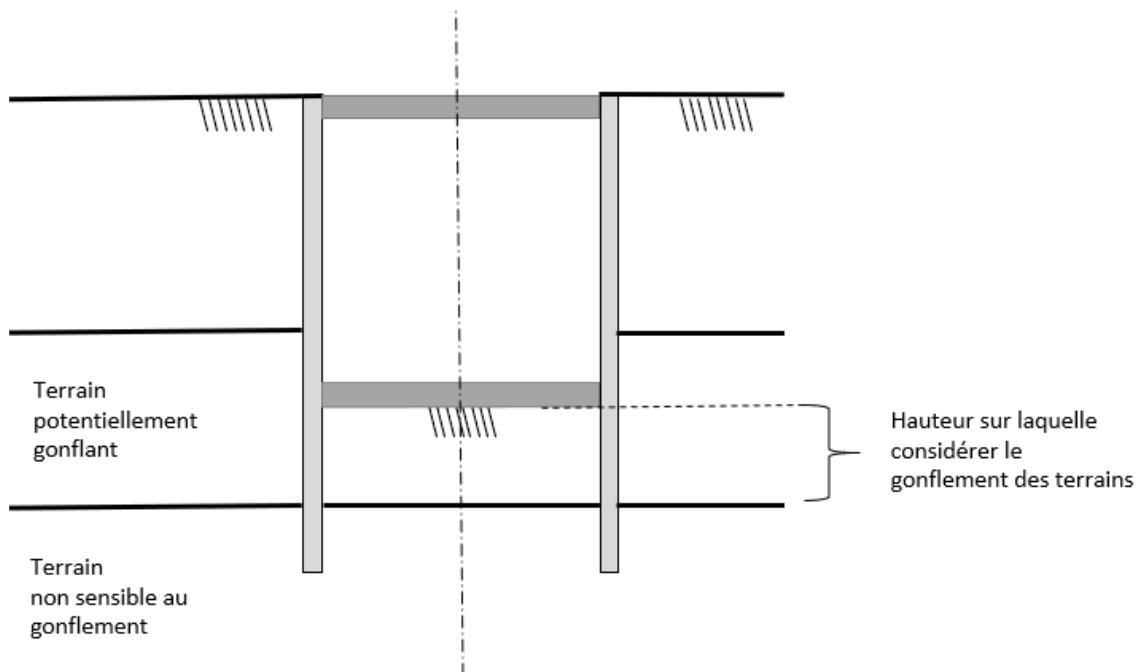


Figure 13 : Géométrie de terrain susceptible de gonfler - hauteur de terrain gonflant limitée (épaisseur < fiche)

Cas n°2 – épaisseur importante de terrain gonflant (épaisseur > hauteur de la fiche)

Dans le cas d'une épaisseur importante de terrains gonflants, la zone au sein de laquelle se développeront les déformations de gonflement n'est plus limitée stratigraphiquement, mais sera conditionnée par l'évolution des contraintes au sein de la couche gonflante durant les phases de terrassement.

Ainsi, contrairement au cas d'une couche d'extension limitée, dans le cas d'une couche gonflante épaisse, on pourra définir un volume concentrant la majeure partie des déformations de gonflement que l'on utilisera dans les calculs comme « zone gonflante ».

Dans le cadre de ces recommandations, de nombreuses modélisations ont été réalisées afin d'appréhender par des calculs aux éléments finis le volume de sol susceptible de gonfler (car soumis aux plus fortes variations de contraintes verticales ou sphériques). Les divers cas étudiés ont été les suivants :

- lois de comportement de complexité variable (élasticité linéaire avec critère de rupture de type Mohr-Coulomb ou non linéaire isotrope avec des critères de rupture munis ou non de mécanisme d'écrouissage, par exemple Hardening Soil Model) ;
- paramètres drainés, non drainés avec consolidation et non drainés en contraintes totales ;
- modélisation en déformation plane ou axisymétrique ;
- divers types de sols basés sur des cas réels (Argiles vertes de l'Yprésien, Marnes d'Argenteuil et Argiles plastiques) ;
- utilisation directe des paramètres œdométriques. Dans ce dernier cas, il est important de vérifier la corrélation entre les modules recalculés et les modules estimés.

L'objectif de ces calculs n'est pas d'imposer une quelconque méthode numérique de calculs valable pour l'ensemble des études de gonflement sous un radier, ce choix étant laissé à l'ingénieur géotech-

nicien. De la même manière, les calculs présentés ont été réalisés sous Plaxis, mais il revient à chaque concepteur d'utiliser le logiciel qui lui semble le plus adapté en fonction des avantages et inconvénients qu'il présente.

Le but des calculs réalisés est de déterminer un volume de sol en expansion sous un radier, en lien avec la variation de contrainte effective (moyenne ou verticale) dans un sol homogène. Il est recommandé de déterminer graphiquement la zone où les déformations volumiques restent positives sous le radier (traduisant un accroissement du volume du sol et donc son expansion). Dans certains cas (en axisymétrie par exemple), il peut être nécessaire de limiter la borne supérieure des déformations volumiques positives à 90 ou 95% de la déformation volumique maximale, pour ne pas intégrer de déformations parasites sur l'ensemble du modèle. Une sortie graphique est fournie pour l'exemple ci-dessous (Figure 14). Différentes caractéristiques de sol ont été testées, aboutissant à une géométrie similaire.

Ces calculs montrent donc que la zone de terrains susceptible de gonfler est de forme circulaire, plus ou moins elliptique sous la fiche des parois de soutènement. La profondeur maximale du gonflement varie entre la pointe d'un cône à 1V/1H et 3V/2H (voire 2V/1H dans le cas de sols possédant de faibles caractéristiques mécaniques). **Une profondeur située à 3V/2H est recommandée pour rester sécuritaire sans toutefois prendre un volume de sol pénalisant. L'utilisation d'une géométrie simplifiée assimilée à un cône à 3V/2H est également acceptable. Dans tous les cas, la zone susceptible de gonfler devra être limitée à celle où la contrainte verticale effective est inférieure à la pression de gonflement retenue. Il est à noter que, le géotechnicien pourra avoir recours à une modélisation en lien avec chaque projet pour préciser l'étendue de la zone gonflante.**

Dans le cas où la couche de terrain gonflant intercepte une couche de sol non gonflant, l'extension en profondeur du soulèvement est bien sûr limitée à l'interface de cette couche.

Il est à noter que la mise en œuvre de dispositifs d'ancrages dans la couche gonflante limite par frettage son extension. Par exemple, des extensomètres en forages installés en fond de fouille d'un bassin d'orage dans les Argiles de Flandres (puits

de 21 m de profondeur, 25 m de diamètre et 10 m de fiche) où 45 pieux ont été réalisés en fond de fouille pour porter un radier sur vide sanitaire, ont montré une géométrie de la zone gonflante limitée à la fiche du soutènement (Habert, 2010).

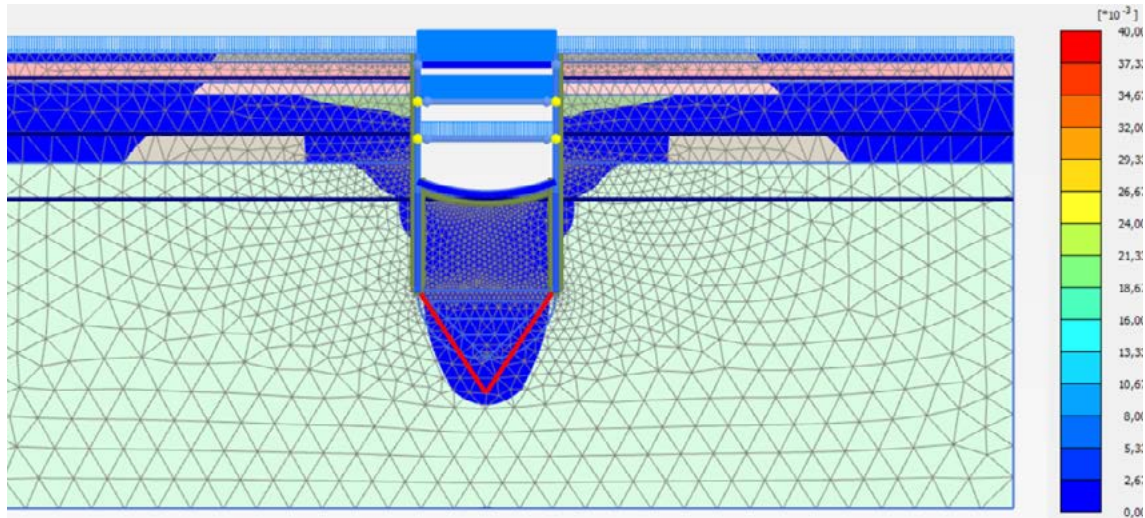


Figure 14 : Exemple de calculs de déformation volumique sous un fond de fouille avec en rouge la limite à $3V/2H$

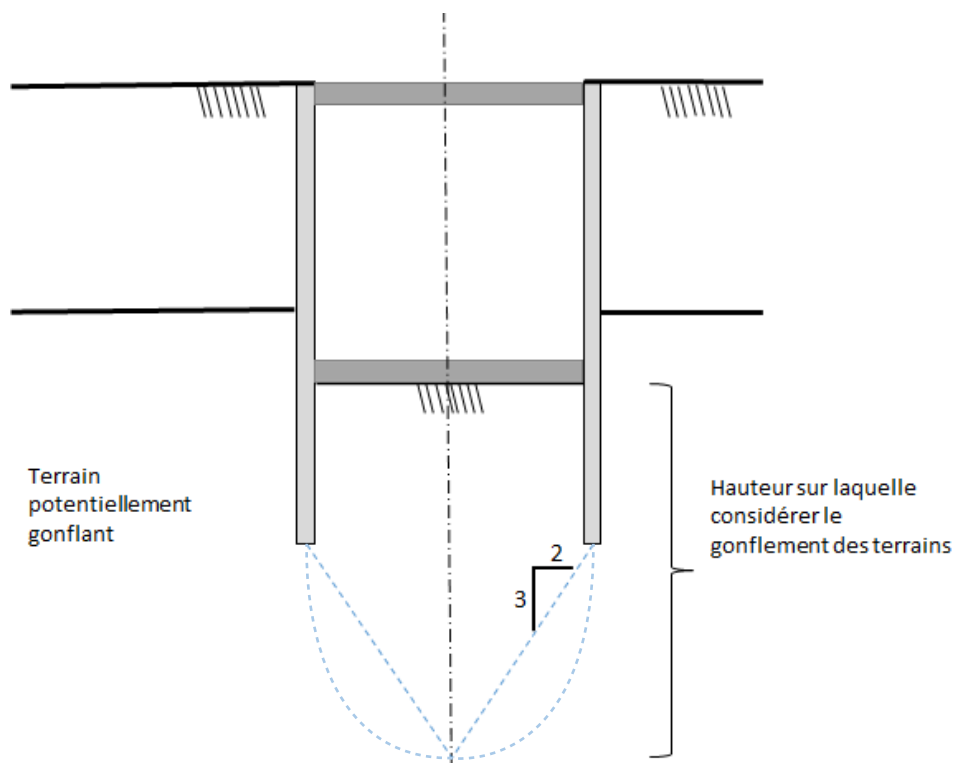


Figure 15. Géométrie de terrain susceptible de gonfler - hauteur de terrain gonflant importante (épaisseur > fiche)

5.7. CHOIX DE CONCEPTION

Différentes solutions de prise en compte de la présence d'un sol gonflant sous un radier sont présentées dans ce qui suit. Elles ont été répertoriées à partir de retours d'expérience sur des ouvrages réalisés, mais ne sauraient être exhaustives. Le groupe de travail s'est efforcé de proposer un éventail large de solutions pour que les concepteurs aient une idée suffisante des méthodes actuellement utilisées. Les différentes méthodes de calculs sont décrites au chapitre 5.9. Les principaux choix de conception sont résumés dans le tableau ci-dessous :

1/ vis-à-vis des pressions d'eau

Le terme sous-pression se réfère à la pression d'eau appliquée sur la sous-face du radier.

Radier	résistant aux sous-pressions	avec ou sans ancrages
	non résistant aux sous-pressions	Drainant (cf. §5.7.6) présence d'évents, de soupapes ou clapets de décharges avec dispositif de récupération des eaux associé

2/ vis-à-vis du gonflement

Radier avec ou sans ancrages	sur sol	« flottant » (cf. §5.7.2)
		résistant (avec ou sans clavage tardif) (cf. §5.7.1 et §5.7.3)
	sur vide sanitaire (cf. §5.7.4)	avec coffrage dégradable (Biocofra®...)
		avec coffrage non dégradable (Iglu®/ Coffrargile®, Cellcore®/ Cordek®, Modulo®...)
		avec lit de sable ou de billes d'argile (Argex®...) aspiré
	sur matériau composite de type polystyrène (Termostyr/ Isosystem®, EPS/ Jablite®...) (cf. §5.7.5)	

5.7.1. DIMENSIONNEMENT D'UN RADIER SUR SOL

Le dimensionnement du radier doit reprendre la somme de la pression de gonflement et de la pression hydrostatique (regroupées sous l'appellation pression de contact totale).

Dans le cas où la pression de contact n'est pas très élevée (classiquement inférieure à 100 – 150 kPa), il n'est pas nécessaire d'avoir recours à un modèle de calcul détaillé.

Dans le cas d'une pression de contact plus élevée, il devient nécessaire de tenir compte de l'interaction sol-structure pour le dimensionnement du radier.

La faisabilité de cette solution dépend de l'épaisseur du radier et de son taux de ferrailage. Il peut être réalisé un radier contre-voûté afin de mieux répartir les efforts dus au gonflement et limiter les moments fléchissants.



Figure 16 : Ferrailage d'un radier contre-voûté – Arrière-gare de Noisy-Champs (chantier © SGP)

Les entrants et méthodes de calculs nécessaires sont les suivants :

RADIER RESISTANT	
Entrants géotechniques	Méthodes de calculs
Pression de gonflement σ'_g	Calcul direct du radier ou
Pression d'eau en phase service u_w	Méthode n°3
Facteur de gonflement K^*_g	Méthode n°4

Rappel : $K^*_g = (C_g - C_{su}) / (1 + e_0)$

5.7.2. RADIER « FLOTTANT » OU CLAVAGE TARDIF

Il est possible dans ce choix de conception de :

- dissocier le radier structurellement de l'enceinte de soutènement ou des fondations. Le radier est alors libre de se soulever lors de l'apparition du gonflement. À titre d'exemple, ces travaux ont été réalisés pour le radier du terminal Méthanier de Dunkerque (P. Vidil, 2016), ou encore pour le radier du bassin Calais Vadez ;
- solidariser le radier après qu'une partie du gonflement des sols a eu lieu. Cette méthodologie a été mise en place lors de la réalisation du bassin

Ganay (Bouches-du-Rhône), dans les Marnes du Stampien de la région de Marseille. Elle consiste à désolidariser le radier et les parois moulées le temps de la stabilisation des mouvements. Dans un premier temps, le radier n'est donc pas connecté aux parois de soutènements, afin de le laisser se déplacer sous l'action des sols gonflants. Dans un deuxième temps, le radier est clavé à l'ouvrage. Cela est possible pour des temps de déconsolidation relativement faibles par rapport à la durée du chantier.

Il est néanmoins difficile de connaître précisément la cinématique du phénomène ; le clavage tardif est plutôt à considérer comme une disposition constructive partielle.

Les entrants et méthodes de calculs nécessaires sont les suivants :

CLAVAGE TARDIF DU RADIER	
Entrants géotechniques	Méthodes de calculs
Pression de gonflement σ'_g	Méthode n°1
Facteur de gonflement K^*_g	Méthode n°3
Pression d'eau en phase service u_w	Méthode n°4



Figure 17 : Radier du bassin Ganay avec clavage tardif (© Soletanche Bachy)

5.7.3. ANCRAGE DU RADIER

De manière analogue à un ancrage du radier pour résister aux sous-pressions, l'ouvrage peut être ancré pour résister au gonflement des sols (Habert, 2010). Cette solution permet de limiter le soulèvement et l'extension de la couche susceptible de gonfler et nécessite un dimensionnement des ancrages en traction (combinaison de calculs GEO/STR selon EC7). L'effort parasite addi-

tionnel appliqué aux ancrages est présenté dans le chapitre 7. Dans la mesure du possible, il est préférable de descendre les ancrages dans un horizon non gonflant. Cette solution a pour inconvénient d'augmenter significativement et ponctuellement les efforts sur le radier.

NOTA : l'utilisation d'ancrage peut également se faire conjointement avec un coffrage perdu dégradable (cf. 5.7.4.1).



Figure 18 : Micropieux d'ancrage d'un bassin (© Soletanche Bachy)

5.7.4. MISE EN PLACE D'UN VIDE SANITAIRE

Il est possible de laisser un vide sous le radier, celui-ci devenant à terme porté par les parois. En cas de radier de grande portée, des appuis peuvent être nécessaires. Diverses solutions existent qui sont décrites par la suite. Ces procédés devront bénéficier d'un agrément technique, d'un cahier des charges ou d'une validation spécifique par essais.

VIDE SANITAIRE	
Entrants géotechniques	Méthodes de calculs
Pression de gonflement σ'_g	Méthode n°1
Facteur de gonflement K^*_g	Méthode n°4
Pression d'eau en phase service u	

5.7.4.1. COFFRAGE PERDU DÉGRADABLE

Il peut s'agir d'un coffrage dégradable de type Biocofra® ou équivalent : constitué de panneaux de cartons en nid d'abeilles qui permettent d'obtenir une résistance à la compression satisfaisante pour

les travaux. L'introduction d'eau dans le coffrage, après la prise du béton, supprime la résistance du carton et amorce sa dégradation. L'espace ainsi libéré est propice à la libre déformation du sol. Le radier doit alors être dimensionné pour travailler sans appui sur le terrain. À terme, l'espace vide sera partiellement rempli de sol, celui-ci ayant eu le temps de se déformer, mais également d'eau. L'épaisseur du coffrage perdu est directement liée à l'amplitude des mouvements attendus. Une attention particulière doit être accordée aux points suivants :

- la présence de sols humides ou de forte pluie peut dégrader le coffrage précocement,
- la dégradation du coffrage nécessite de grandes quantités d'eau, ce qui peut paraître contradictoire pour des terrains susceptibles de gonfler. Néanmoins, le phénomène de gonflement étant supposé lent, ce sujet est sensible mais non rédhibitoire, également par le fait qu'à long terme, le vide sanitaire sera également probablement plus ou moins rempli d'eau.



Figure 19 : Mise en place d'un coffrage dégradable (© Soletanche Bachy)

5.7.4.2. COFFRAGE PERDU NON DÉGRADABLE

Il existe une multitude de variété de matériaux coffrants perdus, non dégradables, permettant de couler le radier tout en permettant au sol de se déformer. On peut citer, entre autres, le procédé Coffrargile®, développé spécifiquement pour les « dalles » (au sens général sur sols gonflants, qui se caractérise par une forme de tabouret sur 4 pieds en plastique). L'espace entre les pieds permet aux sols de se déformer librement. La hauteur des jambes des tabourets est variable pour s'adapter à la hauteur de vide souhaitée. Le dispositif est à positionner directement sur le terrain.

Ce procédé a été mis en œuvre sur la Tour Duo (Paris) et sera également installé sur la ligne 14 Sud

(gare Maison-Blanche). Les retours d'expérience sur ces matériaux sont actuellement peu nombreux en génie civil.

Il convient donc d'être prudent vis-à-vis de :

- La mise en œuvre du béton de propreté sur une surface non plane,
- L'éventuelle transmission d'effort sur le radier par les appuis des pieds de tabouret,
- La possibilité que les pieds de tabourets poinçonnent le sol,
- Le bétonnage du radier en plusieurs couches (nécessaire pour la stabilité des tabourets),
- L'obtention d'un avis technique dans ce cadre particulier d'utilisation.



Figure 20 : Système Coffrargile IGLU® (Vide sanitaire pour une dalle portée d'immeuble dans le 92)



Figure 21 : Système Cellcore® (chantier OA Jean Prouvé L14 Sud GPE)

5.7.4.3. LIT DE SABLE

Une autre technique consiste à mettre en œuvre un lit de sable sous le radier afin de pouvoir le couler classiquement. Des réservations dans le radier permettent, une fois que celui-ci a fait prise, de lessiver par aspiration le sable afin de créer le vide souhaité.

Le contrôle de la bonne suppression du sable est un point important de la méthode, afin de ne pas laisser de points durs sous le radier (zones de sable restant en place). Il convient si nécessaire de procéder à un apport d'eau temporaire maîtrisé pour faciliter l'aspiration du sable.

Ce procédé est mis en œuvre sous le radier de la gare Arcueil-Cachan du Grand Paris Express à Arcueil (94), où des difficultés à retirer intégralement le sable ont été notées.



Figure 22 : Mise en place d'un lit de sable (gare Arcueil Cachan L15 sud - © GPE)

5.7.5. MISE EN PLACE D'UN MATÉRIAU COMPRESSIBLE

Cette méthode a pour objet de permettre une reprise des charges verticales descendantes sur le radier (fixe en périphérie) par le sol, tout en limitant les effets du gonflement grâce à la mise en place d'un matériau à seuil d'écrasement (matériau « fusible » déformable). Un avis technique sur le matériau utilisé peut s'avérer nécessaire.

Ce matériau compressible est ici considéré comme plein. Les plaques de polystyrène en « nid d'abeille » type Cellcore HX S ou équivalent sont à rattacher aux coffrages perdus non dégradables (§5.7.4.2).

MATÉRIAU COMPRESSIBLE	
Entrants géotechniques	Méthodes de calculs
Pression de gonflement σ'_g	Méthode n°2 Méthode n°4
Facteur de gonflement K^*_g	
Pression d'eau en phase service u_w	
Palier plastique du polystyrène	

Les détails concernant le dimensionnement de ce dispositif sont donnés en annexe.



Figure 23 : Mise en œuvre des blocs de polystyrène sur l'OA 0802P (© GPE)

5.7.6. RADIER DRAINANT

Ce dispositif n'est pas directement en lien avec la problématique de gonflement des sols sous radier. Néanmoins, dans certaines conditions, il peut être intéressant de mettre en œuvre un radier drainant, afin de limiter la pression hydrostatique à prendre en considération dans le dimensionnement du radier. Cela permet en effet de dimensionner le radier en considérant seulement la hauteur d'eau entre la sous-face du radier et l'exutoire du radier drainant situé au-dessus de l'arase supérieure du radier, à laquelle on ajoute la pression de gonflement de calcul. En l'absence de radier drainant, l'épaisseur du radier pourrait devenir rédhibitoire en cas de cumul des deux actions.

Le principe général est de disposer un matériau drainant sous le radier et créer des événements de décharge dont les débits captés sont récoltés dans des bassins de rétention dont la surface dimensionne la fréquence du pompage de vidange. La couche drainante doit également être en permanence saturée ; dans le cas contraire un phénomène de carbonatation peut apparaître et devenir contre-productif en termes de perméabilité, celle-ci devant être supérieure à 10^{-3} m/s. Il est donc nécessaire de prévoir des tubes de remplissage pour saturer le radier drainant dès le coulage du radier béton, qui pourront être fermés par un clapet anti-retour afin d'éviter toute sortie d'eau par ces tubes lors de la phase service. En phase service, le niveau d'eau dans le radier drainant (ou plus simplement dans les exutoires) doit être en permanence contrôlé pour s'assurer de cette saturation (vanne d'évacuation de l'eau asservie automatiquement sur le niveau d'eau). Il est également recommandé de disposer la couche drainante entre 2 couches de géotextile (300 g/m² ou équivalent) pour l'isoler d'éventuelles pollution par les fines du terrain naturel sous-jacent. Il est important que ces couches soient des géotextiles et pas des géomembranes. Le radier drainant étant disposé sur une couche susceptible de gonfler, habituellement de faible perméabilité, les débits d'exhaure devraient être modérés, de l'ordre de 1 m³/h pour une perméabilité de l'argile gonflante de 10^{-9} m/s. L'appellation « radier drainant » est donc un peu excessive, il s'agit plus d'un radier de dissipation des pressions interstitielles. Ces bassins, alimentés par un nombre suffisant de drains travers-

sant le radier (béton), doivent être dimensionnés en surface en fonction de ce débit attendu. Le radier béton peut alors être dimensionné en cumulant la pression de gonflement de calcul et une pression d'eau dépendant de la hauteur d'eau dans les tubes permettant son exhaure (de l'ordre de 20 kPa).

Ce type de procédé est mis en œuvre sur les gares Vert-de-Maisons et Champigny-Centre de la ligne 15 Sud.

À titre d'exemple, une couche granulaire constitutive du matériau drainant, peut répondre aux spécifications suivantes : ne pas contenir de fines, grave de classe D selon la classification du Guide des Terrassements Routiers (5/15 mm ou 31.5/63 mm ou équivalent) et posséder une épaisseur minimale de 0,5 m. Le compactage de la couche doit être soigné et conforme aux règles de l'art, et vérifié par des essais à la plaque (conformément à la norme NF P94-117-1), afin de pouvoir déterminer le module d'Young de la couche drainante et fournir sa raideur pour le dimensionnement du radier en béton. Une valeur cible de 60 à 90 MPa peut être retenue en première approche. On attire l'attention sur le risque de colmatage du radier drainant à long terme, ce qui nécessite soit le respect des conditions de filtre soit la mise en œuvre d'un géotextile de filtration.



Figure 24 : Radier drainant sur une gare du Grand Paris (© GPE)

MATERIAU COMPRESSIBLE	
Entrants géotechniques	Méthodes de calculs
Pression de gonflement σ'_g	Calcul direct du radier ou Méthode n°3 Méthode n°4
Facteur de gonflement K^*_g	
Pression d'eau résiduelle (≈ 20 kPa)	

5.8. TABLEAU RÉCAPITULATIF

			Résistant aux sous-pressions	Drainant ou événements	Méthode de calcul
Radier avec ou sans ancrages	sur sol	flottant	-	-	1 ou 4
		résistant	pression de gonflement $f(\delta)$ + pression d'eau	pression de gonflement $f(\delta)$	1, 3 ou 4
	sur vide sanitaire	avec coffrage dégradable	pression d'eau	-	1 (voire 4)
		avec coffrage non dégradable			
		avec lit de sable ou similaire			
	sur matériau fusible (polystyrène ou couche naturelle compressible)		max (limite élastique polystyrène ; pression d'eau)	limite élastique polystyrène	2 ou 4

Commentaires :

- (1) $f(\delta)$ signifie que la pression de contact effective tient compte du déplacement δ du radier (prise en compte de l'interaction sol-structure) ;
- (2) une pression de gonflement est une contrainte effective. Dans le cas d'un vide sanitaire, cette pression de gonflement n'est pas à appliquer sur le radier, mais la pression de l'eau s'applique sauf en présence d'événements ;
- (3) les dispositifs doivent être correctement dimensionnés (épaisseur suffisante du vide sanitaire, etc.) ;
- (4) le radier doit aussi être dimensionné vis-à-vis des charges verticales descendantes : poids propre, etc.

Méthodes de calcul				
Méthode	Type	Appellations	Paramètres nécessaires ⁽¹⁾	
1	Analytique et numérique	Soulèvement libre (cf. §5.9.2 et 5.9.3)	facteur de gonflement K_g^* pression de contact totale géométrie de la zone gonflante	
2	Analytique et numérique	(cf. §5.9.4)	pression de plastification du polystyrène soulèvement libre géométrie de la zone gonflante	
3	3A	Application itérative de la loi de comportement œdométrique (cf. §5.9.5.2.1)	facteur de gonflement K_g^* pression de contact totale géométrie de la zone gonflante	
	3B	Calcul avec des ressorts indépendants (cf. §5.9.5.2.2)	facteur de gonflement K_g^* pression de contact totale module de la couche intercalaire géométrie de la zone gonflante	
	3C	Modèles des ressorts interdépendants (cf. §5.9.5.2.3)	facteur de gonflement K_g^* pression de contact totale paramètres de compressibilité des différentes couches (E,v)	
4	4A	Calculs en déconsolidation - succion (cf. §5.9.5.3.1)	facteur de gonflement K_g^* succion de la couche gonflante à la fin de l'excavation (égale à la contrainte de gonflement) ou pression interstitielle dans cette même couche avant excavation	
	4B	Calculs en déformation volumique imposée (cf. §5.9.5.3.2)	facteur de gonflement K_g^* pression de contact totale pour la méthode de déformation globale, géométrie de la zone gonflante	

Commentaires :

- (1) Ces paramètres se réfèrent uniquement aux résultats des essais de gonflement décrits dans le §3. Il est bien entendu que ces méthodes de calcul nécessitent en plus d'autres données d'entrée.

5.9. MÉTHODES DE CALCUL

Ce chapitre présente les principes généraux pouvant être retenus pour la modélisation du comportement des sols gonflants avant de présenter l'application de ces principes à la conception et au dimensionnement des ouvrages, en fonction des différentes solutions de conception retenues.

5.9.1. FORMULATION DE BASE : MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS GONFLANTS

Afin de limiter l'impact du gonflement des terrains argileux sur les structures enterrées, il est recommandé de soustraire la part de déformation mécanique se produisant durant les phases de terrassement.

De manière à illustrer la démarche, le comportement du sol est décrit dans ce paragraphe de manière unidimensionnelle (les déformations verticales sont directement reliées aux contraintes verticales).

5.9.1.1. EQUATION GÉNÉRALE

Sur la base des essais des gonflements à l'œdomètre présentés au chapitre 3.3, le comportement mécanique d'un sol gonflant sollicité en déchargement est modélisé par le biais de deux lois contraintes déformations logarithmiques :

- Une loi représentant la déformation quasi-instantanée du sol. Cette loi, définie sur la base de la partie à teneur en eau constante (boucle de chargement/déchargement préliminaire des essais de gonflement à l'œdomètre), suit une pente C^*_{su} depuis la contrainte totale initiale en place σ_{v0} .
- Une loi représentant la déformation globale à long terme du sol. Cette loi, définie sur la base de la partie après imbibition des essais de gonflement à l'œdomètre, suit une pente C^*_g depuis la pression de gonflement σ'_{vg} avec $\sigma'_{vg} \leq \sigma'_{v0}$. On pourra considérer une valeur σ'_{vg} inférieure à σ'_{v0} dans le cas où les essais en laboratoire le mettent en évidence.

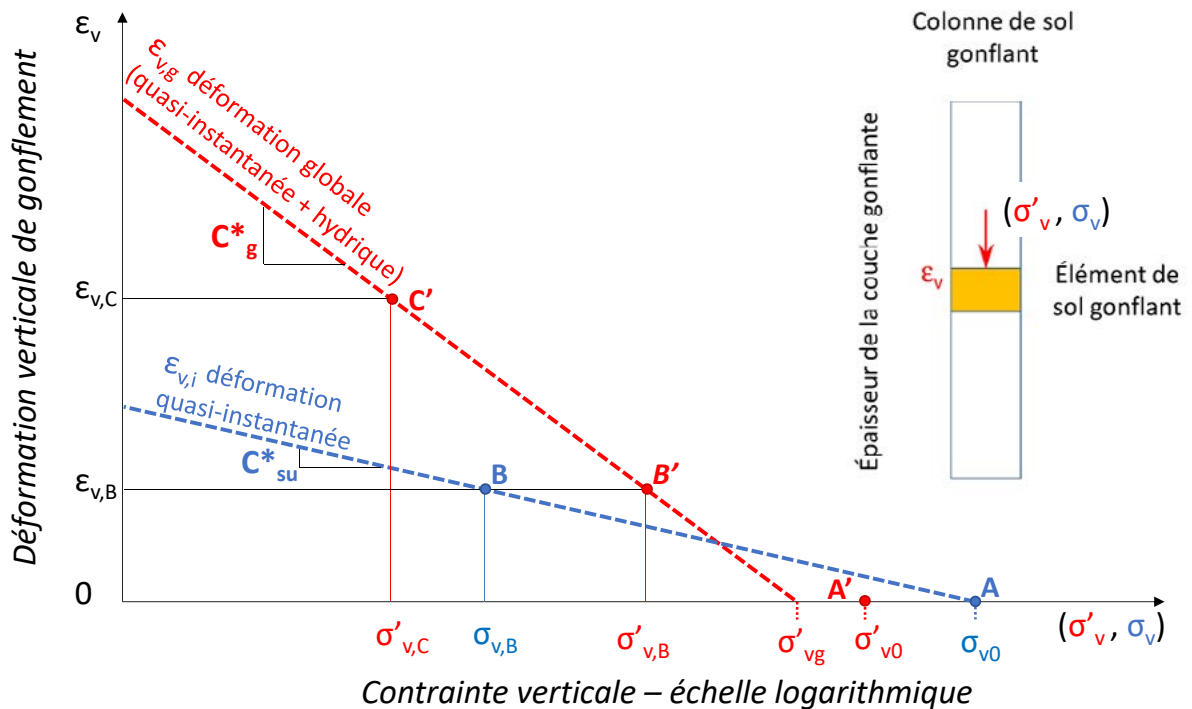


Figure 25 . Modèle de comportement des sols gonflants

Commentaire :

la présence sur la figure de contraintes effectives supérieures à la contrainte totale est liée à la succion due au déchargement.

Pour tout point (P) au sein d'une couche gonflante, le comportement pourra être décrit de la manière suivante. L'état avant travaux est caractérisé par une contrainte verticale totale σ_{v0} (point A) et une contrainte effective σ'_{v0} (point A') associées à une déformation nulle. À la fin du terrassement, phase qualifiée de quasi-instantanée par rapport aux mécanismes de gonflement, le sol se trouve à une contrainte verticale totale $\sigma_{v,B}$ (point B déduit de la hauteur d'excavation), associée à une déformation $\varepsilon_{v,B}$ déterminée selon la loi représentant le comportement quasi-instantané du sol (pente C^*_{su} depuis σ_{v0}). À long terme, en C', la déformation totale $\varepsilon_{v,C}$ est liée à la contrainte effective $\sigma'_{v,C}$ par loi de comportement globale (pente C^*_g depuis σ'_{vg}), où $\sigma'_{v,C}$ dépend à la fois du poids des terres excavé et de la contrainte en sous-face du radier (dont l'intensité est déterminée par le biais d'un calcul d'interaction sol-structure).

Ainsi, de manière générale, le gonflement hydrique subi par les terrains sous le radier s'exprime selon la relation suivante :

$$\varepsilon_{v,g} - \varepsilon_{v,i} = -C^*_g \lg \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vg}} + C^*_{su} \lg \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}}$$

Il s'agit là de l'équation de base du gonflement différé ou « hydrique » du sol. Cette équation est basée

sur des lois contraintes-déformations linéaires en échelle semi-logarithmique.

Dans certains cas, le degré de précision sur l'exploitation des essais en laboratoire peut conduire à négliger le terme en C^*_{su} (et donc d'approcher par excès les effets du gonflement). De même, si la contrainte de gonflement σ'_{vg} n'est pas déterminable avec un degré de précision suffisant, il est possible de la remplacer par la contrainte initiale σ'_{v0} avec pour conséquence de surestimer les effets du gonflement.

Dans les méthodes où l'épaisseur de la zone gonflante est un paramètre d'entrée, celle-ci peut être déterminée conformément au paragraphe 5.6.

5.9.1.2. EQUATION SIMPLIFIÉE

La loi de comportement proposée ne relie pas de manière directe le logarithme de la contrainte effective finale à la part de déformation hydrique, ce qui peut présenter des difficultés calculatoires pour la mise en œuvre d'un calcul d'interaction sol-structure. Aussi, du fait de la prépondérance de C^*_g par rapport à C^*_{su} , le comportement des terrains peut être approché en ne travaillant qu'en contraintes effectives, ce qui revient à considérer la loi de comportement suivante :

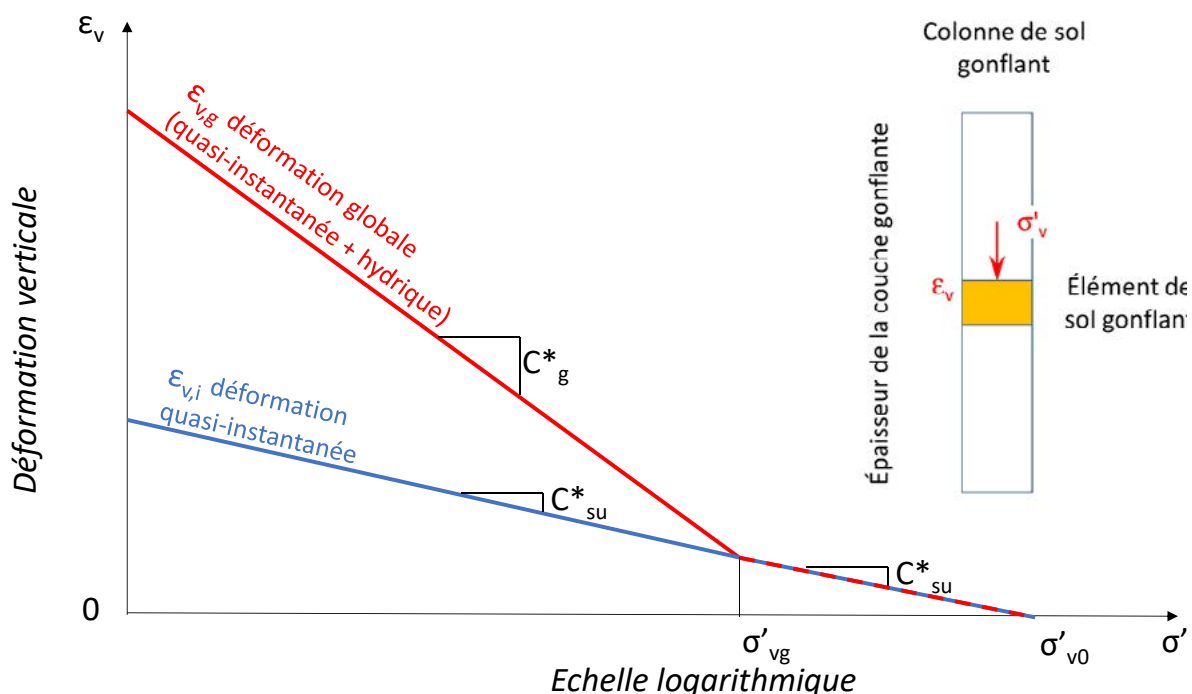


Figure 26 . Modèle de comportement simplifié des sols gonflants

Sur la base de ce modèle, la déformation différée (uniquement liée au gonflement hydrique) est la suivante :

$$\varepsilon_{v,g} - \varepsilon_{v,i} \approx -K^*_g \lg \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vg}}$$

5.9.1.3. APPLICATION AUX CAS DE LA DÉFORMATION LIBRE ET DE LA DÉFORMATION BLOQUÉE

La Figure 27 présente l'utilisation de ce modèle de calcul pour les deux configurations extrêmes pouvant être rencontrées dans un terrain gonflant

sous un ouvrage : le gonflement « libre » et le gonflement « bloqué ».

Avant imbibition du sol, le chemin de contraintes suit la courbe bleue (pente C^*_{su}). Après imbibition, dans le cas d'un gonflement « libre », l'équilibre est obtenu sous la contrainte $\sigma'_{v,B}$ (contrainte en fond de fouille) et la déformation rejoint la courbe rouge (sur la droite de pente C^*_g) au point D' (Figure 27 haut). Si la déformation est, au contraire, totalement bloquée (cas d'un radier infiniment rigide), la contrainte verticale effective rejoint la courbe rouge au point E' d'abscisse $\sigma'_{v,E}$ (Figure 27 bas).

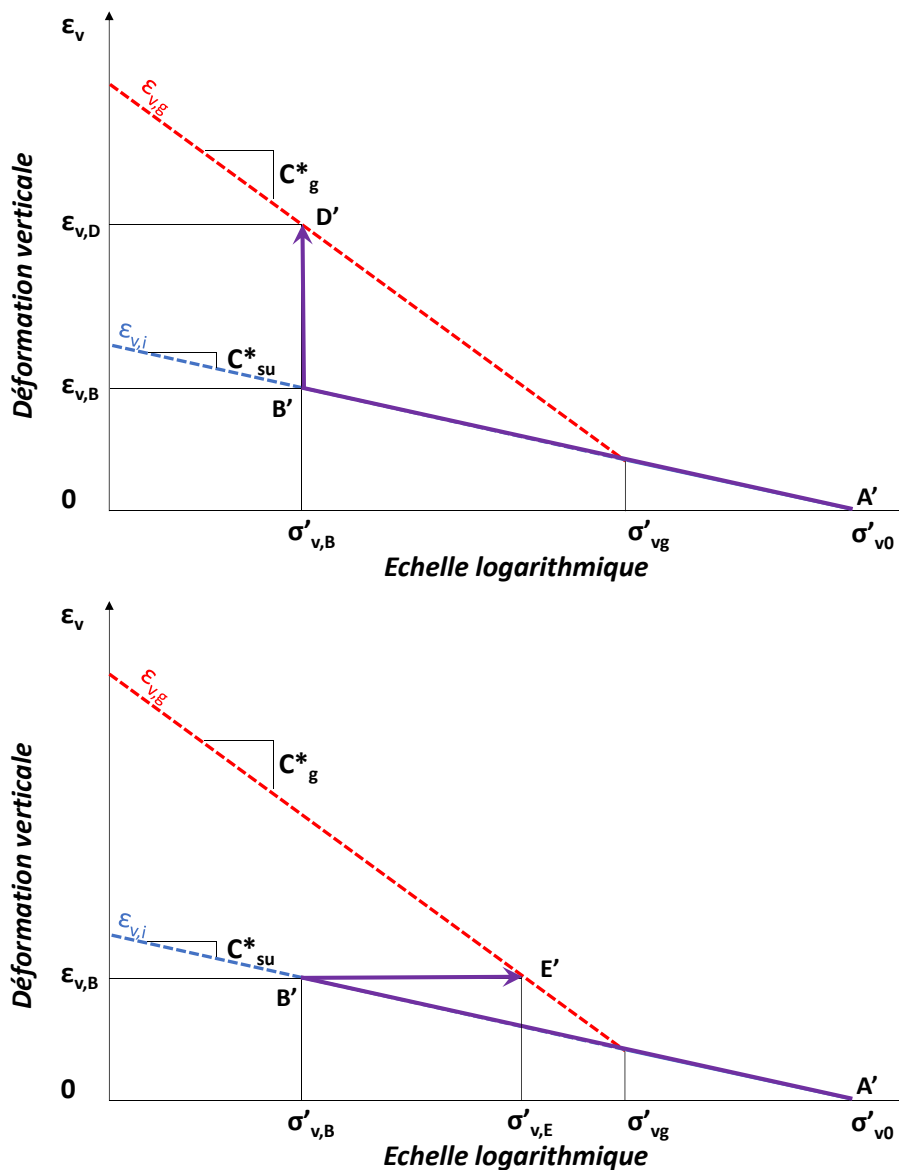


Figure 27. Chemins contraintes-déformations lors d'une excavation dans un terrain gonflant saturé.

5.9.1.4. PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

La situation de la Figure 27 peut être étendue au cas d'un « blocage souple » consécutif à la déformation du radier par exemple. Un calcul itératif peut alors être envisagé pour déterminer l'état d'équilibre du sol (point C').

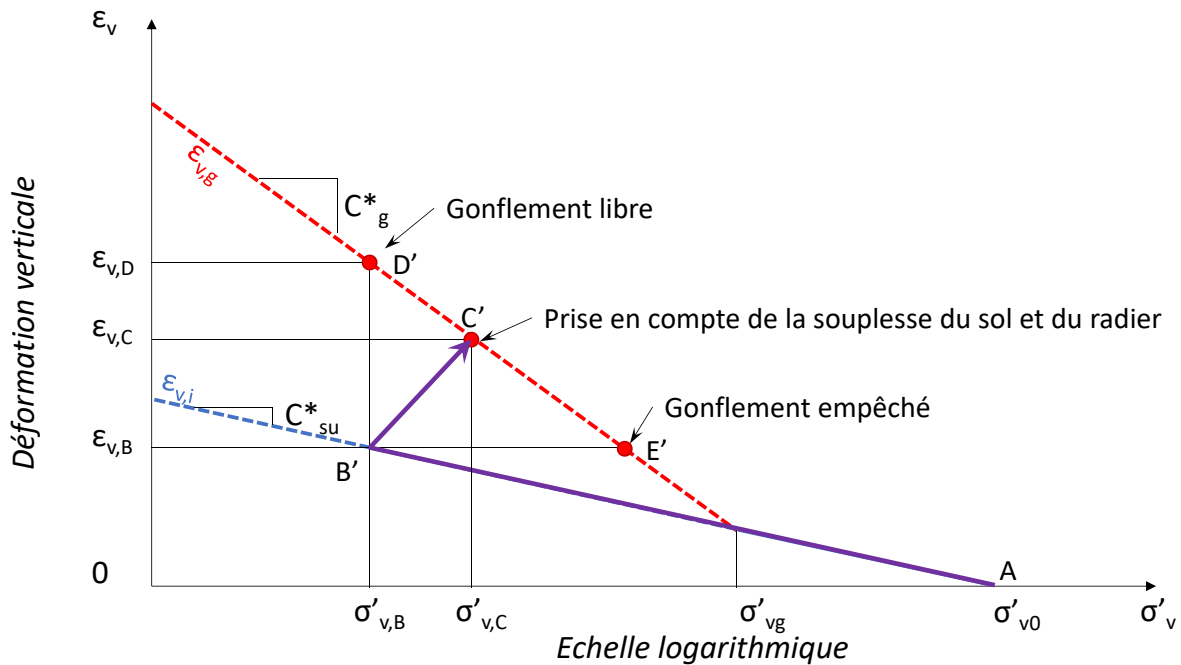


Figure 28 : Gonflement de l'élément en tenant compte d'une souplesse du sol et du radier encaissant

5.9.2. MÉTHODE N°1A – DÉTERMINATION DU SOULÈVEMENT LIBRE – MÉTHODE ANALYTIQUE

Cette méthode simplifiée suppose un soulèvement du sol unidimensionnel (œdométrique), ce qui semble valable pour une fouille classique de grande largeur (hors effet d'accrochage des parois). Le calcul de l'épaisseur de sol soulevé par la déconsolidation est réalisé en discrétisant la couche de sol gonflant et en additionnant les soulèvements unitaires calculés selon la relation :

$$\Delta H_i = - H_i \frac{K_{gi}}{1 + e_{oi}} \cdot lg \frac{\sigma'_{vfi}}{\sigma'_{vgi}}$$

Avec :

- H_i l'épaisseur de la couche i ;
- K_{gi} le facteur de gonflement (uniquement lié à la mise en présence d'eau) de la couche i ;
- e_{oi} l'indice des vides initial (sous σ'_{v0}) ;
- σ'_{vgi} la pression de gonflement de la couche i ;
- σ'_{vfi} la contrainte effective finale à la même profondeur.

Nota 1 : la contrainte verticale effective finale σ'_{vf} au niveau du fond de fouille peut être nulle dans le cas d'un vide sanitaire ou égale au poids du radier (augmenté d'éventuelles surcharges permanentes) s'il repose sur le fond de fouille. Quoi qu'il en soit, cette contrainte augmente avec la profondeur en fonction du poids volumique des terrains et des pressions interstitielles.

Le profil de contraintes verticales dans l'état final pourrait être calculé sur la base d'hypothèses telles que :

- contraintes verticales proportionnelles à la profondeur;
- prise en compte de la diffusion de la contrainte (en déchargement) afin de ne pas surestimer les soulèvements attendus. Les abaques de Boussinesq permettent en fonction de la forme de la fouille de prendre en compte ce phénomène, suivant la relation : $\Delta\sigma_V(z) = I \Delta\sigma_V$

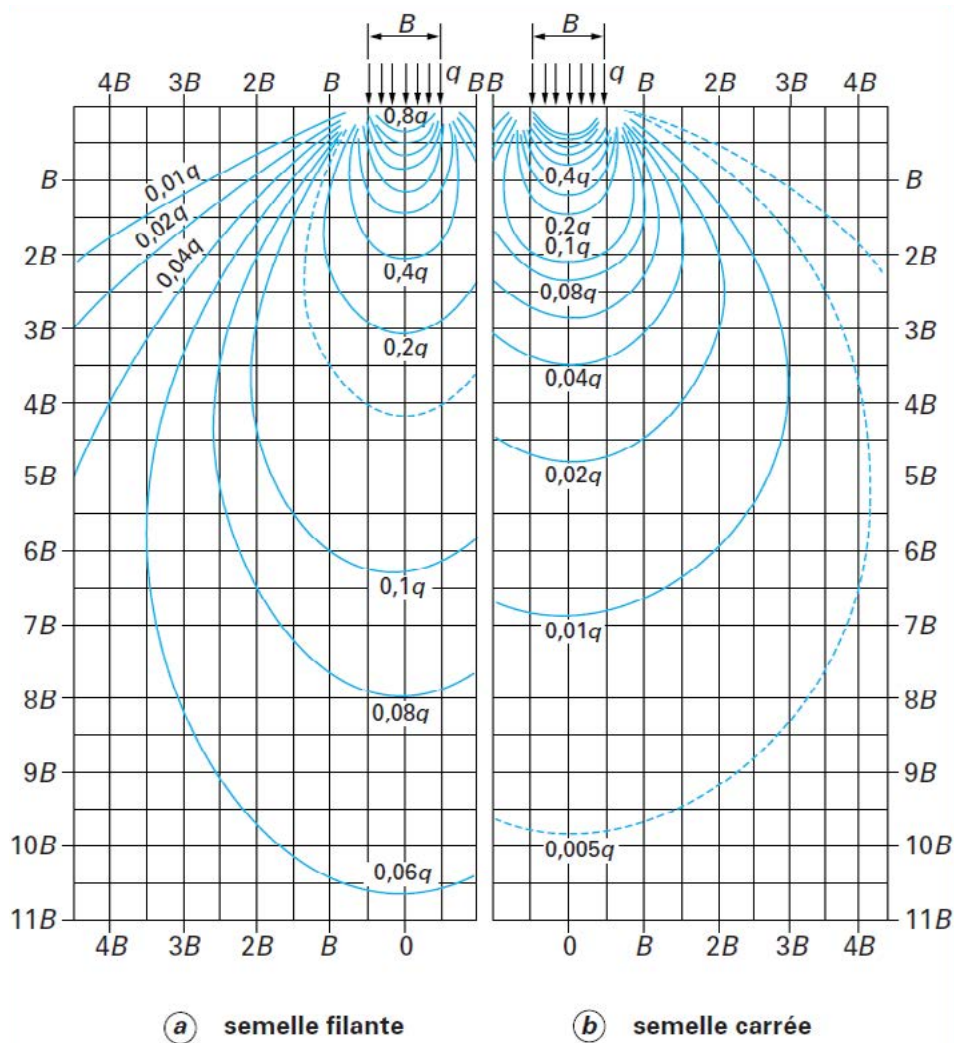
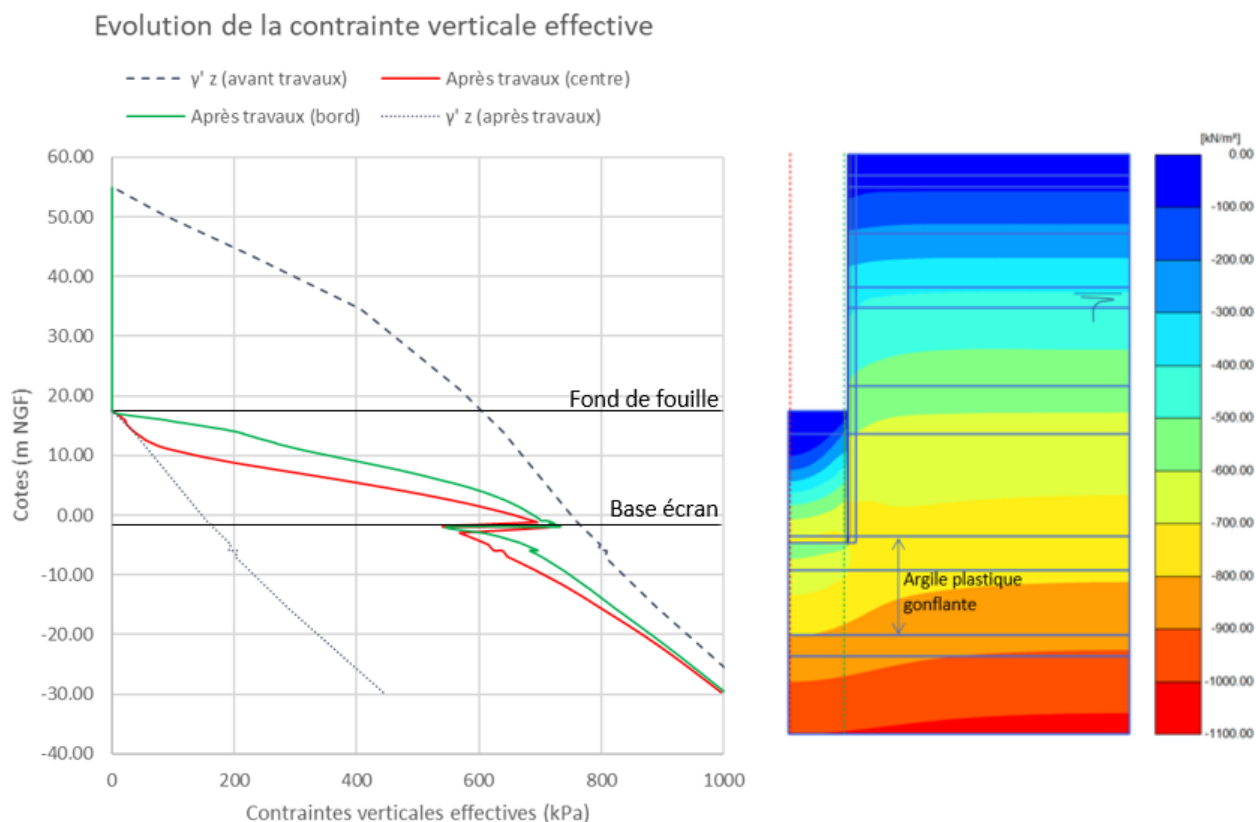


Figure 29 : Diffusion des contraintes dans le sol en fonction de la profondeur (méthode de Boussinesq pour une charge rectangulaire)

- Prise en compte des effets d'accrochage du fond de fouille sur les parois et sur les fondations profondes dans l'enceinte de la fouille par le biais de calculs numériques. Pour les fouilles de faible largeur, cet effet conduit, après excavation dans la zone entre les fiches, à un profil de contraintes verticales effectives supérieur à la contrainte effective $\gamma' z$ (cf. Figure 30 montrant un exemple de modélisation de l'état de contrainte avant et après excavation d'un ouvrage enterré de 17m de diamètre et 38m de hauteur d'excavation).



La considération d'un état de contrainte plus réaliste (tenant compte de la géométrie de la couche et des effets d'accrochage) que la simple répartition $\gamma' z$ conduira à une estimation moins pessimiste de la valeur du soulèvement.

5.9.3. MÉTHODE N°1B – DÉTERMINATION DU SOULÈVEMENT LIBRE – MÉTHODE NUMÉRIQUE

Si, dans un modèle numérique, on désire calculer un soulèvement du fond de fouille sous l'action du gonflement (dans le cadre de la création d'un vide sanitaire par exemple), il est nécessaire d'imposer aux calculs numériques une déformation volumique

(ou taux d'expansion) sur le volume de sol ainsi susceptible de gonfler.

Sur la base de la géométrie de la zone susceptible de gonfler présentée en Figure 31 (ellipse ou triangle dont la base, dans l'axe de la fouille, est situé sur la pente à 3V/2H partant de la fiche du soutènement), le nombre de subdivisions horizontales préconisé est de 5. Cela permet d'obtenir 2 subdivisions sur la hauteur de la fiche et 3 subdivisions en dessous. Cette préconisation géométrique est plus particulièrement applicable aux fouilles relativement étroites (cf. chapitre 5.6).

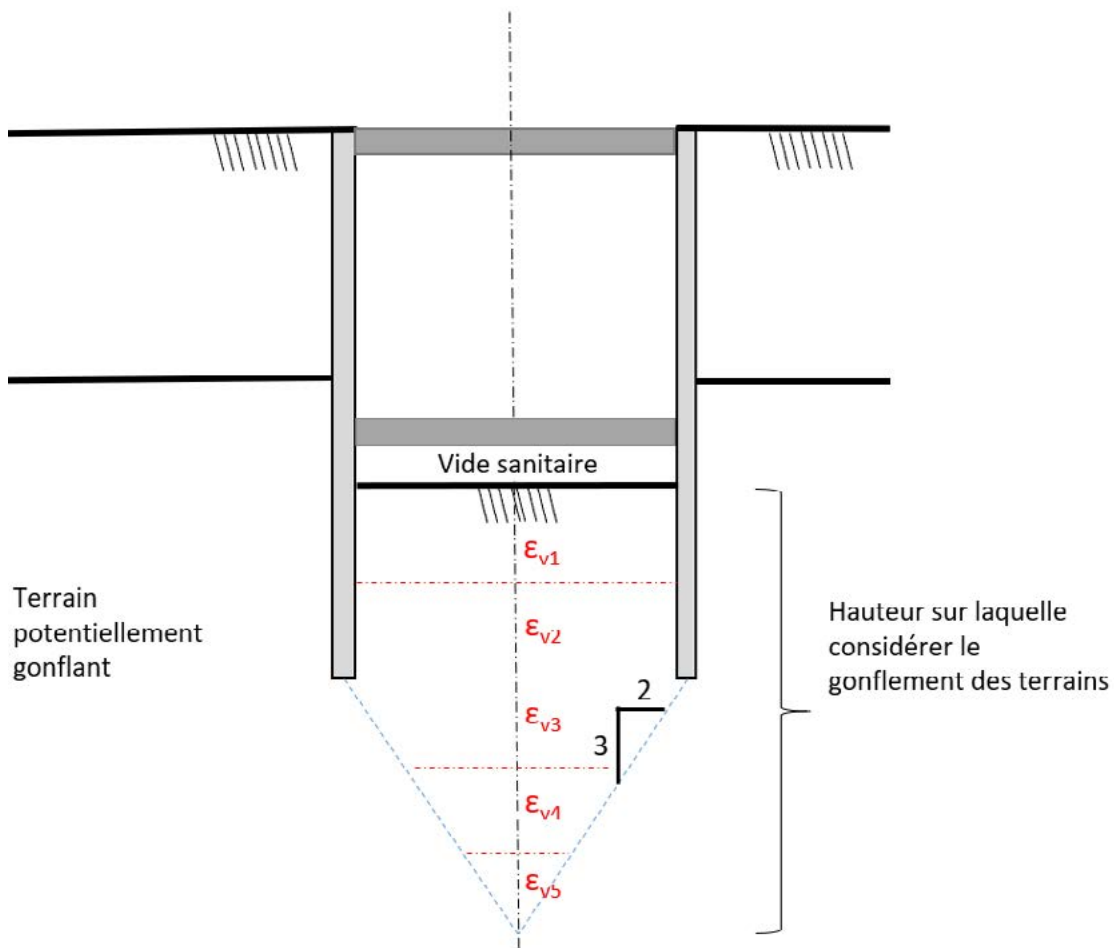


Figure 31 : exemple de subdivisions horizontales pour les calculs de radier

Une déformation volumique (ε_v), qui décroît avec la profondeur (influence de plus en plus modérée de l'excavation) est imposée à chaque subdivision. Les valeurs des déformations volumiques, ainsi que le nombre de subdivisions, ont une influence directe sur le résultat de soulèvement du fond de fouille.

En partant des courbes d'expansion œdométriques, en fonction de la contrainte appliquée (par lecture directe sur un essai en parallèle et à calculer sur les autres types d'essais), il est possible d'imposer un taux d'expansion entre l'état initial (avant excavation) et l'état final (après excavation) du projet. Un premier calcul numérique doit être réalisé

sans expansion volumique imposée (c'est-à-dire sans gonflement) afin de déterminer le profil de contraintes effectives verticales sous le fond de fouille. Il est nécessaire de réaliser ce calcul après consolidation des sols ou en condition drainée. Par exemple, pour un radier situé à 30m de profondeur :

- σ'_{v0} radier ≈ 300 kPa soit $\Delta H/H = 0.35\%$ d'après la figure
- σ'_f radier ≈ 50 kPa (pour un radier de 2m d'épaisseur) soit $\Delta H/H = 0.90\%$

Soit une variation d'expansion verticale $\varepsilon_v = 0.55\%$ à appliquer sous le radier.

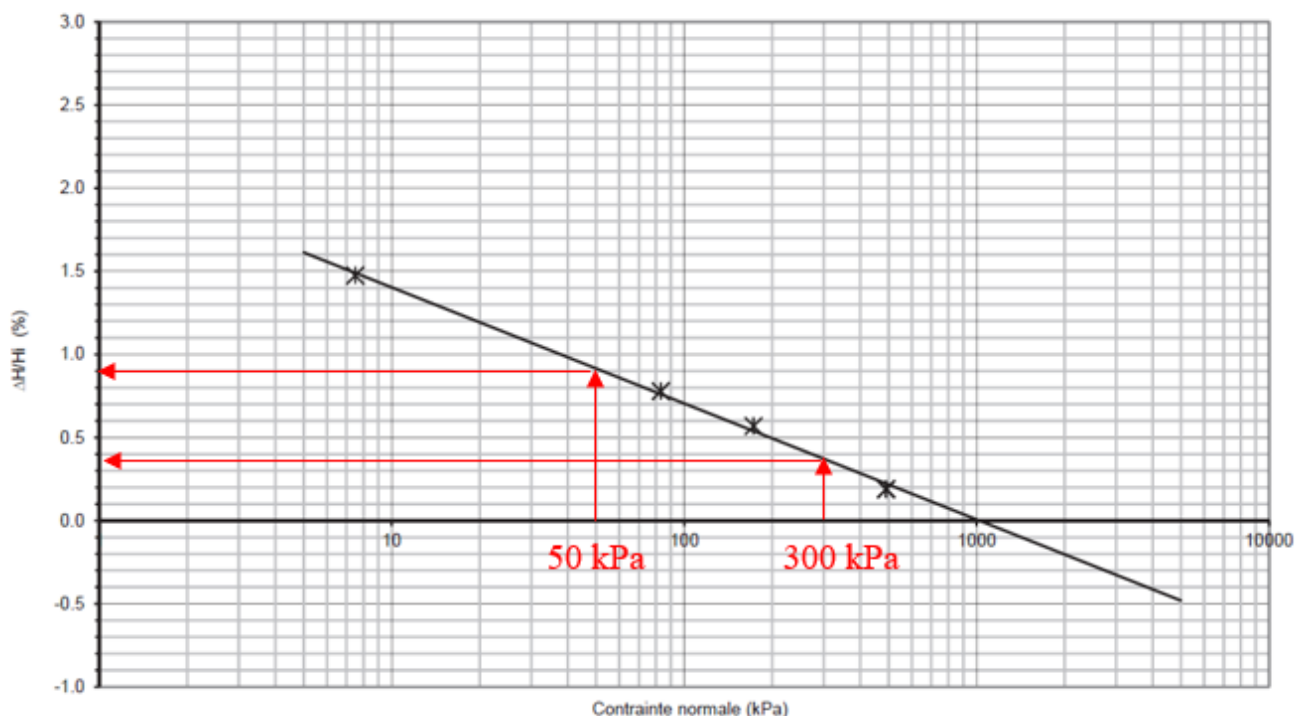


Figure 32 : Exemple de courbe d'expansion œdométrique (essais en parallèle)

Cet exemple est celui d'un essai en parallèle exploité en considérant la variation de la déformation depuis la mise en imbibition du sol sous chacune des charges indépendantes. La pente évoquée ici est donc K_g^* .

Il est ainsi possible de constituer le multicouche de la Figure 31, en annulant l'expansion volumique lorsque la contrainte finale est supérieure ou égale à la contrainte initiale.

5.9.4. MÉTHODE N°2 – PRÉSENCE D'UN MATÉRIAU FUSIBLE MÉTHODE ANALYTIQUE

Dans certains cas, il peut être intéressant d'avoir recours à la mise en œuvre d'un matériau fusible entre la sous-face du radier et le sol. Du fait de sa grande déformabilité, ce matériau permet d'encaisser les déformations du sol sans transmettre intégralement les efforts associés au radier.

Du polystyrène a déjà été utilisé sous certains radiers de gare, comme à la station Cairo Fair en Egypte, ou encore sur l'arrière-gare de Noisy-Champs (ligne 15 Sud du Grand Paris Express) dans les Marnes d'Argenteuil.

Le polystyrène possède l'avantage de se déformer sur une grande amplitude avant d'atteindre la rupture. La plasticité du matériau peut ainsi se poursuivre jusqu'à une déformation de l'ordre de 50 à 60% de son épaisseur.

Une particularité de ce matériau est qu'il est peu perméable à l'eau. L'expérience montre (SETRA, 2006) que lorsqu'il est immergé dans l'eau, le polystyrène n'en absorbe qu'une très faible quantité (moins de 1% en volume en cas d'immersion épisodique, de 4 à 9% en cas d'immersion continue pendant de longues périodes). Ce phénomène peut donc être négligé.

Les 3 étapes de dimensionnement d'un radier coulé sur des blocs de polystyrène sont :

- la définition de l'épaisseur nécessaire de matériau fusible ;
- le choix du type de polystyrène (son palier plastique) ;
- le calcul de la pression de contact appliquée au radier.

5.9.5. MÉTHODE N°3 ET 4 – INTERACTION SOL / STRUCTURE – RADIER EN APPUI SUR LE SOL

5.9.5.1. INTRODUCTION

A l'instar de tout problème de radier (en appui sur le terrain), le dimensionnement d'un radier sur un sol gonflant vise à déterminer les efforts internes, déformées et réactions d'appuis de cet élément structural soumis à un chargement extérieur, à l'effet des éventuels éléments structuraux avec lesquels il est liaisonné et à l'action du sol sur lequel il repose.

Ainsi que le montre la Figure 34 présentant le problème du point de vue du radier et du point de vue du sol, ce problème, fortement hyperstatique, est clairement un phénomène d'interaction sol-structure. En effet, les relations entre pression de contact radier-sol et déplacements du radier sont dictées à la fois par le chargement extérieur, par les paramètres « structuraux » du radier et des éventuels éléments de structure avec lesquels il interagit et par le comportement des sols.

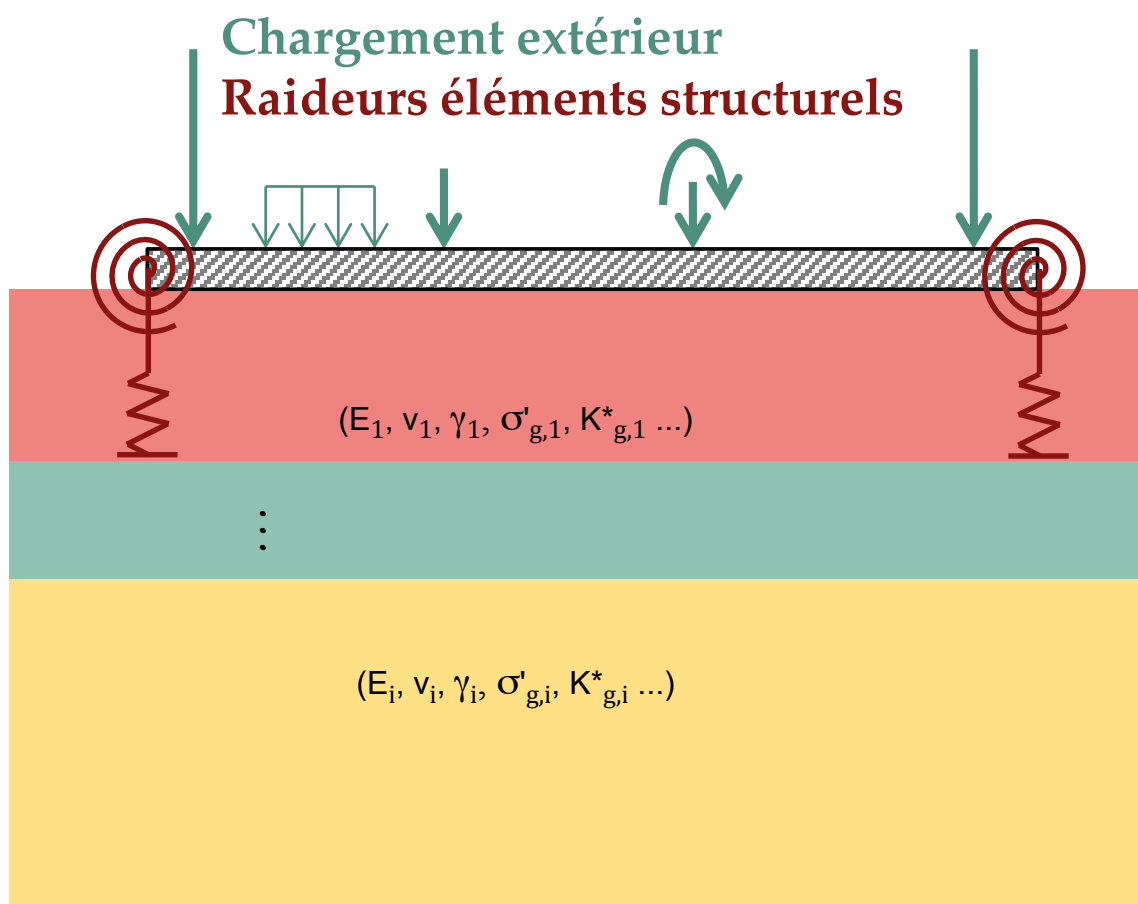
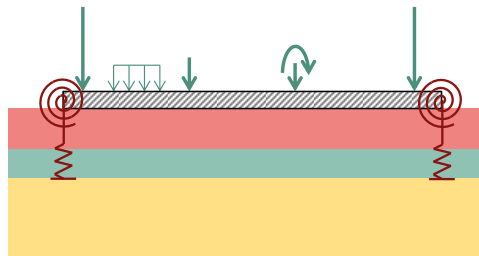


Figure 33 : Problématique générale du dimensionnement des radiers



Problème général

Coupe à l'interface sol/ radier

Comportement du radier au dessus de l'interface

Comportement du sol sous l'interface

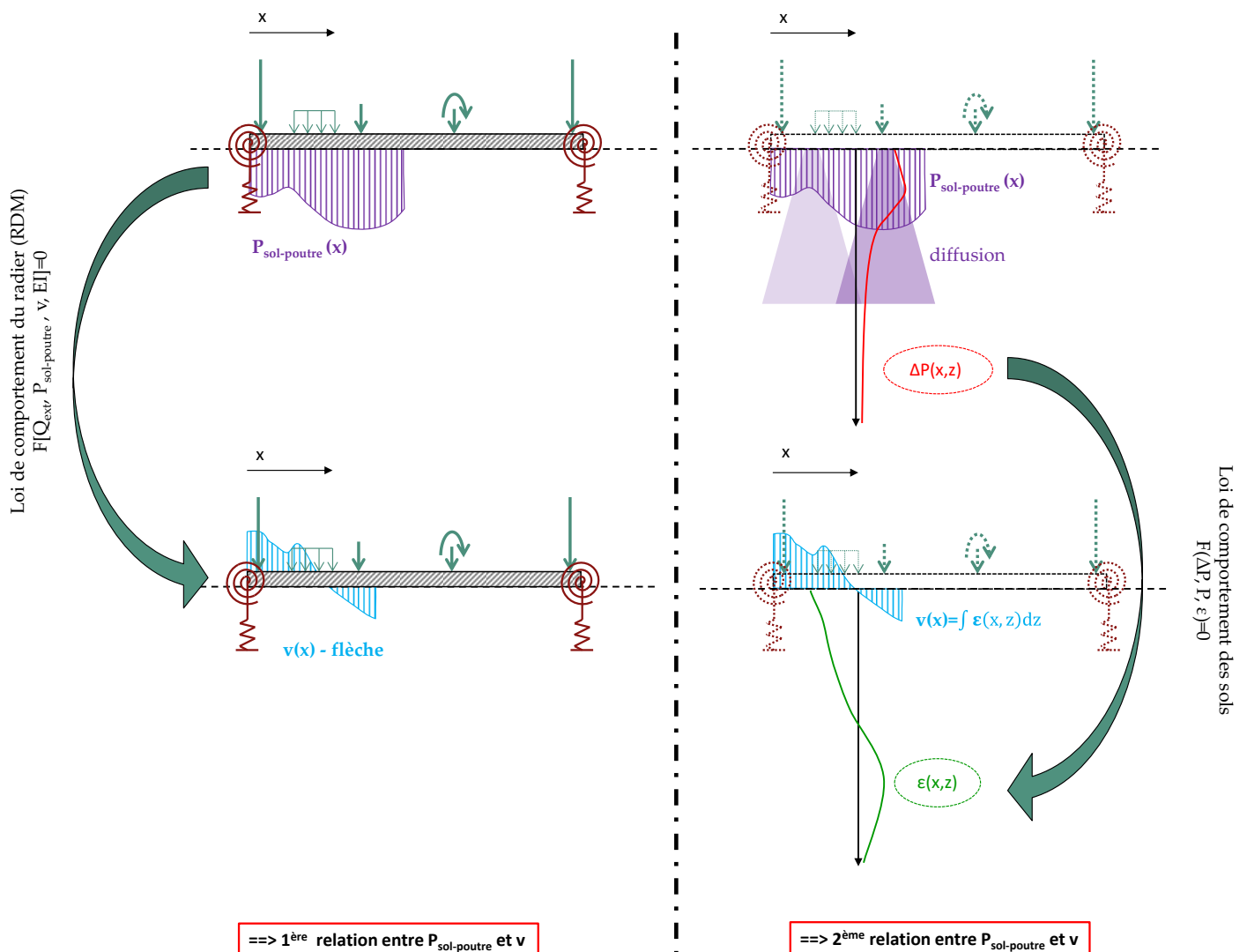


Figure 34 : dimensionnement des radiers – problématique vue depuis le radier et depuis le sol

Pour un radier sur sol gonflant, la loi de comportement des sols doit refléter la relation entre les contraintes et déformations mise en évidence par les essais.

Le traitement de ce problème peut se mener par le biais de modèles analytiques ou numériques, en ayant recours à des hypothèses simplificatrices sur :

- la définition et le choix de la loi de comportement ;
- les éventuelles lois de diffusion des incréments de contraintes dans le sol ;
- le profil de contraintes initiales ;
- le profil de contraintes avant expression des phénomènes de gonflement ;
- la géométrie de la zone gonflante, etc.

Les chapitres suivants présentent ainsi deux grandes familles de méthodes pouvant être mises en œuvre pour modéliser le phénomène :

- modèles semi-analytiques ;
- modèles numériques.

Méthodes semi-analytiques

Le principe des méthodes semi-analytiques est de modéliser numériquement le radier (classiquement en éléments de plaques ou coques) et de représenter les effets du gonflement par le biais de relations en sous-face du radier entre les contraintes et les déplacements.

Les différences entre les trois méthodes proposées ci-après portent sur la façon d'établir la relation entre les contraintes et les déplacements en sous-face de radier. L'objectif est d'aboutir à la convergence des déformées du radier et du sol.

Ces trois méthodes sont :

- Méthode 3A : application itérative d'une loi de comportement analytique dans un modèle ;
- Méthode 3B : utilisation de ressorts indépendants (modèle de Winkler) ;
- Méthode 3C : utilisation de ressorts interdépendants.

Méthodes numériques

L'interaction sol-structure peut être estimée par le biais de modélisations numériques pouvant être divisées en deux grandes familles :

- Méthode 4A : pilotage en contraintes effectives (déconsolidation) ;
- Méthode 4B : pilotage en déformations imposées.

5.9.5.2. MÉTHODES SEMI-ANALYTIQUES

5.9.5.2.1. MÉTHODE N°3A (SEMI-ANALYTIQUE) – APPLICATION ITÉRATIVE DE LA LOI DE COMPORTEMENT ŒDOMÉTRIQUE

Il s'agit de définir de manière analytique une loi de comportement (contraintes-déplacement) du sol en sous-face du radier sous l'effet du gonflement seul, et de l'introduire ensuite dans un modèle (à barres, à plaques ou numérique) qui tient compte, par ailleurs, des effets de l'infrastructure, du sol et des pressions d'eau.

La démarche est la suivante :

1. On prend généralement les résultats d'un essai classique de gonflement à l'œdomètre (XP P94-091) sur un échantillon. On évalue le soulèvement libre lié à l'hydratation des matériaux par intégration (sur l'épaisseur de la couche gonflante) de la formule du §5.9 :

$$\varepsilon_g = -\frac{K_g}{1+e_0} \cdot l_g \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_g} \right)$$

Avec :

- K_g facteur de gonflement
- σ'_g pression de gonflement du matériau (majorée par la contrainte effective verticale avant travaux)

Nota 1 : suivant la forme de la fouille, dans le calcul de σ'_{vf} , il est possible de tenir compte de la variation de la contrainte effective verticale sous le fond de fouille en fonction de la profondeur après terrassement, en reprenant par exemple la méthode de Boussinesq.

Nota 2 : l'épaisseur de la couche gonflante considérée permet de passer des déformations aux déplacements.

2. On évalue ensuite le soulèvement généré à différents états de contraintes.

Pour cela, on reprend la formule ci-dessus, en augmentant la contrainte verticale effective de 50 kPa, le soulèvement est alors moindre. Si on refait l'exercice, en imposant par exemple 100, 150, 200 et 250 kPa, on obtient alors différentes valeurs de soulèvement. Il est alors possible de tracer une courbe contrainte / déplacement (figure 35).

Le graphe ci-après se lit de la façon suivante : si le radier ne se soulève pas sous l'effet du gonflement, la pression de contact est de 340 kPa ; si le radier

se soulève de 2 cm, alors la pression de contact chute à 170 kPa.

Si l'on dispose de plusieurs essais de gonflement à l'œdomètre, il convient d'abord d'écarter les résultats aberrants, puis on procède au même calcul pour chacun des échantillons testés, c'est-à-dire pour tous les couples pression de gonflement / facteur de gonflement. On obtient le graphe suivant (figure 36), où il est possible, suivant les cas, de prendre la courbe enveloppe (c'est-à-dire la plus pénalisante) ou la courbe moyenne, qui devient la loi de comportement à considérer.

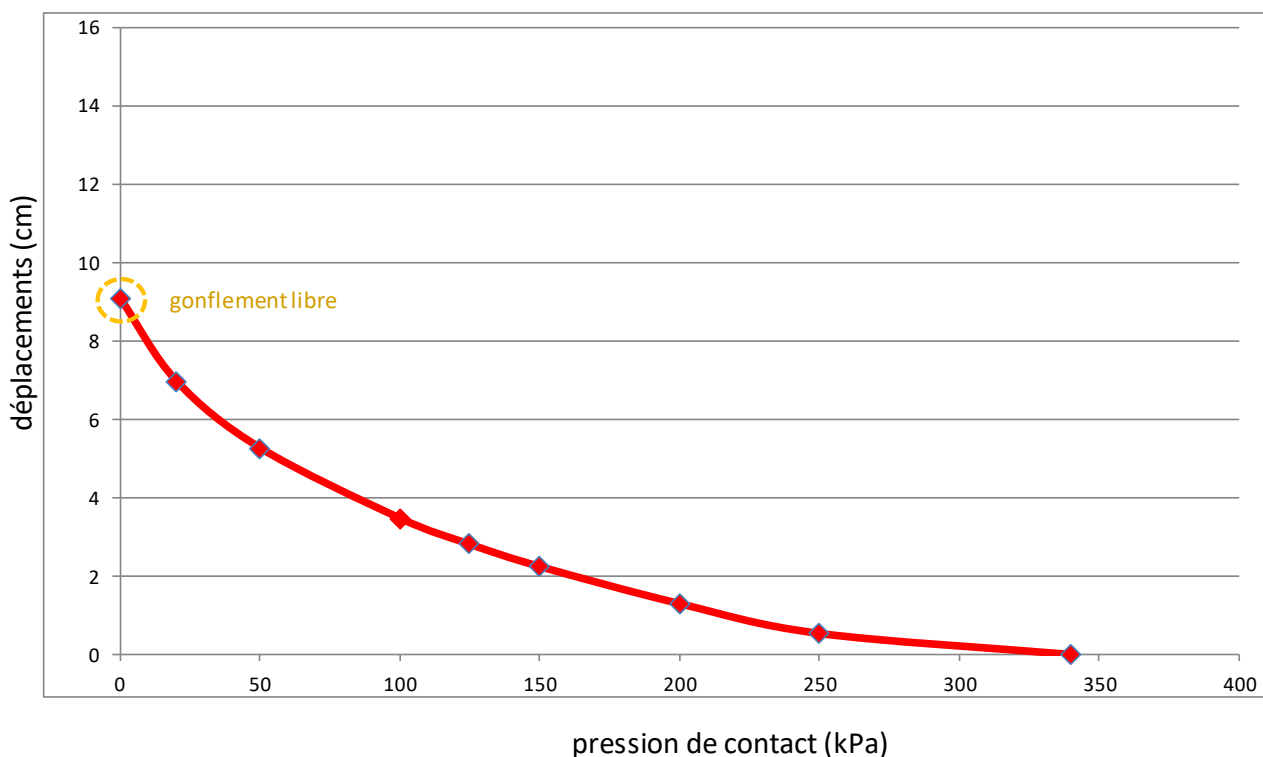


Figure 35 : Exemple de la loi intégrale effort / déplacement

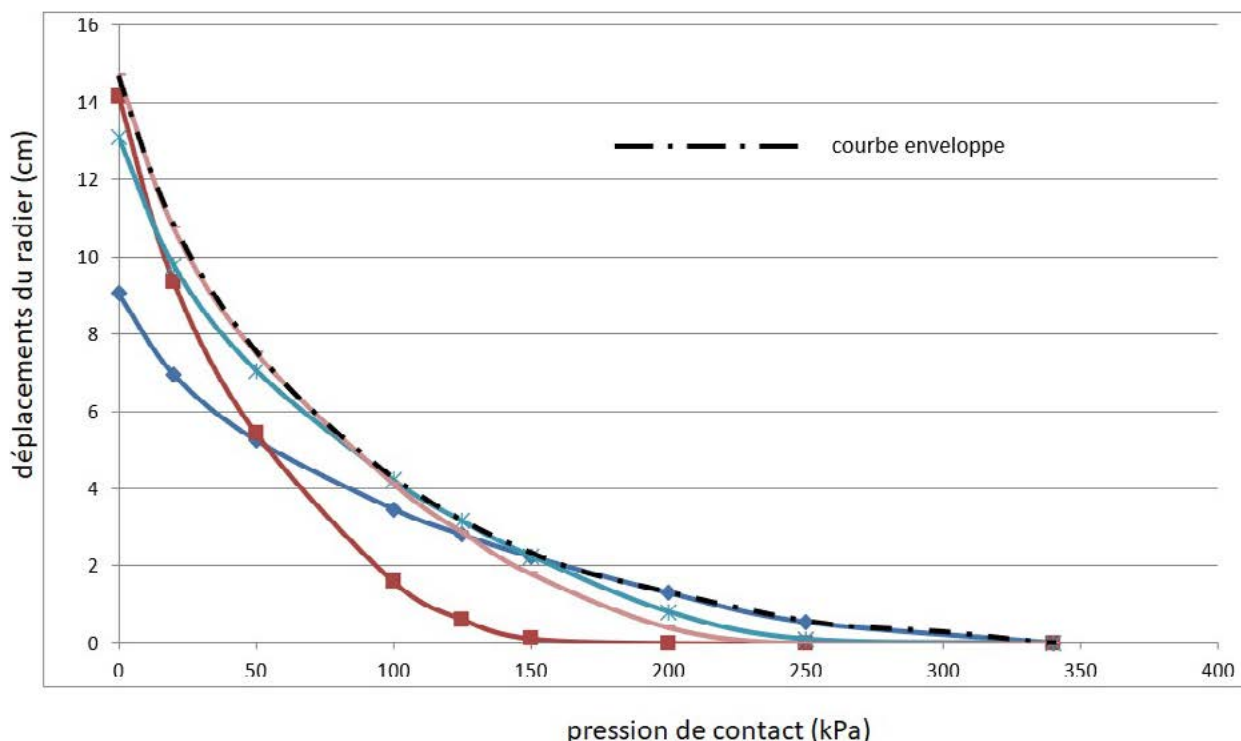


Figure 36 : pression de contact à appliquer sous le radier

3. Enfin, on rentre cette loi de comportement dans un modèle « structure ».

C'est un calcul itératif où la pression de contact appliquée sous le radier est modifiée par l'utilisateur en fonction de la déformée du radier jusqu'à l'équilibre, c'est-à-dire jusqu'à un certain degré de convergence. La pression de contact peut être adaptée à la déformation du radier.

5.9.5.2.2. MÉTHODE N°3B (SEMI-ANALYTIQUE) – CALCULS AVEC RESSORTS INDÉPENDANTS

Cette méthode permet de représenter le fonctionnement d'un radier posé sur une couche intermédiaire (non gonflante) intercalée entre le radier et le sol gonflant (par exemple un radier drainant, ou une couche de sol en place résiduelle).

Dans le calcul, la déformabilité de cette couche intermédiaire est prise en compte par le biais de ressorts indépendants interposés entre le radier et le sol gonflant dont l'effet est représenté par un déplacement imposé (Figure 37).

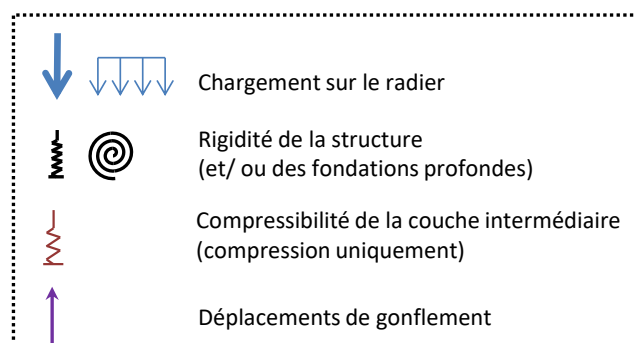
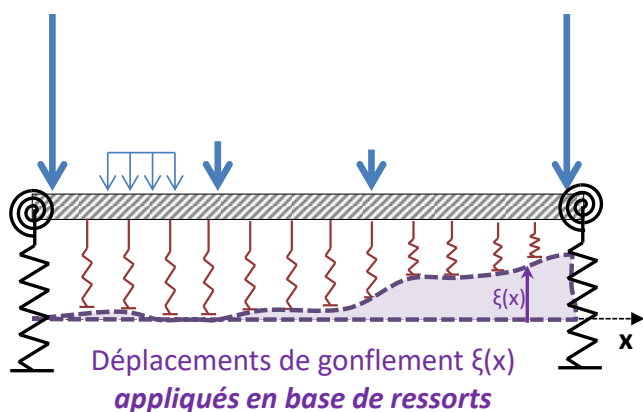


Figure 37 : modèle de plaque sur ressorts soumis à un soulèvement lié au gonflement

La raideur (k_v) des ressorts surfaciques représentant l'effet de la couche intercalaire peut être déterminée en considérant un comportement unidimensionnel de cette couche par la relation $k_v = E_{oedo}/H$ où E_{oedo} et H représentent respectivement le module de compressibilité unidimensionnelle et l'épaisseur de la couche intercalaire.

Dans une première étape, la déformée du radier et le champ de pression sous le radier sont déterminés en l'absence de gonflement par le biais d'un calcul de dalle sur ressorts.

Sur la base du champ de pression sous le radier ainsi déterminé, la loi de comportement efforts-déplacement définie de la même manière que dans la méthode 3A, permet de calculer le déplacement

au toit de la couche gonflante, qui est appliqué en base des ressorts de sol et permet ainsi de recalculer un champ de pression sous la plaque.

L'équilibre est réalisé par calculs itératifs sur la déformation de gonflement et la pression de contact en sous face de radier.

On notera que ce type de calcul ne considère pas de diffusion des contraintes dans la couche intercalaire. Ainsi, il sera plus adapté à des couches intercalaires d'épaisseur limitée.

Enfin, en considérant une rigidité importante des ressorts intercalaires, cette méthode permet de traiter le cas d'un radier positionné directement sur la couche gonflante.

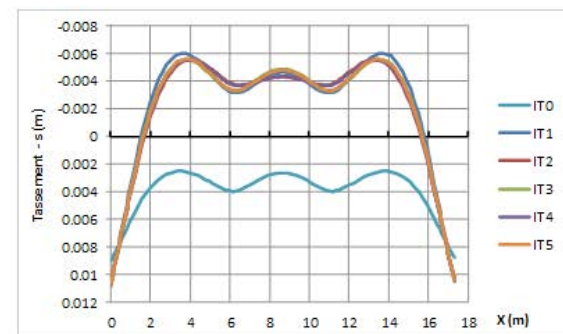
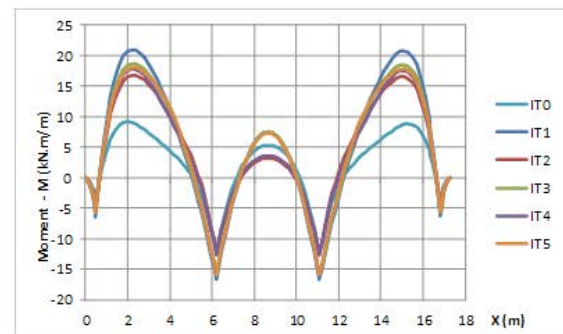
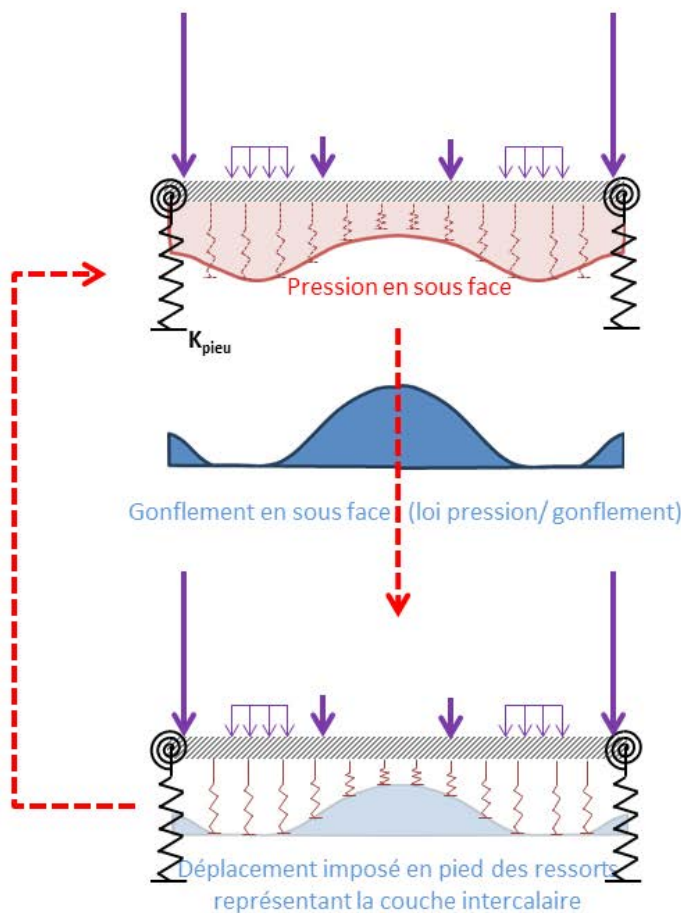


Figure 38 : résolution itérative par méthode de déformation imposée

5.9.5.2.3. MÉTHODE N°3C (SEMI-ANALYTIQUE) – CALCULS AVEC RESSORTS INTERDÉPENDANTS

Le principe de la méthode consiste à coupler une plaque modélisée en éléments finis avec un sol représenté par une matrice d'influence reliant la pression de contact en un point de la plaque aux déplacements verticaux en tout point de la plaque.

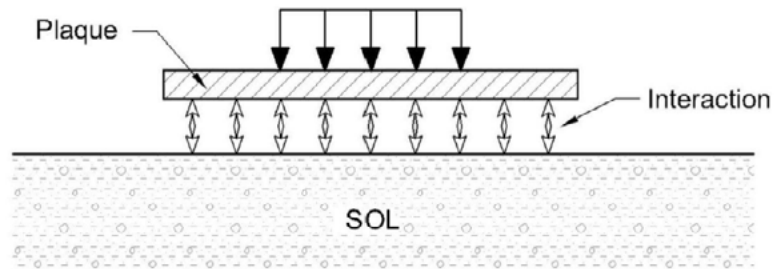


Figure 39 : principe général d'une plaque sur ressorts interdépendants

Modélisation de la plaque

L'équilibre de la plaque s'écrit matriciellement de la manière suivante :

$\overline{\overline{K_e}} \cdot \overrightarrow{a_e} = \overrightarrow{F_e} - \overrightarrow{R_s}$	K_e Matrice de rigidité de la plaque
	a_e Vecteur déplacement généralisé (représentant le déplacement vertical et les rotations de chaque nœud de la plaque)
	F_e Vecteur des forces nodales (efforts verticaux et moments), traduisant le chargement extérieur sur la plaque
	R_s Vecteur des forces nodales (efforts verticaux et moments) traduisant la réaction du sol

Modélisation du sol

Le comportement du sol support est modélisé par le biais d'une matrice d'influence représentant la relation entre les pressions de contact en sous-face du radier (autour de chaque nœud) et les déplacements (verticaux) de chaque nœud :

$\overrightarrow{a_s} = \overline{\overline{T_{inf}}} \cdot \overrightarrow{p_s}$	a_s Vecteur déplacement vertical du sol au droit des nœuds
	T_{inf} Matrice d'influence du sol
	p_s Vecteur pression d'interaction sol radier au voisinage de chaque nœud

L'établissement de cette matrice d'influence nécessite la considération d'hypothèses complémentaires sur :

- La répartition des contraintes autour de chaque nœud en sous face du radier (par exemple contraintes homogènes autour de chaque nœud) ;

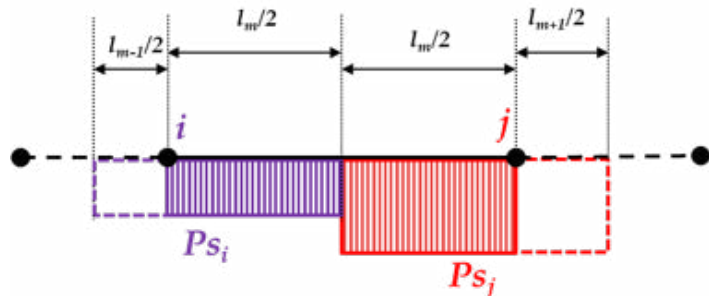


Figure 40 : plaque sur ressorts interdépendants : exemple d'hypothèse de répartition des pressions sous les nœuds (modèle en déformations planes)

- La diffusion des contraintes dans le sol (par exemple selon le modèle de Boussinesq) ;
- La relation contraintes-déformations dans le sol avec par exemple :
 - > Pour tous les types de terrain (gonflant ou non gonflant), un comportement œdométrique unidimensionnel (déformation verticale uniquement liée à la variation de contrainte verticale),
 - > Pour les terrains non gonflants, une élasticité linéaire,
 - > Pour les terrains gonflants :
 - pour des contraintes verticales inférieures à la pression de gonflement la loi logarithmique basée sur les essais de gonflement,
 - pour des contraintes verticales supérieures à la pression de gonflement des lois élastiques linéaires ou logarithmiques (dédites des essais géotechniques classiques).

Résolution du problème

Le problème est résolu en :

- Exprimant les pressions p_s au voisinage de chaque nœud en termes de forces nodales R_s équivalentes,
- Ecrivant qu'au droit de chaque nœud, les déplacements du sol a_s sont égaux à la composante verticale des déplacements généralisés de la plaque a_e .

Dans le cas des sols gonflants, la loi locale contraintes déformations n'étant pas linéaire, la matrice de souplesse dépend du champ de pressions de contact sous la plaque. Ceci impose la mise en œuvre de calculs itératifs (et/ ou incrémentaux).

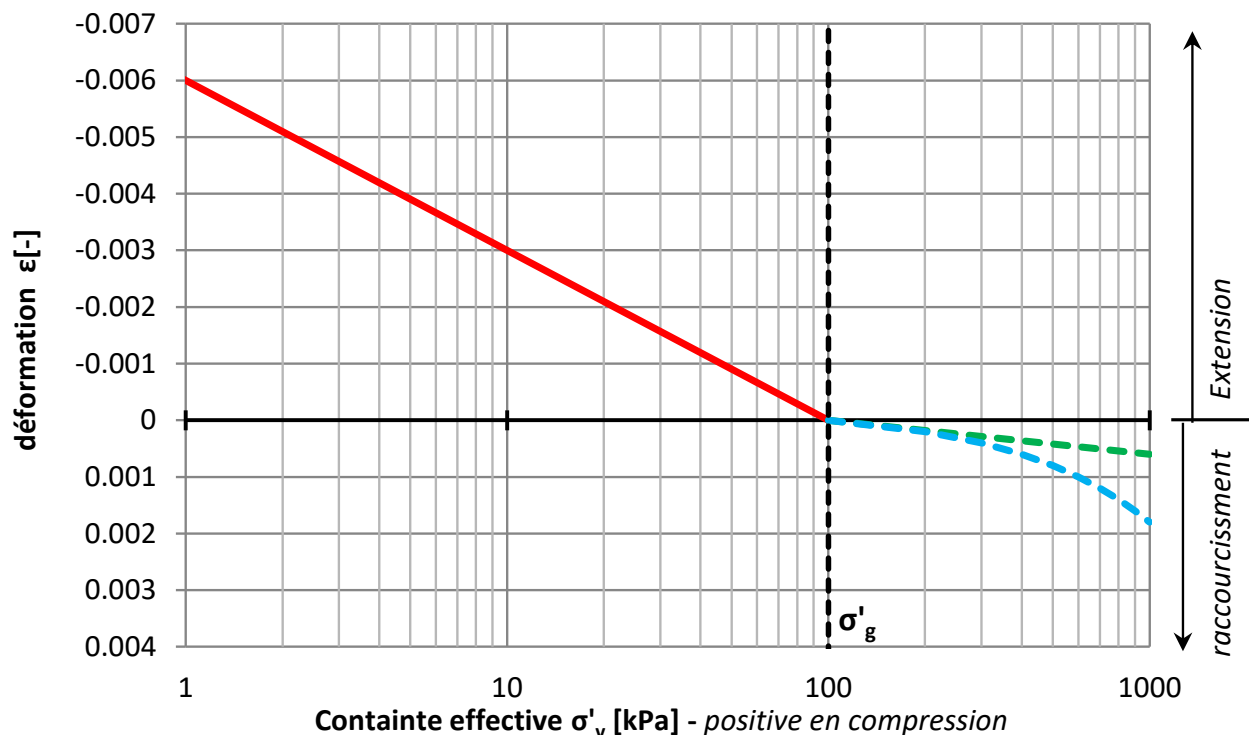


Figure 41 : plaque sur ressorts interdépendants : exemple de loi de comportement contrainte verticale / déformation verticale dans les sols gonflants

5.9.5.3. MÉTHODES NUMÉRIQUES

5.9.5.3.1. MÉTHODE N°4A (NUMÉRIQUE) – CALCULS PAR DÉCONSOLIDATION (SUCCION)

Pour rappel, dans le cas des argiles saturées ou quasi-saturées, le gonflement est initié par la diminution progressive des contraintes effectives suite au rééquilibrage des pressions interstitielles consécutif aux travaux de terrassement (Cf. Figure 11). Du fait de la faible perméabilité des argiles gonflantes, la baisse de la contrainte totale occasionnée par le déchargement est initialement portée par la phase aqueuse, puis se répercute par « déconsolidation » peu à peu sur la contrainte effective (diminution de la contrainte effective), occasionnant ainsi une déformation de gonflement.

Le principe de la méthode de déconsolidation est donc de mener des calculs numériques en contraintes effectives, en tenant compte :

- de la génération de succion dans le sol durant la phase de terrassement ;
- de la forte évolution du module permettant de caractériser le gonflement du sol avec le niveau de contraintes (voir annexe 5 méthode 4a).

Le calcul de la dissipation des succions doit être réalisé suivant une loi œdométrique faisant intervenir le coefficient C_g ou K_g .

Les détails concernant la mise en œuvre pratique de cette méthode sont donnés en annexe 4.

5.9.5.3.2. MÉTHODE N°4B (NUMÉRIQUE) – CALCULS PAR DÉFORMATION VOLUMIQUE IMPOSÉE

De manière à simuler le gonflement des terrains en fond de fouille, une déformation supplémentaire ε_G est appliquée dans la zone susceptible de gonfler venant s'ajouter aux déformations élastiques $\varepsilon_{e \text{ phasé}}$ et plastiques $\varepsilon_{p \text{ phasé}}$ issues du calcul phasé (hors gonflement).

$$\varepsilon = \varepsilon_{e \text{ phasé}} + \varepsilon_{p \text{ phasé}} + \varepsilon_G$$

Cette déformation additionnelle est supposée suivre une évolution linéaire avec le logarithme de la contrainte (verticale) effective suivant une pente K_g^* et s'annuler lorsque la contrainte atteint la pression de gonflement :

$$\varepsilon_g = - \frac{K_g}{1 + e_0} \cdot \lg \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_g} \right)$$

Ce principe de simulation, classique pour le dimensionnement des tunnels en terrain gonflants (Wittike 1979, 1990, Gysel 1978, Robert 1997, Bultel 2003), présente l'avantage de se baser sur les caractéristiques qu'il est possible de mesurer en laboratoire à l'œdomètre.

Les détails concernant la mise en œuvre pratique de cette méthode sont également donnés en annexe 4.

Ces deux méthodes (4a et 4b) ont notamment été utilisées pour le dimensionnement du radier de la gare Clichy Montfermeil sur la ligne 16 du Grand Paris Express (Cahn et al. 2022 et Palisse et al, 2023). Elles se sont avérées en bonne cohérence.

5.9.6. AVANTAGES ET INCONVÉNIENTS DE CHAQUE MÉTHODE

Méthodes de calcul			
Numéro	Type	Appellations	Avantages / Inconvénients
1	Analytique et Numérique	Soulèvement libre (Cf. §5.9.2 et 5.9.3)	Avantages : Méthodes simples et rapides Inconvénients : Calculs focalisés sur le soulèvement libre, pas d'interaction sol-structure
2	Analytique	Matériau fusible (cf. §5.9.4)	Avantages : Méthode simple et rapide Inconvénients : Nécessité de fixer le matériau à utiliser et de connaître ses caractéristiques Non prise en compte de l'ISS
3	Semi-analytique	Application itérative de la loi de comportement oedométrique (cf. §5.9.5.2.1)	Avantages : Simple, ne nécessite pas une modélisation supplémentaire = utilise un modèle existant Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Nécessite des itérations pour converger, Ne considère pas les diffusions des contraintes dans le sol (loi de gonflement 1d), Difficulté de prise en compte d'une zone gonflante d'épaisseur variable
		Calculs avec ressorts indépendants (cf. §5.9.5.2.2)	Avantages : <ul style="list-style-type: none"> Permet de prendre en compte la présence d'une couche intercalaire entre radier et couche gonflante Peut être mise en œuvre dans les programmes de RDM classiques Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Nécessite des itérations pour converger, Ne considère pas les diffusions des contraintes dans le sol (loi de gonflement 1d), Difficulté de prise en compte d'une zone gonflante d'épaisseur variable.
		Modèles de ressorts interdépendants (cf. §5.9.5.2.3)	Avantages : <ul style="list-style-type: none"> Ne nécessite pas d'itérations pour converger, Considère une diffusion des contraintes dans le sol (lissant les effets du gonflement), Géométrie de la zone gonflante conditionnée par chargement au-dessus du radier (n'est pas un paramètre à prédéfinir) Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Permet de tenir compte des effets des charges extérieures sur le gonflement Nécessite un outil spécifique
4	Numérique	Calculs en déconsolidation - succion (cf. §5.9.5.3.1)	Avantages : <ul style="list-style-type: none"> Relativement simple : l'éventuel modèle aux éléments finis monté pour évaluer les tassements peut être réutilisé ; Aucune itération nécessaire ; Géométrie de la zone gonflante conditionnée par chargement au-dessus du radier (n'est pas un paramètre à prédéfinir) Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Nécessite un modèle aux éléments finis ; Nécessite un calage de la pression interstitielle lorsque la modélisation prend en compte toutes les phases d'excavation
		Calculs en déformation volumique imposée (cf. §5.9.5.3.2)	Déformation globale Avantages : <ul style="list-style-type: none"> Relativement simple : l'éventuel modèle aux éléments finis monté pour évaluer les tassements peut être réutilisé ; Les itérations peuvent être réalisées à la main ; Le calcul peut être poursuivi après la phase de simulation du gonflement (modification des charges sur le radier par exemple). Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Nécessite un modèle aux éléments finis ; Un seul équilibre contrainte/déformation peut être déterminé pour toute la couche gonflante. Déformation différenciée appliquée à la couche gonflante Avantages : <ul style="list-style-type: none"> Des équilibres « locaux » du terrain en fond de fouille sont déterminés permettant une meilleure prise en compte du phénomène ; Les sollicitations déterminées dans le radier peuvent être directement exploitées pour son dimensionnement ; Le calcul peut être poursuivi après la phase de simulation du gonflement. Géométrie de la zone gonflante conditionnée par chargement au-dessus du radier (n'est pas un paramètre à prédéfinir) Inconvénients : <ul style="list-style-type: none"> Nécessite un modèle aux éléments finis et d'ajuster le maillage spécifiquement pour simuler l'étape de gonflement ; Nécessite l'utilisation d'un algorithme pour mener les itérations.

Nota : Dans le cas de la présence d'une couche (intercalaire entre le radier et la couche gonflante (inclue dans la zone géométrique susceptible de gonfler), la compressibilité naturelle du matériau permet de prendre en compte une réduction du soulèvement lié au gonflement. Ce phénomène a été pris en considération sur la gare de Champigny-Centre (ligne 15 Sud) ou d'autres ouvrages de la ligne 16 du Grand Paris Express.

5.10. RECOMMANDATIONS LORS DES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS ET DE GÉNIE CIVIL

Un certain nombre de précautions sont à respecter pour limiter une amplification du phénomène de gonflement des sols lors des travaux. Il conviendra ainsi de :

- protéger le fond de fouille des intempéries et des circulations de chantier par un polyane ou équivalent. Cette protection permet également, pendant les saisons chaudes, de ne pas assécher la surface du sol et donc de diminuer ses variations volumiques lors de sa ré-imbibition ;
- couler sans délai le béton de propreté en fond de fouille afin de limiter les apports d'eau de chantier ou météorique sur le fond de fouille. Un phasage par plot peut alors s'avérer nécessaire pour les fouilles de grande surface ;
- pomper l'eau sur l'intégralité de la surface de la fouille, en réalisant une pente lors des terrassements et en récoltant les eaux de stagnation par le biais de cunettes ou puits d'exhaure.

Un dispositif d'auscultation peut également s'avérer nécessaire pour le suivi des travaux. Dans ce cadre, il est loisible de mettre en place :

- préalablement aux terrassements :
 - > des cellules de pressions interstitielles (CPI) à différentes profondeurs au sein de la couche de sol gonflant. Le choix des capteurs devra être en adéquation avec la plage de pressions attendues fonction de la connaissance des niveaux de nappe lors des travaux. Par ailleurs, en cas de déchargement mécanique important (terrassement de forte hauteur), il est fortement

recommandé de mettre en place des capteurs pouvant également mesurer des suctions, ce qui implique une adaptation du type de pierre poreuse utilisée dans les CPI ;

> des extensomètres avec points de mesure au niveau de la couche de sol gonflant et ancrage du système dans un horizon réputé indéformable au sens de l'impact des travaux sur cet ancrage. Le choix du système de mesure devra prendre en considération l'amplitude des déformations attendues par le phénomène de gonflement (éventuellement pluri-décimétrique). Pour des questions de difficulté de mise en œuvre, en l'état actuel du matériel fréquemment utilisé, il est préférable de ne pas mettre en place plus de 6 points de mesure par extensomètre ;

- lors de la réalisation du radier, le système mis en œuvre préalablement aux terrassements devra être conservé et son suivi maintenu. En outre, il sera complété par les dispositifs complémentaires suivants :
 - > des cellules de pressions totales avant coulage du radier afin de mesurer l'évolution des contraintes appliquées sous la structure (contraintes effectives par différence avec les mesures de pressions interstitielles) ;
 - > des cellules ou profils tassométriques (également avant coulage du radier) afin de contrôler les mouvements de la structure dans le temps ;
 - > des extensomètres multipoints scellés en profondeur en terrain stable et au radier de tête ;
 - > du nivellement topographique de la structure (dont radier).

Il est recommandé de mettre au minimum cette auscultation au centre de la fouille où l'amplitude du gonflement sera la plus prononcée, en l'absence éventuelle d'un effet d'accrochage des parois sur le sol. Le suivi de l'auscultation doit être en relation avec la durée de chantier et la possibilité de poursuivre les mesures une fois l'ouvrage réceptionné. Au minimum, la fréquence des mesures est imposée par la vitesse d'exécution des terrassements et il est donc préférable d'avoir recours à un suivi automatisé pendant la durée des terrassements et plusieurs

semaines après le coulage du radier, poursuivi si possible sur la durée de vie de l'ouvrage (avec une fréquence de mesures moins importante).

Il est important de préciser que des fouilles réalisées dans des sols gonflants en milieu urbain ou à proximité d'avoisinants doivent faire l'objet d'une attention particulière ; le caractère évolutif de ces sols devant être pris en compte en fonction de la sensibilité des structures avoisinantes. Il est donc important d'estimer l'amplitude des déformations des sols à long terme lors de la construction d'ouvrages en fonction de la distance à leurs avoisinants, afin de constituer une Zone d'Influence Géotechnique globalement plus réaliste.



6 TUNNELS

6.1. ANALYSE DES PATHOLOGIES OBSERVÉES

6.2. MÉTHODES DE CALCUL

6.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

6. TUNNELS

6.1. ANALYSE DES PATHOLOGIES OBSERVÉES

A l'instar des radiers d'ouvrages de soutènements, des retours d'expérience de pathologies de tunnels dues au gonflement des terrains peuvent être retrouvés (Einstein et al., 1976 ; Bultel, 2001). A titre d'exemple, sur le réseau RATP, on peut citer le cas d'une portion de 240 m de tunnel de la ligne 7, reposant sur l'Argile Plastique, ayant dû être abandonnée et remblayée à la suite des dommages subis lors de sa construction entre 1937 et 1939. Les archives mentionnent que le tunnel a littéralement explosé sous la poussée des argiles (stress au contact de la voûte).

L'analyse des retours d'expérience sur des tunnels réalisés en méthode traditionnelle avec des formes de fer à cheval (plus ou moins contre-voûtées) dans des terrains parfois marneux voire rocheux permet d'établir que (Kovarik et al., 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.

Ainsi, les tunnels creusés aux tunneliers avec un confinement frontal et/ou latéral, limitant le déconfinement autour de l'excavation, pourraient être considérés comme une première disposition constructive pour réduire l'importance des phénomènes de gonflement. Les problématiques de gonflement ne doivent pas être confondues avec les sujets de colmatage et de coincement de la machine en terrain argileux qui peuvent, dans certains cas, s'avérer déterminants et limiter leur utilisation.

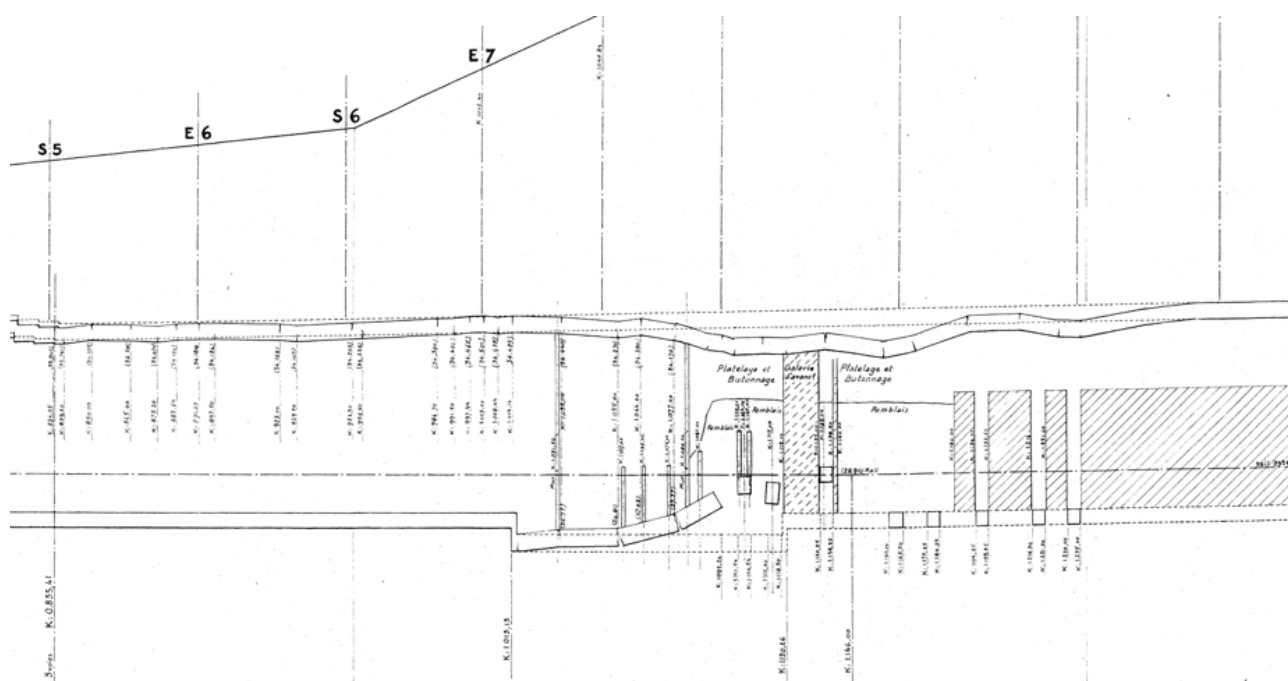


Figure 42 : Extrait du profil en long de la ligne 7 faisant état des désordres dus au gonflement des Argiles plastiques.

Par ailleurs, même en l'absence de nappe dans les terrains excavés, les phénomènes de gonflement doivent être considérés pour le dimensionnement du revêtement des tunnels en cas de traversée de terrains réputés gonflants : les procédés constructifs apportent de l'eau tandis que le tunnel lui-même peut agir comme un drain. En revanche, les phénomènes de gonflement ne sont généralement pas à considérer sur les soutènements provisoires.

6.2. MÉTHODES DE CALCUL

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

- les méthodes d'application directe d'une pression de gonflement à tout ou partie de l'ouvrage. Ces pratiques se heurtent à la difficulté de la détermination de l'incrément de pression à appliquer et ne permettent pas de tenir compte de la déformabilité du système de soutènement/revêtement. Ces approches ne seront pas développées par la suite mais peuvent constituer une approche simplifiée admissible dans certains cas ;
- les méthodes analytiques basées sur les concepts de la méthode convergence-confinement ;
- les méthodes basées sur des calculs éléments finis 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).

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 ». Cette remarque rejoint donc la préconisation de borner la pression de gonflement à σ'_{v0} .

Il est courant en tunnel de rencontrer des terrains gonflants non saturés. Pour ces derniers, les présentes recommandations ne peuvent pas s'appliquer directement.

6.2.1. MÉTHODE BASÉE SUR LA MÉTHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT

Le phénomène de gonflement peut être pris en compte à partir de la loi tridimensionnelle utilisée par Gysel (1987) : le gonflement y est associé à la diminution de la contrainte moyenne due à l'excavation. Si le déconfinement est suffisant, un incrément de convergence lié au gonflement est ajouté au déplacement élastoplastique.

Le dimensionnement du revêtement se fait de manière similaire à un calcul convergence-confinement classique : l'équilibre terrain/revêtement est déterminé par l'intersection de la courbe de convergence modifiée pour tenir compte du gonflement, et de la courbe de confinement.

Cette méthode aboutit à la détermination d'une réaction de gonflement distribuée sur le pourtour de l'excavation mais les retours d'expériences montrent que cette réaction ne s'applique pas latéralement mais plutôt en radier (et en voûte par réaction). Elle présente cependant l'avantage de tenir compte de l'état de contrainte initial dans le massif et de proposer un état d'équilibre global (déconfinement et gonflement).

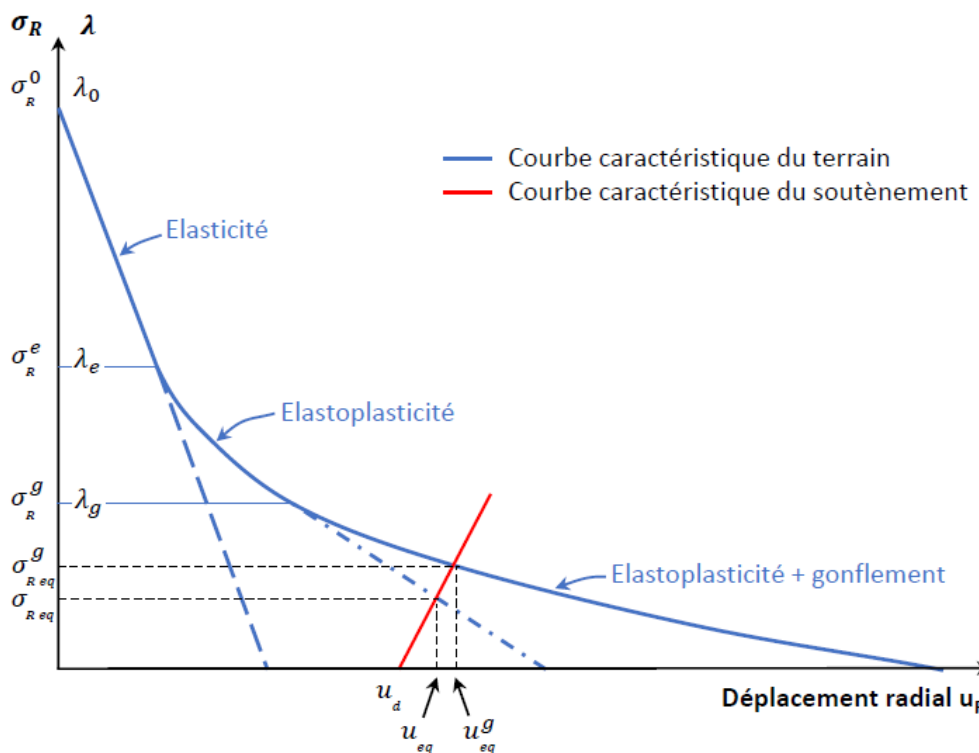


Figure 43 : Courbe convergence-confinement avec prise en compte du gonflement (Bultel, 2001)

6.2.2. CALCULS AUX ÉLÉMENTS FINIS

6.2.2.1. APPROCHE FONDÉE SUR LA LOI SEMI-LOGARITHMIQUE DE GONFLEMENT

Le principe de la méthode est similaire à la méthode 4B des radiers enterrés (§5.9.5.3.2). L'approche est basée sur la loi semi-logarithmique du gonflement, comparée à des calculs par éléments finis (Robert et al., 1997). Elle a été développée et mise en œuvre pour justifier le dimensionnement du revêtement du tunnel ferroviaire de Lambesc sur la ligne L.G.V. Méditerranée.

Une zone d'épaisseur H de terrain potentiellement gonflant est définie sous le tunnel. Une déformation volumique d'intensité croissante est appliquée dans cette zone au moyen d'un procédé itératif. Ces calculs consistent à déterminer la courbe caractéristique donnant le soulèvement ΔH du terrain en fonction de la pression de contact σ exercée sous le

radier. L'état d'équilibre sous le radier est obtenu au point d'intersection de cette courbe caractéristique du soutènement ($\log(\sigma)$, $\Delta H/H$) avec la courbe de gonflement semi-logarithmique donnée par un essai de gonflement œdométrique (ε_a , $\lg(\sigma_a)$).

Il est recommandé de considérer comme point d'origine de la courbe de réaction du radier l'état de contraintes dans le terrain après la pose du radier, mais avant le phénomène de gonflement. La géométrie de la zone où se développe le gonflement est une donnée d'entrée du calcul, elle peut être reliée :

- au rayon plastique ;
- à la zone déconfinée sous le radier d'après le champ des déformations volumiques avant modélisation du gonflement (déformation volumique positive) ;
- à la zone de terrain où la contrainte est inférieure à la pression de gonflement.

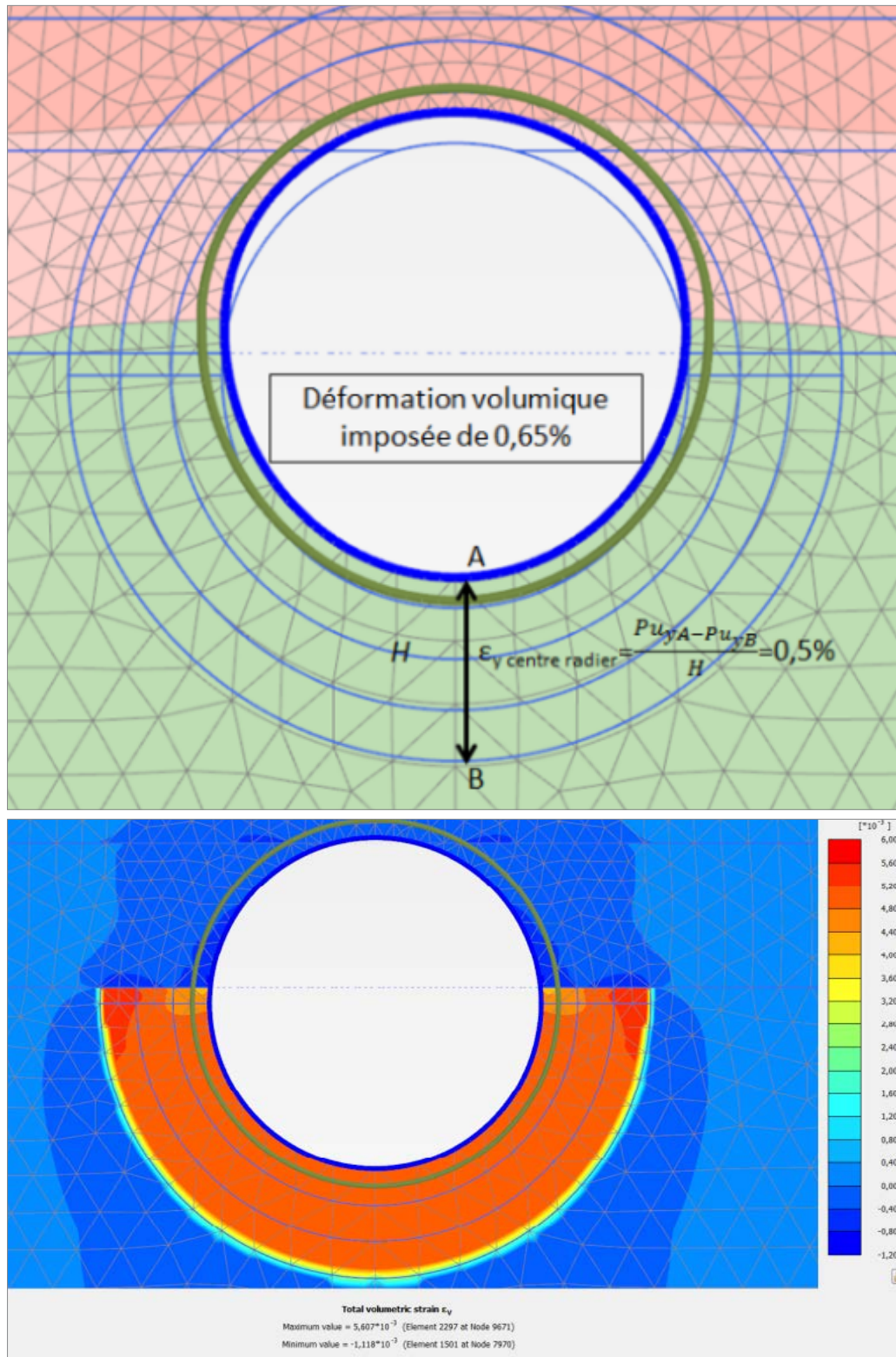


Figure 44 : Exemple de modèle aux éléments finis utilisé pour modéliser l'effet du gonflement dans l'Argile Verte : a) Maillage déformé suite à l'imposition d'une déformation volumique et méthode d'évaluation de la déformation verticale b) Déformation volumique calculée par le modèle EF

Les modélisations réalisées permettent, comme pour les radiers enterrés de fouilles, de déterminer une courbe $\varepsilon_v = \Delta H_y / H = f(\log(\sigma'_v))$ caractéristique du gonflement au centre du radier du tunnel. Il est à noter que la déformation calculée (déformation « vue ») à la fin de chacune des étapes dépend de la raideur du système et doit être différenciée de la déformation imposée.

Le graphique suivant montre ces courbes caractéristiques calculées pour différentes épaisseurs H . Pour un tunnel circulaire, il apparaît que l'influence de l'épaisseur de la zone gonflante est asymptotique. Au-delà d'une certaine épaisseur, son augmentation n'induit plus d'accroissement de la pression de contact sous le radier.

Ces courbes sont comparées à celles de gonflement hydrique à l'œdomètre, considérées comme représentatives du comportement du terrain. L'équilibre correspond au point d'intersection entre la courbe contrainte-déplacement du modèle numérique et la courbe caractéristique du gonflement du terrain. Les efforts déterminés pour cet incrément de déformation imposé sont utilisés pour le dimensionnement du revêtement.

Il convient de noter que le calcul des sollicitations dans l'ouvrage dépend à la fois de l'épaisseur considérée et de la géométrie de la zone (i.e. évolution de l'épaisseur le long du radier), qui a des incidences non seulement sur l'amplitude des sollicitations mais aussi sur leur signe sur certaines sections. Le choix de la géométrie de la zone gonflante devra être confronté à l'évolution des contraintes effectives dans le sol.

En outre, du fait de la forte évolution des contraintes (verticales et sphériques) dans le sol en fonction de la distance à l'extrados du revêtement, et de la forte non-linéarité de la loi contraintes déformation de gonflement, l'hypothèse de déformation homogène est généralement clairement mise en défaut lorsque les épaisseurs gonflantes commencent à être importantes.

De ce fait, discrétiser la manière dont la déformation de gonflement est imposée en fonction de l'état de contrainte dans le terrain permet d'affiner la recherche de l'équilibre. Le principe de cette méthode est décrit en annexe 4.B.b

Dans le cas de zone gonflante d'épaisseur importante, il conviendra de vérifier que le profil de déformation vertical calculé à l'équilibre est inférieur à la déformation de gonflement libre pouvant être calculée sur la base de l'état de contraintes avant gonflement.

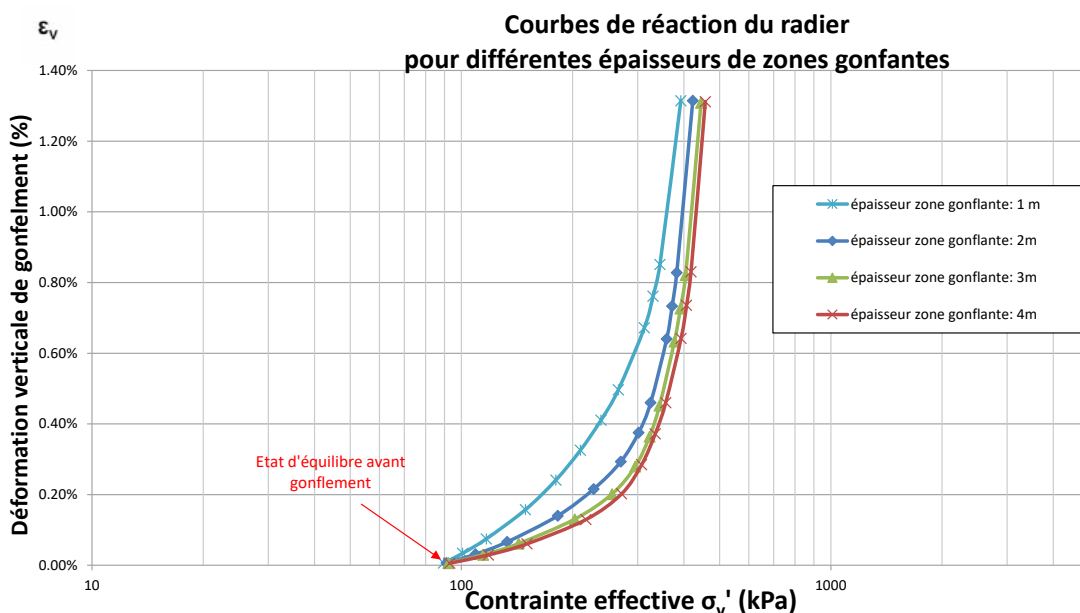


Figure 45 : Exemple de courbes « de confinement » déterminées pour un tunnel au tunnelier de 10 m de diamètre dans l'argile verte : au-delà de 3 m d'épaisseur l'augmentation de l'épaisseur de la zone gonflante n'induit plus d'augmentation de contraintes significatives.

Equilibre terrain/revêtement

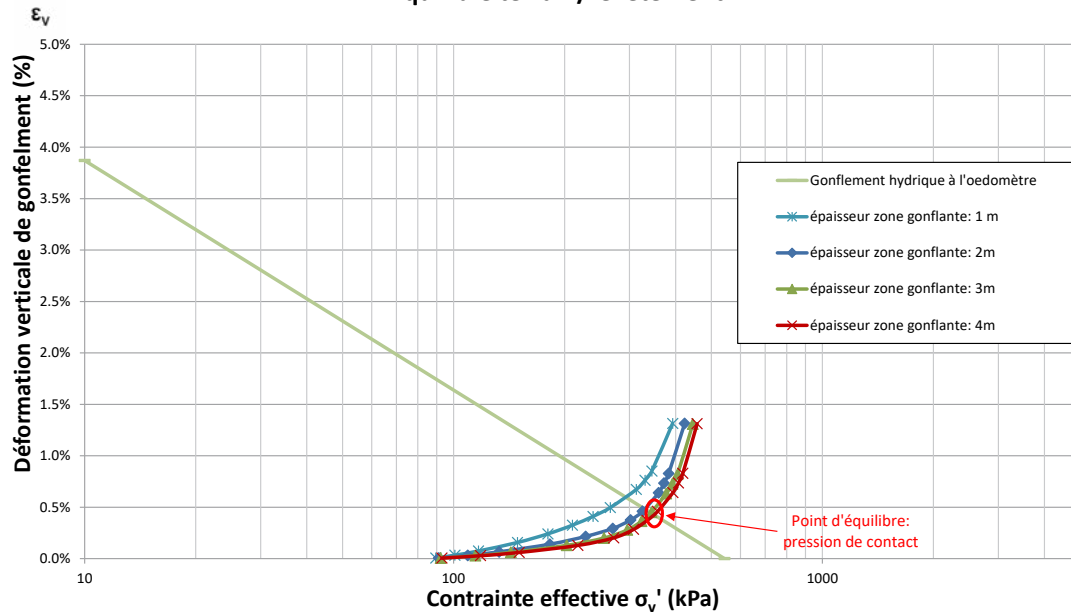


Figure 46 : Détermination du point d'équilibre entre la courbe caractéristique donnant le soulèvement ΔH du revêtement et la courbe de gonflement à l'oedomètre.

6.2.2.2. LOI DE COMPORTEMENT

La loi de comportement développée par PLAXIS « Swelling Rock Models » fonctionne de manière relativement analogue à la méthode décrite dans ce chapitre et dans l'annexe 4B.b : le gonflement y est simulé comme une déformation additionnelle qui est ajoutée aux déformations plastiques et élastiques et qui dépend de l'état de contrainte dans le terrain. Cette loi n'est cependant disponible que pour des calculs en deux dimensions et a l'inconvénient d'avoir une convergence sur la droite de gonflement pilotée en déformation imposée et non en déformation résultante, ce qui peut sous-estimer les déformées et les sollicitations dans le radier. Enfin, l'anisotropie et une dépendance temporelle peuvent également y être introduites.

6.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

6.3.1. DISPOSITIONS COURANTES

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-voûtés, ancrés, avec vide sanitaire ou matériaux à seuil d'écrasement imposé trouvent ainsi de nombreuses applications en tunnel.

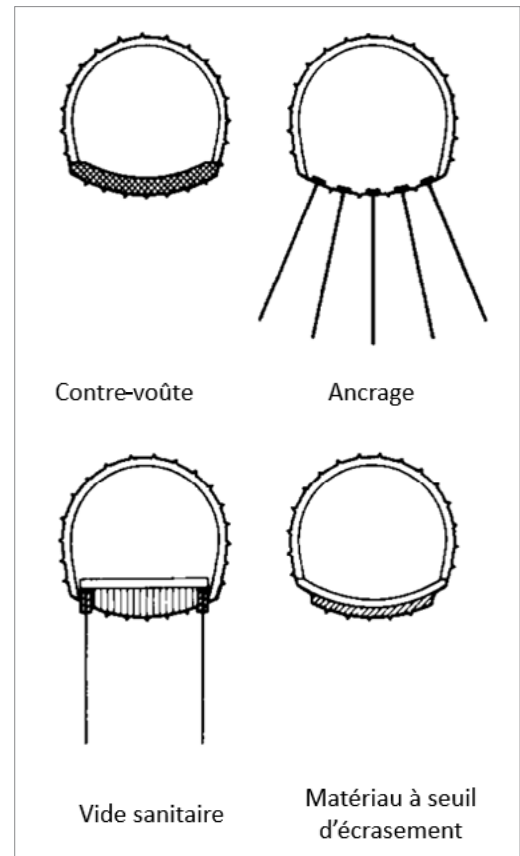


Figure 47 : Principes de dispositions constructives envisageable en tunnel (Kovari, 1988)

6.3.2. SYSTÈME COMPRESSIBLE MODULAIRE

Ce type de disposition constructive a été mis en œuvre pour la réhabilitation du tunnel du Chienberg en Suisse creusé dans la formation gypseuse et marneuse du Keuper. Bien que les problématiques de soulèvement qui y ont vu le jour soient principalement dues à la transformation d'anhydrite en gypse, cet exemple est illustratif car il combine les principes de vide sanitaire, d'ancrage du terrain et de matériaux à seuil d'écrasement situés sous les piliers et au niveau des têtes d'ancrages.

Ce principe constructif présente l'avantage majeur de permettre de réaliser des interventions ciblées en vue du remplacement de certaines cales compressibles, associé à un reprofilage du radier.

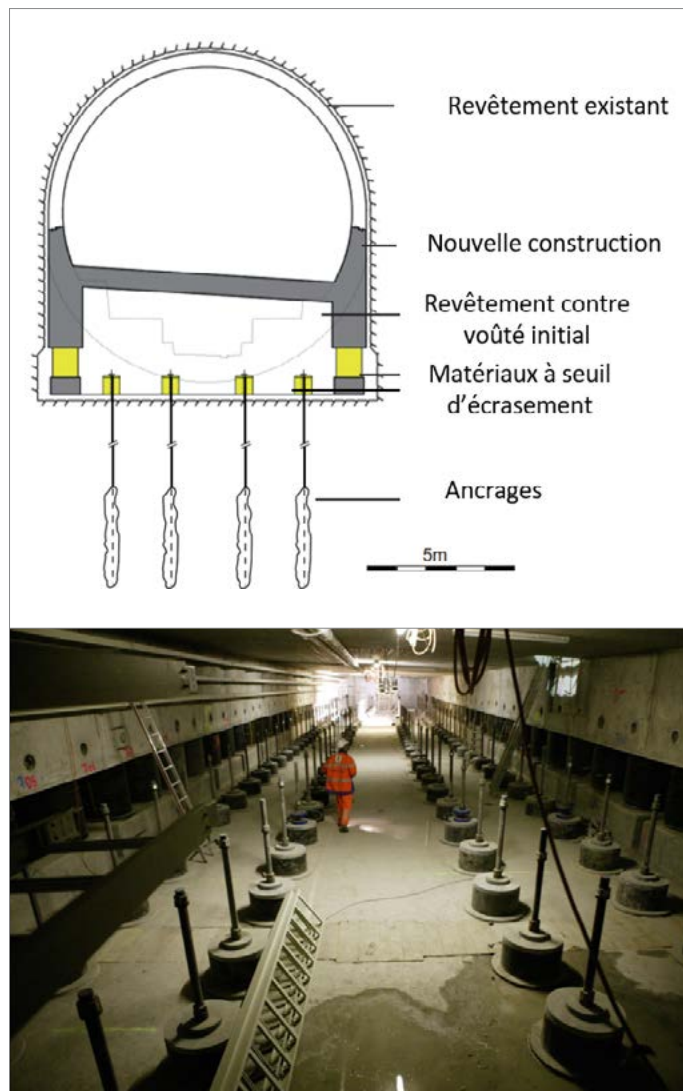


Figure 48 : Principe de reconstruction du tunnel du Chienberg et photographie du vide sanitaire et des ancres avec matériaux à seuil d'écrasement (Kovari, 2007)

7 FONDATIONS PROFONDES

**7.1. *COMPORTEMENT DES FONDATIONS
PROFONDES SOUS LE FOND DE FOUILLE
D'UN OUVRAGE ENTERRÉ***

7.2. *RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION*

**7.3. *DÉTERMINATION DES SOLlicitATIONS
DANS LES FONDATIONS PROFONDES***

**7.4. *JUSTIFICATIONS STRUCTURELLES
ET GEOTECHNIQUES D'UNE FONDATION PROFONDE***

7. FONDATIONS PROFONDES

De manière générale, il existe peu de retour de pathologies sur les fondations profondes réalisés en terrains gonflants. Néanmoins, de nombreux articles font état de la nécessité de prendre en compte cet effort parasite dans la conception de ces ouvrages (Cambefort, 1975 ; Magnan et al., 1995 ; Baheddi et al., 2007).

7.1. COMPORTEMENT DES FONDATIONS PROFONDES SOUS LE FOND DE FOUILLE D'UN OUVRAGE ENTERRÉ

Les excavations des terrains nécessaires à la réalisation des infrastructures sont à l'origine d'une diminution des contraintes dans le massif de sol en place. Cette diminution de contrainte provoque un soulèvement des terrains et des fondations profondes situées en fond de fouille ou à proximité. Ainsi, peuvent être soumises à une traction :

- les fondations profondes réalisées depuis la surface (dans n'importe quel type de terrains),
- les fondations profondes réalisées depuis le fond de fouille dans des terrains présentant un comportement différé.

Cas général

Lorsque des ouvrages géotechniques tels que parois moulées, barrettes, pieux, micropieux sont réalisés depuis la surface (ou depuis une plateforme intermédiaire), le terrassement jusqu'au fond de fouille va provoquer une relaxation élastique des terrains. Que le terrain soit gonflant ou non, le fond de fouille va se soulever légèrement entre les points les plus raides, par exemple les parois moulées, ou dans une moindre mesure, les barrettes.

Ce soulèvement du sol va se produire alors que les fondations sont en place : le sol se déplaçant plus que les fondations, du frottement « positif » (vers le haut) va se créer, mettant en traction les fondations. C'est l'inverse du phénomène de frottement négatif, dans le cas d'un sol chargé à proximité de fondations profondes.

Ce phénomène est progressif puisque, bien entendu, l'excavation se fait au fur et à mesure.

Ce frottement positif n'est généralement pas pris en compte pour le dimensionnement des fondations profondes dans les projets courants.

Cas des terrains gonflants

Dans le cas où le fond de fouille est composé de terrains susceptibles de gonfler, au sens du gonflement hydrique, un phénomène additionnel se produit de manière différée : de la traction peut se produire dans les fondations profondes (qu'elles soient réalisées depuis la surface ou depuis le fond de fouille).

7.2. RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION

Il est souhaitable que les fondations profondes traversent complètement les sols gonflants, ou a minima la « zone gonflante » au sens de la zone concentrant les phénomènes de gonflement (Cf. chapitre 5.6) et qu'elles s'ancrent dans un niveau peu déformable.

En outre, lorsque les techniques de pieu le permettent, un chemisage ou une virole peuvent être utilisés sur la zone de terrain sujette au gonflement pour limiter l'ampleur des efforts parasites bien qu'en pratique ces dispositifs soient non seulement compliqués à mettre en œuvre mais nécessitent aussi des essais spécifiques de chargement pour connaître leur efficacité sur la diminution des efforts de frottement.

7.3. DÉTERMINATION DES SOLlicitATIONS DANS LES FONDATIONS PROFONDES

7.3.1. INFLUENCE DE LA CONCEPTION DU NIVEAU INFÉRIEUR DE L'INFRASTRUCTURE

Pour un sol qui est libre de gonfler (i.e. sans condition mécanique particulière sur les déplacements en tête de pieu et sur la partie supérieure du sol gonflant), le développement du gonflement des sols conduit à la mise en traction du pieu. Cette mise en traction peut être schématisée de la manière suivante :

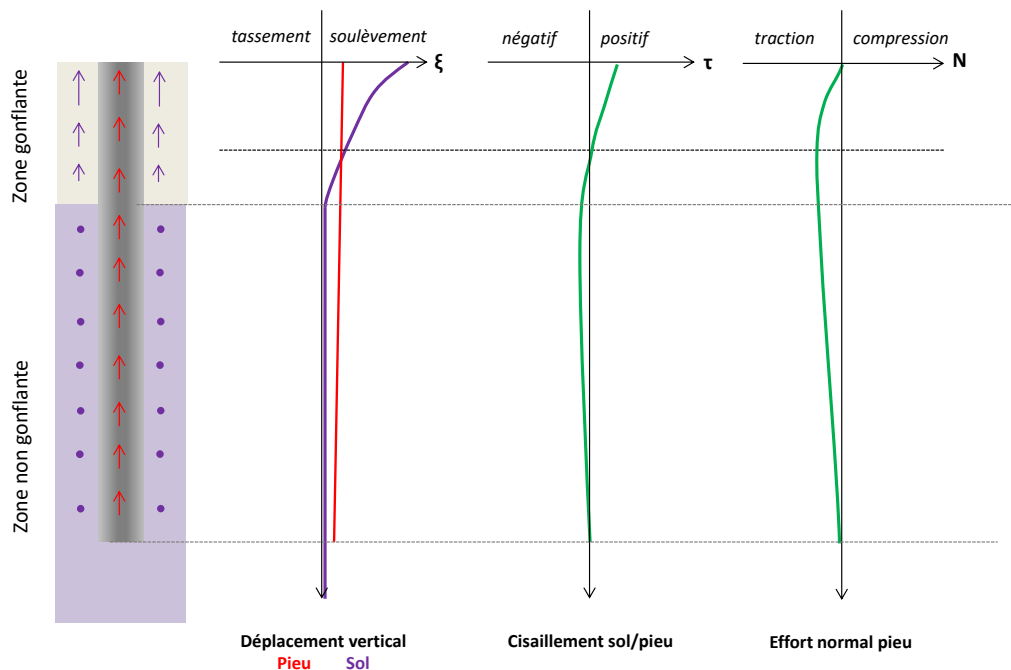


Figure 49 : développement des efforts 'parasites' dans les pieux lors du développement du gonflement : cas des pieux sans radier rigide au contact du sol

Nota : dans la pratique, le plus souvent, l'effort de traction induit par le gonflement ne nécessite pas la mobilisation par frottement de l'ensemble de la longueur du pieu ; la hauteur effectivement mobilisée dépend notamment de la rigidité de la fondation profonde.

Dans le cas où les pieux et le sol sont mécaniquement liés en tête, imposant par le fait une « égalité » des déplacements entre la partie supérieure du sol et la tête de pieu, le soulèvement en tête sera contraint par le radier. Ce radier applique une contrainte additionnelle dans le massif de sol équilibrée par une mise en traction du pieu.

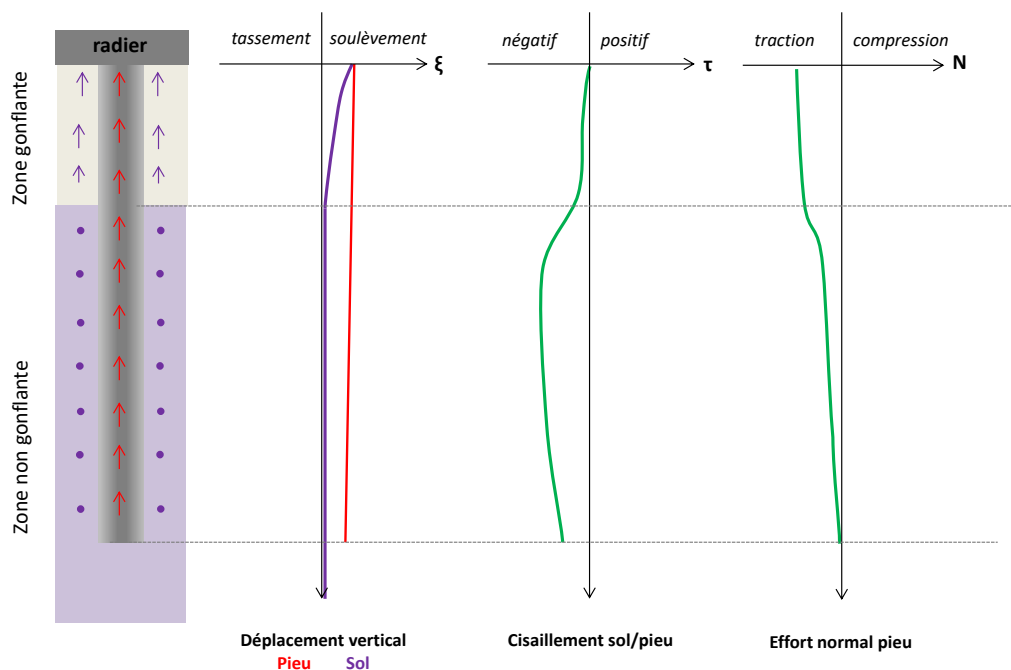


Figure 50 : Développement des efforts 'parasites' dans les pieux lors du développement du gonflement : cas pieux avec radier rigide au contact du sol

Le gonflement des sols peut être considéré comme libre lorsqu'ils ne sont pas « confinés » par la structure portée par les fondations profondes. Dans le cas de fondations profondes reliées à un radier rigide reposant sur un sol gonflant, le gonflement ne peut pas se développer librement.

Ainsi, outre les paramètres caractérisant de gonflement des sols, la rigidité des fondations, le comportement des terrains à l'interface entre sol et pieu, ..., le comportement d'une fondation profonde est fortement dépendant de la conception du niveau inférieur des infrastructures, pour laquelle on retient vis-à-vis de la conception des pieux, deux cas :

- absence de condition « d'égalité » des déplacements entre sol et tête de pieu : radiers sur vide sanitaire et radiers sur matériau fusible, pouvant être traités par les méthodes de gonflement en champ libre ou par des méthodes d'interaction sol-structure,
- condition « d'égalité » de déplacement entre sol et tête de pieu : radier sur sol, nécessitant une étude d'interaction sol-structure.

Le tableau suivant précise les méthodes applicables en fonction de la conception prévue :

Méthode	Conception structurelle ne contraignant pas le gonflement des sols (vide sanitaire / matériau fusible)	Conception structurelle contraignant le gonflement des sols (pieux reliés au radier sur sol)
Gonflement en champ libre §7.3.2 <i>Méthode forfaitaire §7.3.2.2</i>	Adaptée en première approche méthode très conservatrice	Non adaptée
<i>Utilisation de lois t-z (modèles à barres ou numériques) §7.3.2.3</i>	Adaptée Méthode généralement conservatrice	Non adaptée
Maille élémentaire axisymétrique §7.3.3	Adaptée aux réseaux de fondations identiques disposées suivant une maille globalement régulière. Non adaptée aux réseaux constitués de plusieurs types de fondations profondes différentes (pieux + micropieux, par exemple).	
<i>Calcul semi-analytique §7.3.3.1</i>	Adaptée pour les réseaux de fondations disposées suivant une maille de faible dimension (moins pertinent pour les mailles lâches)	Adaptée
<i>Calcul numérique</i>	Adaptée	Adaptée
Modèle numérique « complet »	Adaptée aux conditions de fondations hétérogènes (pieux + micropieux, par exemple).	

En général, les effets du gonflement mécanique sur les fondations profondes ne sont pas pris en compte. Le cumul des effets du gonflement mécanique et hydrique ne doit être réalisé que dans des situations particulières ; dans ce cas, il convient de faire les vérifications aux états limites pertinents (cf. §2.4).

Il est important de noter que le comportement des interfaces entre sol et pieux est non linéaire et présente un caractère hystérétique (cf. essais de chargement des pieux). Ainsi, les déplacements et efforts internes dans les structures dépendent du chemin de chargement emprunté pour arriver à

l'état final. Il convient donc que les modélisations soient représentatives de la cinétique des sollicitations affectant le pieu, et notamment de la temporalité entre le chargement structural en tête de pieu et le déclenchement des phénomènes de gonflement dans les sols.

Hormis pour la méthode forfaitaire qui est le plus souvent très conservatrice, les méthodes de calcul des sollicitations sont basées sur l'utilisation de lois d'interface t-z. 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 ne

pas hésiter à mener des calculs de sensibilité. Ce point est d'autant plus crucial lors de la réalisation de calculs numériques où les paramètres de rigidité d'interface sont fréquemment définis automatiquement par le logiciel sur la base de critères ayant pour objectif de limiter les instabilités numériques.

7.3.2. MÉTHODES BASÉES SUR LE GONFLEMENT DES SOLS « EN CHAMP LIBRE »

Ces méthodes considèrent que le champ de déplacement du sol au voisinage du pieu n'est pas affecté par la présence du pieu dans le sol, et ne dépend donc que :

- de la géométrie de la couche gonflante,
- des propriétés de gonflement de la couche gonflante,
- de la charge (contrainte effective) appliquée sur le sol entre les pieux.

7.3.2.1. DÉTERMINATION DE PROFIL DE GONFLEMENT « EN CHAMP LIBRE » DES SOLS

Le profil de déplacement des sols au voisinage du pieu est calculé en négligeant la présence des pieux, suivant les méthodes 1A et 1B présentées aux chapitres 5.9.2 et 5.9.3 en tenant compte, le cas échéant, de la contrainte effective appliquée au sol entre les pieux.

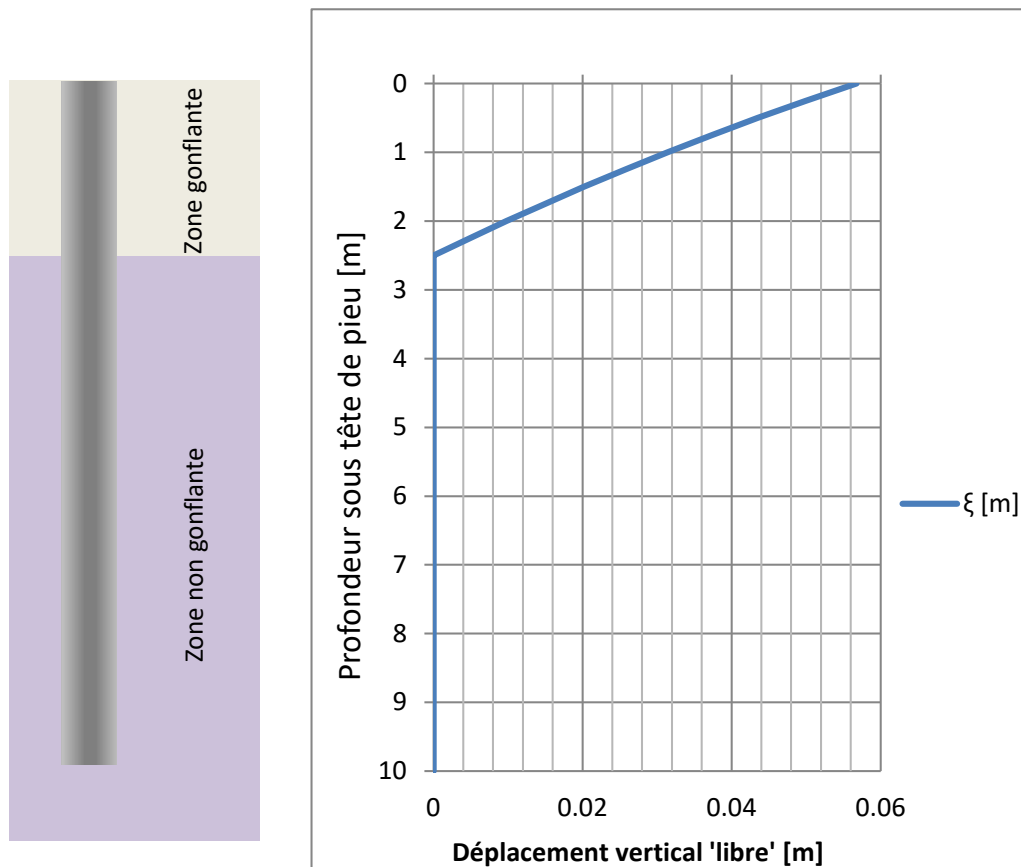


Figure 51 : calcul du profil de déplacement « en champ libre » de la zone gonflante

7.3.2.2. DÉTERMINATION DE LA VARIATION DE LA SOLlicitATION - MÉTHODE FORFAITAIRE

De manière conservatrice, dans le cas où le pieu est ancré au-delà de la base de la zone gonflante, il est possible de considérer que sur l'ensemble de cette zone gonflante (c'est-à-dire sur toute la zone où un soulèvement de sol se produit), les déplacements différentiels sol/ pieu vont conduire à une saturation du frottement sol/pieu.

L'incrément de traction dans le pieu généré par le gonflement des terrains est donc déterminé par intégration du frottement axial limite q_s de la couche de terrain gonflant sur le périmètre du pieu.

Les justifications géotechniques et structurales des pieux sont à réaliser pour les profils d'efforts normaux avant et après gonflement (sous la descente de charges Q_{STR} en tête de pieu existant avant le gonflement du sol et sous les charges $Q_{STR} - Q_{sp}$ siégeant à la cote d'interface entre zones gonflantes et non gonflantes après développement du gonflement).

Cette méthode ne requiert que la connaissance du frottement axial limite unitaire q_s au contact entre sol et pieu. Pour évaluer ce frottement, plusieurs approches sont possibles (Cf. NF P94-262) à partir des essais pressiométriques, des résistances de pointe au pénétromètre statique ou de la cohésion non drainée c_u .

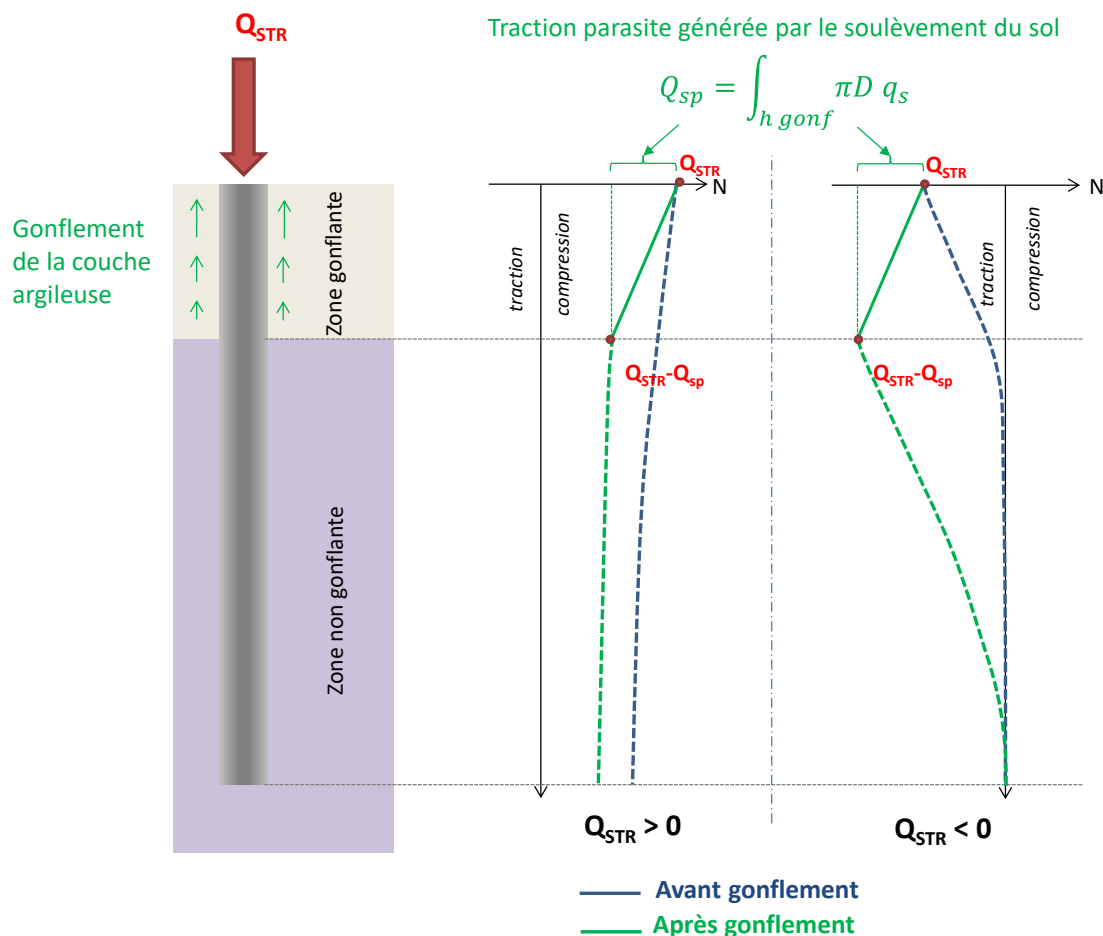


Figure 52 : Calcul des sollicitations dans des pieux soumis à une charge structurale en tête et à un gonflement des sols – méthode forfaitaire

7.3.2.3. MÉTHODES BASÉES SUR DES LOIS D'INTERACTION t-z

Le principe consiste en l'utilisation d'un modèle pieu en interaction avec le sol avoisinant par le biais de loi (t-z). Le calcul est piloté en déplacements par l'introduction du profil de gonflement libre dans le sol associé à la charge structurale en tête de pieu.

Ce calcul peut être mené soit par le biais :

- de modèles à barres associés à des fonctions de transfert, exprimant les interactions entre pieu (poutre) et sol (non expressément modélisé) en fonction de leur déplacement relatif ;
- de calculs en éléments finis modélisant explicitement le sol.

Méthodes par le biais de modèles à barres

La Figure 53 présente le principe de modélisation du pieu permettant de conduire aux sollicitations et déplacements du pieu (Figure 54).

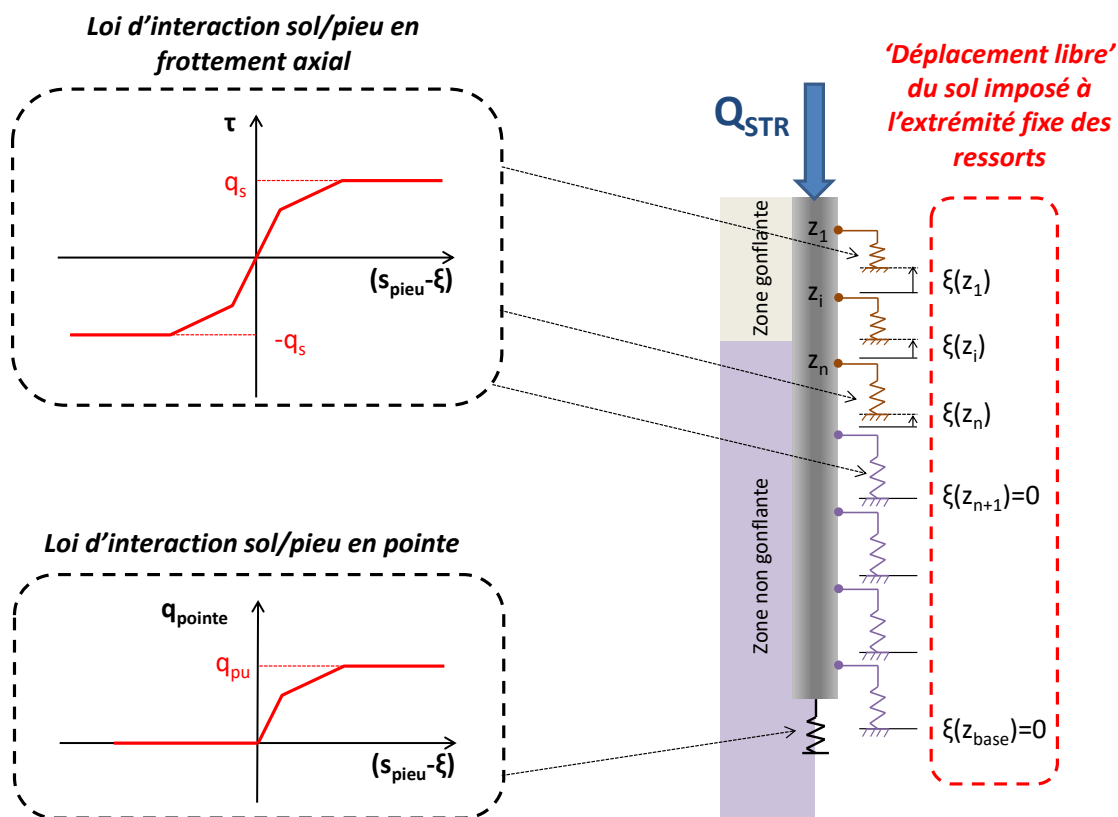


Figure 53 : Calcul des sollicitations dans des pieux soumis à une charge structurale en tête et à un gonflement des sols par le biais de modèles à barres et fonctions de transfert Q_{STR}

Les justifications des pieux sont à produire avant et après le développement du gonflement.

Le calcul des sollicitations sous l'effet des charges structurales et du gonflement des sols est à mener de manière phasée, en appliquant la charge structurale puis en ajoutant l'effet du gonflement.

Néanmoins, en pratique, dans le cas d'un pieu libre en tête, il est d'usage d'appliquer les gonflements libres du sol et les charges structurales de manière concomitante ; l'influence de cette simplification étant souvent du second ordre sur les calculs des sollicitations.

Méthode par le biais de modèles éléments finis

Un calcul numérique peut être réalisé pour simuler le gonflement d'un sol autour d'un pieu. Il convient alors d'intégrer des éléments d'interface simulant le frottement latéral limite de chaque couche modélisée et d'imposer une déformation (en gonflement)

dans le sol encaissant le pieu. Un schéma du principe de modélisation est fourni en Figure 55.

Cette méthode permet de mener le calcul des sollicitations dans les pieux sous l'effet des charges en tête et du gonflement des terrains, en tenant compte de la cinétique des sollicitations.

Besoins en termes de modélisation

Outre les frottements axiaux limites q_s , cette méthode en efforts déformation requiert la fourniture de la loi d'interaction reliant le cisaillement à l'interface sol/ pieu avec le déplacement relatif sol/ pieu. Classiquement, les calculs sont réalisés en considérant les lois de Frank et Zhao (cf. NF P94-262), basées sur les modules pressiométriques des sols. Néanmoins, d'autres lois peuvent éventuellement être retenues (lois de Monnet, lois basées sur le module de cisaillement des sols, ...).

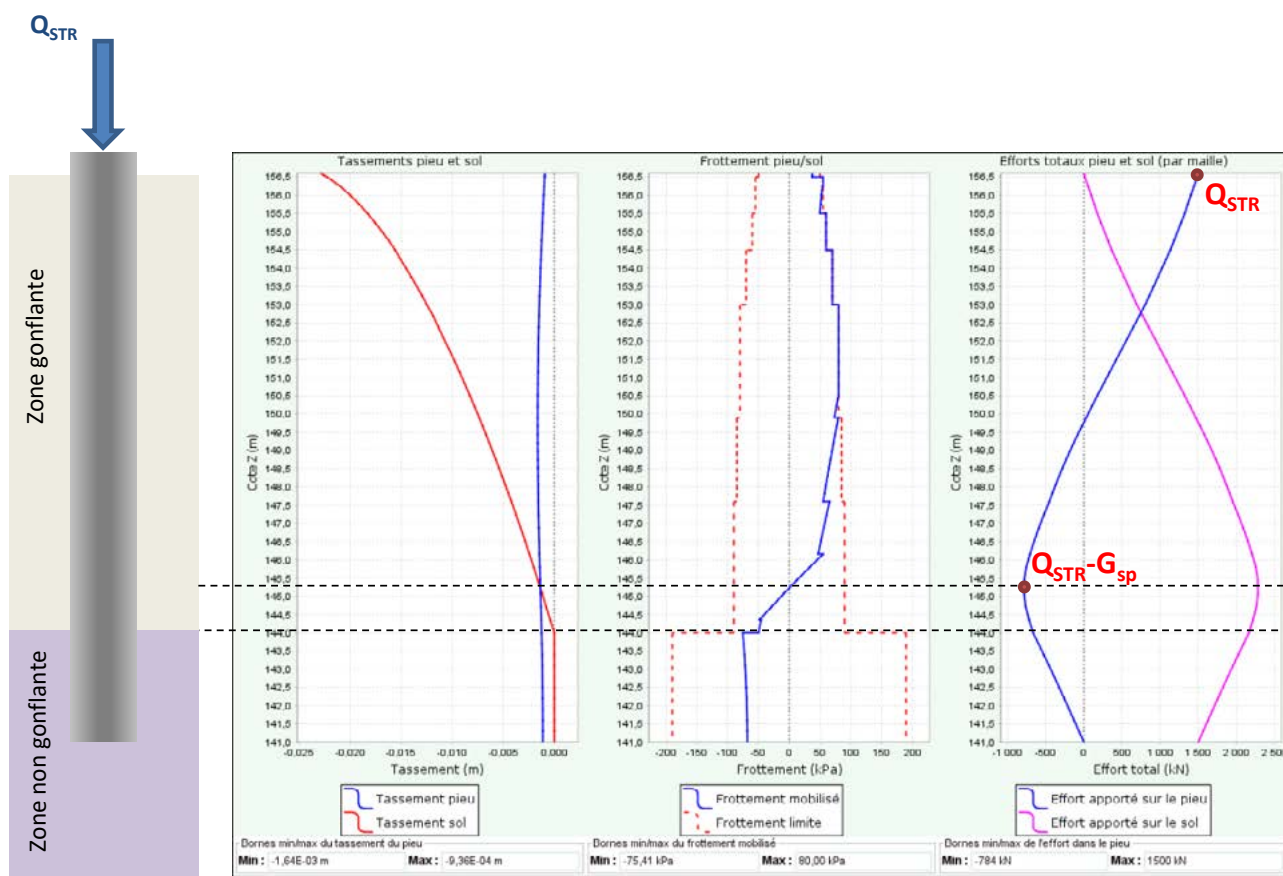


Figure 54 : Exemple des sollicitations calculées pour un pieu non liaisonné à un radier rigide appuyé sur le sol soumis à une charge de compression en tête (Q_{STR}) et à l'effet du gonflement

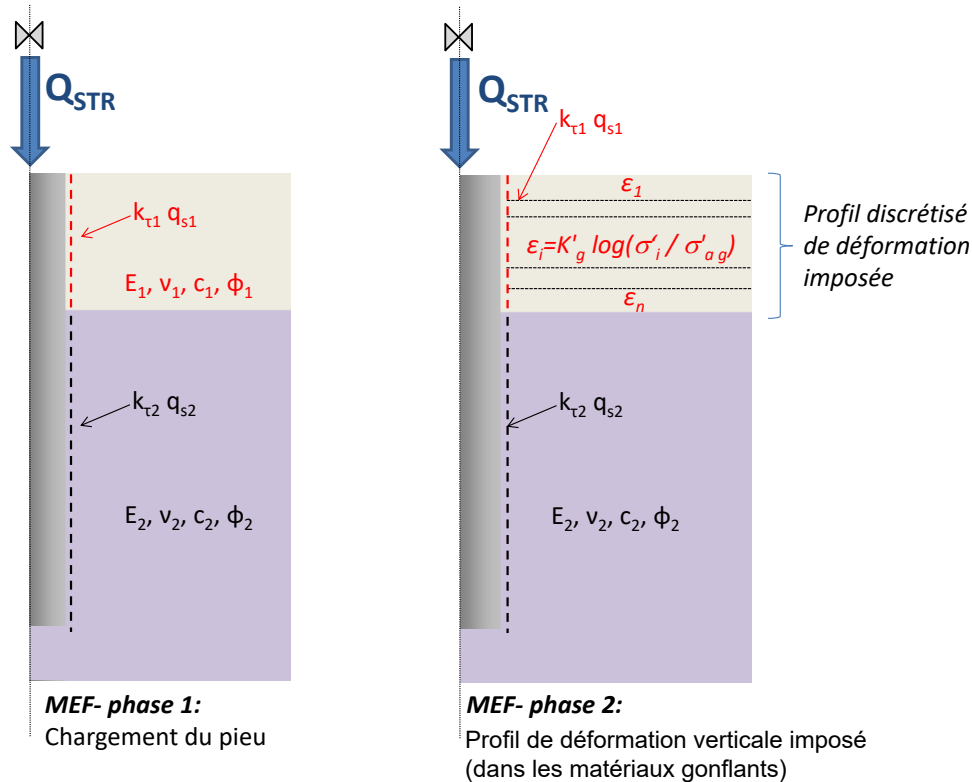


Figure 55 : Calcul des sollicitations dans des pieux soumis à une charge Q_{STR} en tête et à un gonflement des sols par le biais d'un modèle éléments finis

7.3.2.4. LIMITES DES CALCULS EN CHAMP LIBRE

Cette méthode n'est pas adaptée pour modéliser le comportement des pieux dans une conception où le soulèvement des sols est contraint structurellement (pieux liaisonnés à un radier).

Le calcul basé sur le champ de déplacement en champ libre des sols ne tient pas compte de la modification du champ de contraintes au voisinage des pieux ; modification induite à la fois par les charges structurales en tête de pieu et par l'effet des efforts parasites dans les pieux. L'impact de cette simplification « champ libre » est d'autant plus important que les éléments de fondation sont rapprochés (cf. Figure 56 comparant les sollicitations d'un pieu libre en tête soumis à une charge de compression en tête, réalisé au sein d'un terrain gonflant et ancré dans un terrain raide, pour des modèles en champ libre ou de maille élémentaire de dimension variable).

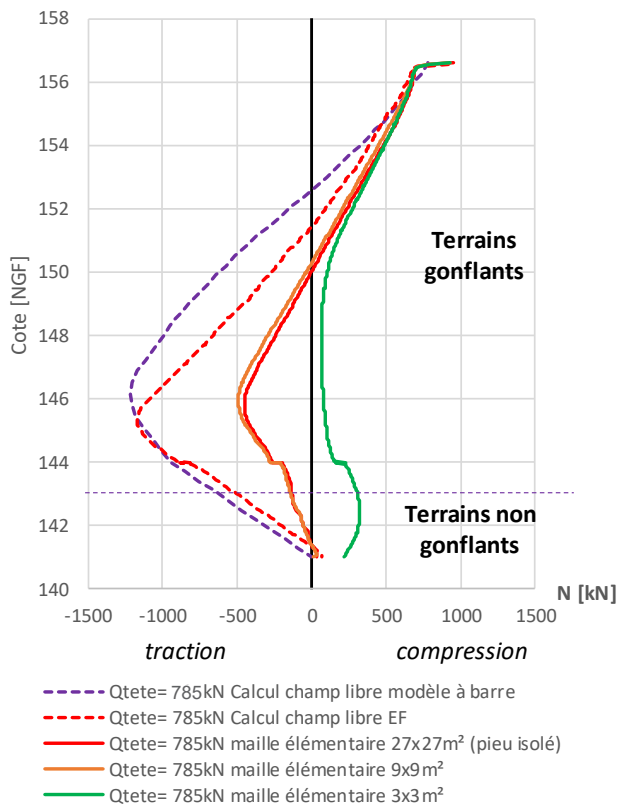


Figure 56 : Profil d'effort normal au sein d'un pieu réalisé dans un sol gonflant– impact de la dimension de la maille

7.3.3. MÉTHODE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE (ISS) PAR UN CALCUL AXISYMETRIQUE DE MAILLE ÉLÉMENTAIRE

Dans le cas d'un réseau de pieux régulier soumis à des charges structurales globalement homogènes, il est loisible d'étudier le comportement d'une maille élémentaire composée du pieu et du sol encaissant. La maille élémentaire est assimilée à un cylindre d'axe confondu avec celui du pieu et de section circulaire, d'aire égale à la section équivalente de la maille (Figure 57).

Il s'ensuit que la déformation latérale et le cisaillement sont nuls en périphérie du cylindre et que l'effort total appliqué par l'ouvrage se retrouve à tout niveau, dans chaque section horizontale, augmenté des poids sus-jacents des terres et du pieu.

Le principe revient alors à étudier le comportement de cette maille élémentaire (pieu + sol), en tenant compte :

- des efforts structuels arrivant sur la tête de pieux et sur le sol entre les pieux,
- de lois de comportement permettant de traduire le comportement des sols et en particulier des sols gonflants (et éventuellement des éléments compressibles),
- des conditions de liaison en tête de pieu :
 - > condition « d'égalité » des déplacements du sol et du pieu en sous face de radier pour les radiers posés sur le sol
 - > sol libre en tête pour les radiers sur vide sanitaire, ou sur couche fusible intercalaire.

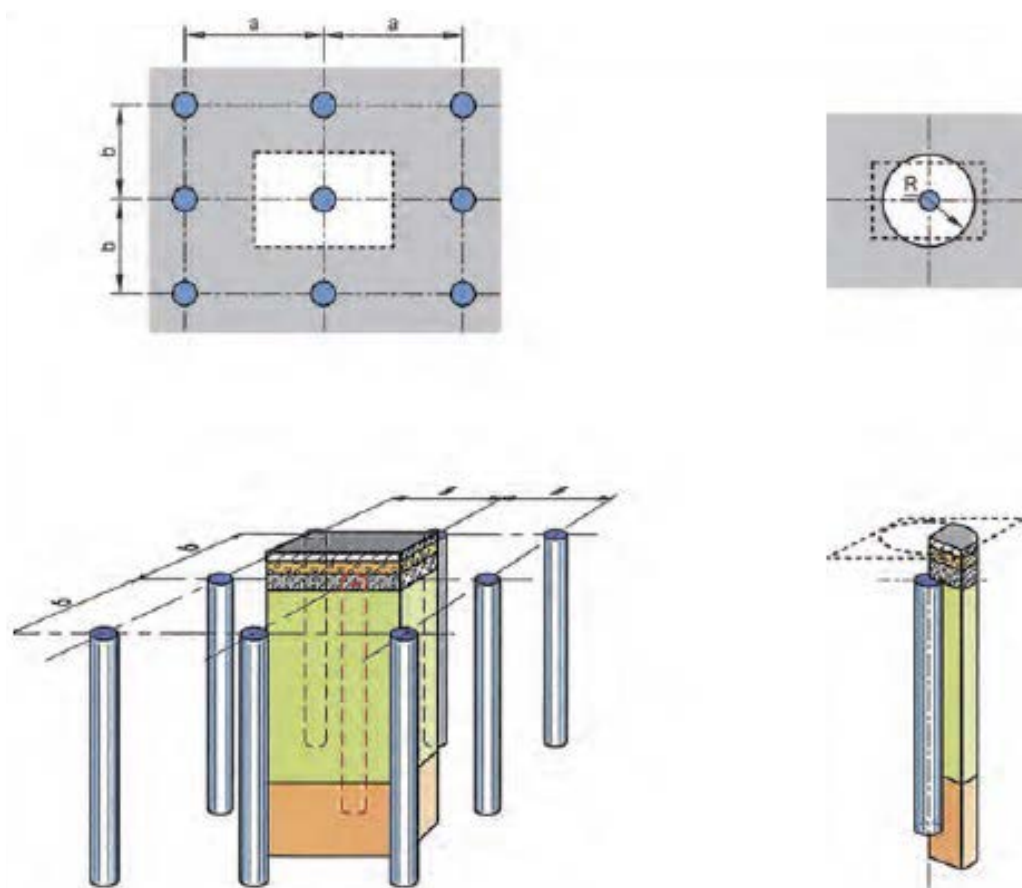


Figure 57 : Principe de définition de la maille axisymétrique élémentaire

Les modélisations peuvent être réalisées par des modèles semi-analytiques ou numériques :

7.3.3.1. MODÈLES SEMI-ANALYTIQUES

On considère qu'à un niveau donné, le tassement et la contrainte verticale du sol sont uniformes. Le principe de modélisation est donc le suivant :

- un sous-modèle de pieu dont le comportement est piloté par l'effort axial,
- un sous-modèle de sol au sein duquel les comportements gouvernés par l'évolution de la contrainte effective verticale traduisent les relations efforts/déformations inhérentes aux sols gonflants ou non gonflants (et éventuellement les éléments compressibles),
- en interaction par le biais de fonctions de transfert reliant les déplacements relatifs entre sous domaines.

Afin que l'hypothèse d'uniformité de la contrainte et du déplacement du sol à une profondeur donnée soit pertinente, il convient d'utiliser les modèles semi-analytiques pour les réseaux de pieux :

- dans les conceptions d'ouvrages à soulèvement de sol contraint,
- à maille resserrée dans les conceptions d'ouvrages à soulèvement de sol non contraint.

7.3.3.2. MODÈLES NUMÉRIQUES

La modélisation peut être effectuée par le biais de modèles numériques axisymétriques, dès lors que le principe de modélisation permet de reproduire le comportement gonflant des terrains (c'est-à-dire représentant la relation entre contrainte et déformation).

Les différentes méthodes décrites dans les chapitres radiers (5) et tunnels (6) peuvent être utilisées.

Pour de plus amples descriptions, on se reportera aux paragraphes suivants :

- cf. 5.9.5.3.1 : les méthodes de calcul par déconsolidation,
- cf. 5.9.5.3.2, et 6.2.2.1: les méthodes de calcul à déformation imposée, discrétisée sur la hauteur des terrains gonflants,
- cf. 6.2.2.2 les lois de comportement intégrant directement une déformation de gonflement (Bultel, Shädlisch...).

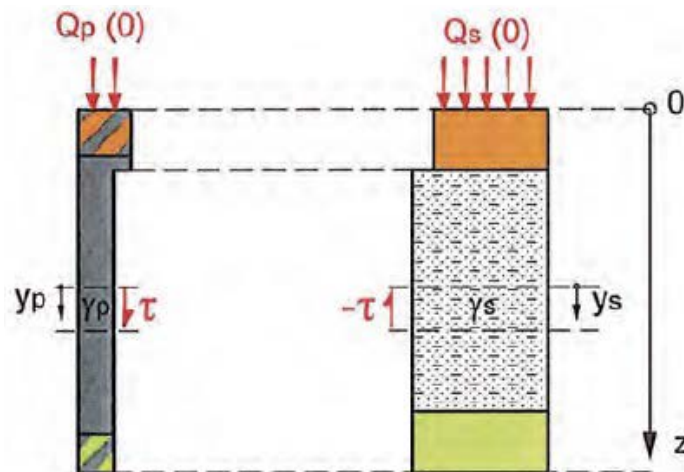


Figure 58 : Principe des modèles semi analytiques

7.3.4. MISE EN ŒUVRE D'UNE ISS PAR UN MODÈLE NUMÉRIQUE COMPLET

Le recours à un modèle numérique d'ISS (Interaction Sol-Structure) complet (3D ou en déformations planes) peut être réalisé pour déterminer les efforts et les sollicitations dans les pieux.

Comme pour les modèles numériques en axisymétrie sur maille élémentaire, le prérequis à l'utilisation de modèles numériques complets est la bonne reproduction du comportement gonflant des terrains (c'est-à-dire représentant la relation entre contrainte et déformation) dans un contexte de contraintes évolutives et souvent déviatoriques.

Pour ces modèles peuvent être utilisées :

- les méthodes de calcul par déconsolidation,
- les méthodes de calcul à déformation imposée, discrétisée sur la hauteur des terrains gonflants,
- les lois de comportement intégrant directement une déformation de gonflement (Bultel, Shädlisch...).

7.4. JUSTIFICATIONS STRUCTURELLES ET GÉOTECHNIQUES DU PIEU

7.4.1. PRISE EN COMPTE DES INCERTITUDES SUR LA CINÉTIQUE

La cinétique dans les chapitres relatifs aux radiers, la cinétique du gonflement des terrains argileux est imprécise, à la fois guidée par les propriétés hydrauliques des sols (perméabilités, épaisseurs, conditions de recharge des différents aquifères, ...), et par les percolations d'eau au travers des éléments de structure. La réalisation des fondations profondes peut avoir un impact sur les perméabilités des terrains au sein desquels elles sont réalisées.

Ainsi, il convient donc de justifier les ouvrages en considérant les deux situations extrêmes : avant développement du gonflement et après développement total du gonflement.

7.4.2. ETATS LIMITES À JUSTIFIER AVANT DÉVELOPPEMENT DU GONFLEMENT

Les justifications sont à effectuer suivant les méthodes de la NF P 94-262.

7.4.3. ETATS LIMITES À JUSTIFIER APRÈS DÉVELOPPEMENT TOTAL DU GONFLEMENT

Quel que soit le mode de conception de l'ouvrage, le développement du gonflement des sols au contact avec les pieux a tendance à générer une sollicitation additionnelle de traction dans les pieux.

Il en découle donc que les états limites de compression dans les pieux sont dans tous les cas couverts par les justifications réalisées préalablement au développement du gonflement. Ainsi, seuls les états limites de traction doivent faire l'objet d'une justification après gonflement.

L'attention est portée sur le fait que l'expression du gonflement est en mesure de tendre une section initialement comprimée (Cf. Figure 56).

7.4.3.1. JUSTIFICATIONS STRUCTURELLES STR

Il convient de garder à l'esprit que les sollicitations de traction dans les pieux ne sont pas nécessairement maximales en tête des pieux. Il convient donc de justifier structurellement l'ensemble des sections ou a minima la section la plus critique. En l'absence de justification détaillée, le ferraillement de la section critique sera étendu à toute la longueur du pieu. Un calcul plus détaillé d'interaction pourra permettre d'optimiser le ferraillement longitudinal, en incluant une tolérance de +/- 3m sur la position de l'interface de la couche gonflante.

7.4.3.2. JUSTIFICATIONS DE PORTANCE GEO

Tel que présenté sur les Figure 49 et Figure 50, le comportement d'un pieu soumis à l'effet d'un gonflement du sol est tributaire de la conception de l'ouvrage :

- pour les ouvrages pour lesquels aucune condition d'égalité de déplacement en tête de pieux n'est imposée par la conception (vide sanitaire, matériau fusible), l'effort maximal est situé, en profondeur, sous la tête de pieu lorsque celui-ci est chargé :

> Il convient donc de vérifier que le frottement axial disponible sous le plan d'effort maximal est compatible avec l'effort régnant dans le pieu (Cf. Figure 59) : état limite de *défaillance de traction* (au sens du §10.2 de la NF P 94-262 2012 et A1 2018).

> En revanche, on notera que les états limites (ELU_{GEO} , ELU_{UPL} et ELS) de *résistance de traction d'un groupe de fondations profondes* (décrits par le §10.3. de la NF P 94-262 2012 et A1 2018), n'est quant à lui, pas à vérifier ; l'effort maximal n'étant pas impacté par le développement du gonflement (Cf. Figure 59).

- pour les ouvrages pour lesquels un radier impose une égalité de déplacement sol/pieu en tête de pieux, l'effort maximal est situé en tête de pieu :

> Il convient donc de vérifier que le frottement axial disponible sous le plan d'effort maximal est compatible avec l'effort régnant dans le pieu (Cf. Figure 60) : défaut de traction au sens du §10 de la NF P 94-262 2012 et A1 2018 §10

> En revanche, on note que les états limites

(ELU_{GEO} , ELU_{UPL} et ELS) de résistance de traction d'un groupe de fondations profondes (décrit par le §10.3. de la NF P 94-262 2012 et A1 2018), n'est quant à lui pas à vérifier. En effet, l'incrément d'effort en tête de pieu lié au développement du gonflement, est équilibré par la contrainte (effective) d'interaction sol / radier. Le bilan des efforts est donc similaire au cas traité en l'absence de gonflement (Cf. Figure 60).

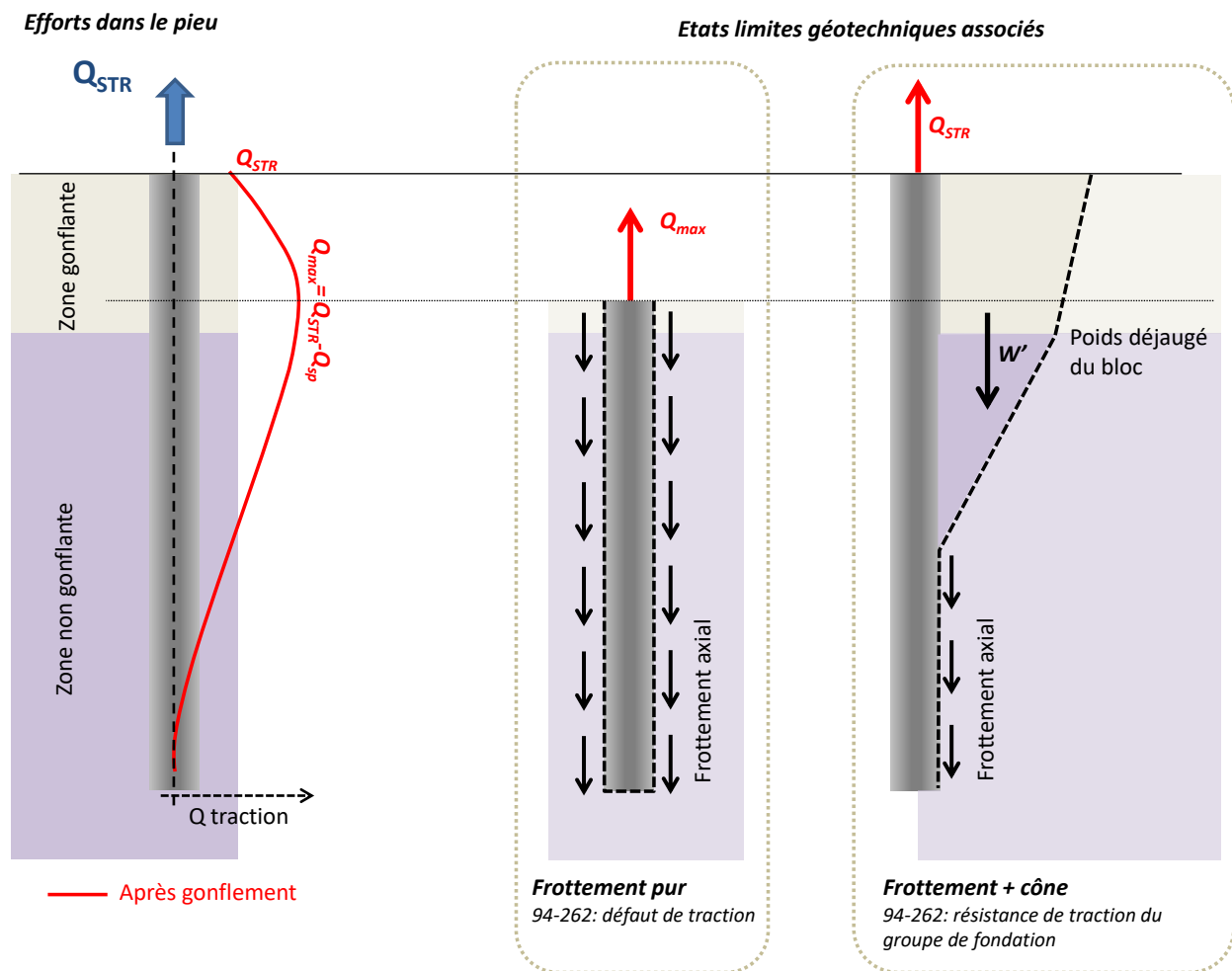


Figure 59 : Etats limites géotechniques des pieux en traction sous l'effet de Q_{STR} et de l'action de gonflement des sols – conception structurelle ne contraignant pas le gonflement du sol

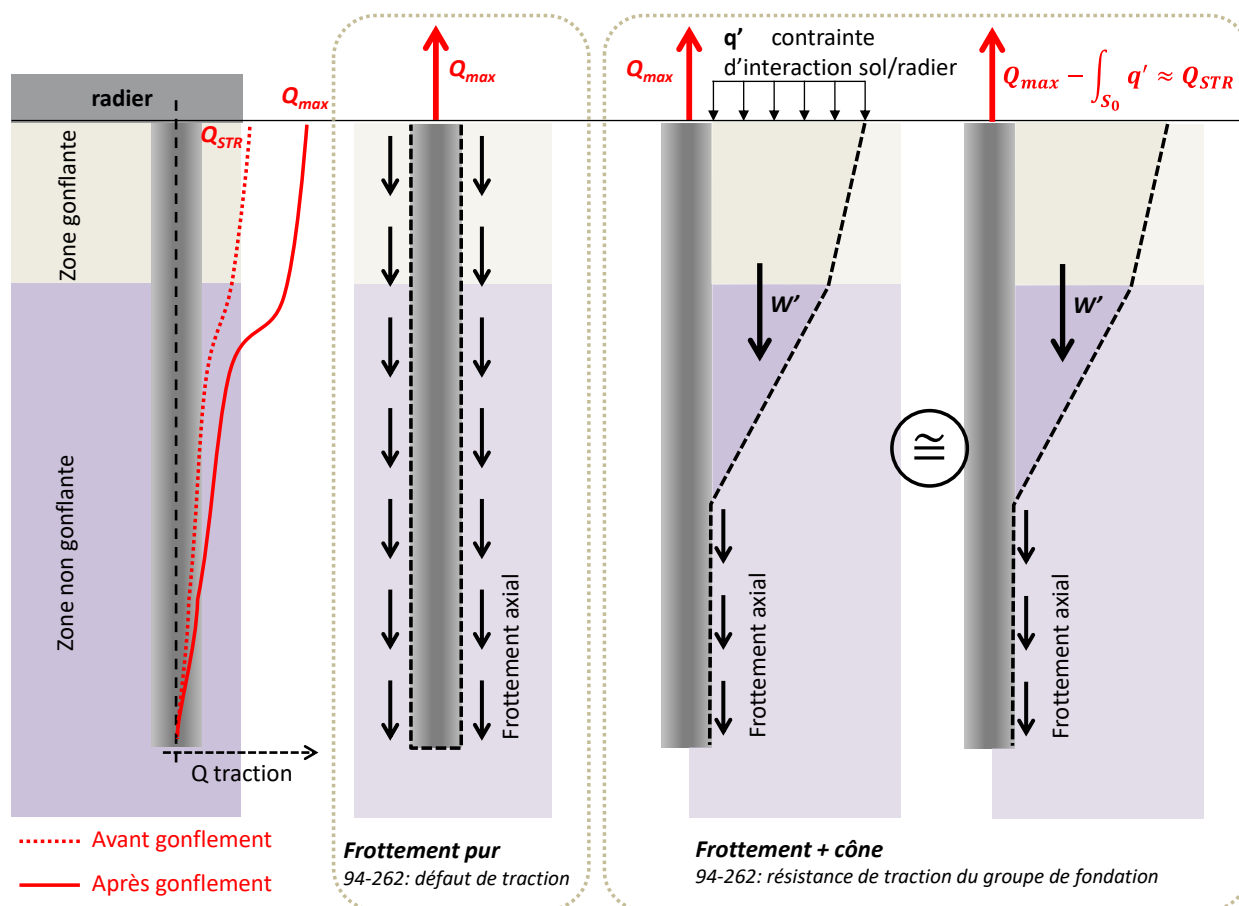


Figure 60 : Etats limites géotechniques des pieux en traction sous l'effet de Q_{STR} et de l'action de gonflement des sols
– conception structurelle contraignant l'égalité de déformation du sol et du pieu

7.4.3.3. SYNTHÈSE DES JUSTIFICATIONS À MENER APRÈS DÉVELOPPEMENT DU GONFLEMENT

Les justifications suivantes sont à mener pour les pieux sur la base des sollicitations calculées après le développement du gonflement.

Nota : La norme NF P94-262 impose une limitation de la valeur de frottement à $0,15R_s$ en cas de traction à l'ELS QP en l'absence d'essais de chargement adéquats.

Effort axial dans les pieux	Justifications
Pieux en compression après développement du gonflement	Aucune (couvert par les justifications prévues dans la NF P 94-262 préalablement au développement du gonflement)
Pieux en traction après développement du gonflement	GEO : états limites de portance sous le plan d'effort de traction maximal (défaut de frottement) STR : Etats limites structurels des éléments constitutifs

ANNEXE 1

**CLASSEMENT RELATIF DES FORMATIONS
ARGILEUSES VIS-À-VIS DE L'ALÉA
RETRAIT-GONFLEMENT POUR L'ILE DE FRANCE,
LE NORD ET LES BOUCHES-DU-RHÔNE**

**Classement relatif de susceptibilité des formations argileuses ou marneuses
vis-à-vis du retrait-gonflement en Seine-et-Marne (77)**

N° ordre strat.	Notation géol.	Nom des formations géologiques affleurantes	Indice d'Aléa	Note d'Aléa (= note de Susceptibilité x 2 + note de Sinistralité)	Note de Susceptibilité	Note de Sinistralité	Densité de sinistres pour 100 km² de surface d'affleurement géologique urbanisée	Rappel degré de Susceptibilité (cf. tabl. 13)
1	CE	Colluvions polygéniques	Moyen	7	2	3	4 562	Moyen
2	CF	Colluvions de fond de vallon	Faible	5	2	1	711	Moyen
3	LP	Limons des plateaux	Faible	4	1	2	1 303	Faible
4	T	Dépôts tourbeux	Fort	-	3	-	-	Fort
5	Fz	Alluvions récentes	Faible	3	1	1	1 042	Faible
6	Fx, Fy, Fx-y, K/Fx-Fy	Alluvions anciennes de basse terrasse, de moyenne terrasse et indifférenciées	Faible	3	1	1	584	Faible
7	Fw, Fv, Fu, Ft	Alluvions anciennes de hautes terrasses	Faible	3	1	1	513	Faible
8	Rc	Argile à silex	Moyen	6	2	2	2 818	Moyen
9	p-IVAMM	Argile à meulière de Montmorency	Moyen	-	2	-	-	Moyen
10	Rfvig	Argile à meulière de Brie	Moyen	6	2	2	1 280	Moyen
11	m1MG	Molasse du Gâtinais	Moyen	7	2	3	12 890	Moyen
12	g1MH	Marnes à huîtres	Fort	9	3	3	5 746	Fort
13	g1CB	Calcaire de Brie	Faible	4	1	2	1 385	Faible
14	g1AR	Argile verte de Romainville	Fort	9	3	3	3 430	Fort
15	e7MS	Marnes supragypseuses : Marnes blanches de Pantin, Marnes bleues d'Argenteuil	Fort	9	3	3	4 721	Fort
16	e7G-CCh	Marnes supragypseuses, Formation du gypse et Calcaire de Champigny indifférenciés	Moyen	6	2	2	1 413	Moyen
17	e7G-MP	Masses et marnes du gypse et Marnes à <i>Pholadomya ludensis</i> indifférenciées	Moyen	7	2	3	4 837	Moyen
18	e7CCh-MP	Calcaire de Champigny et Marnes à <i>Pholadomya ludensis</i> indifférenciés	Moyen	7	2	3	3 232	Moyen
19	e6-7CH-SO	Calcaire de Champigny et Calcaire de Saint-Ouen indifférenciés	Faible	5	1	3	4 021	Faible
20	e6SM	Sables de Monceau	Faible	5	2	1	225	Moyen
21	e6CSO	Calcaire de Saint-Ouen, Sables de Mortefontaine	Faible	3	1	1	1 035	Faible
22	e6B-A	Sables de Beauchamp, Sables d'Auvers	Faible	3	1	1	321	Faible
23	e5C	Calcaires marins indifférenciés (Marnes et caillasses, Calcaire à Cérithes, Calcaire à Miliolites,...)	Faible	3	1	1	0	Faible
24	e5MC	Marnes et caillasses	Faible	3	1	1	0	Faible
25	e4S	Sables fins, "pisés" et argiles plastiques	Moyen	7	3	1	78	Fort

**Classement relatif de susceptibilité des formations argileuses ou marneuses
vis-à-vis du retrait-gonflement dans les Yvelines (78)**

N° ordre strati.	Notation géol.	Nom des formations géologiques affleurantes	Note lithologique	Note minéralogique	Note géotechnique	Note finale	Degré de susceptibilité
20	g1AR	Argile verte de Romainville	4	4	4	4,00	Fort
33	e4APS / e4GA / e4GS	Argile plastique, Fausses glaises, Sables de Breuillet	4	4	4	4,00	Fort
18	g1SA	Calcaire de Sannois et Argile verte de Romainville indifférenciés	3	4	4	3,67	Fort
17	g1MH	Marnes à huîtres	4	3	3	3,33	Fort
21	e7ML	Marnes ludiennes (faciès de transition)	4	3	3	3,33	Fort
22	e7MS	Marnes supragypseuses : Marnes blanches de Parilly, Marnes bleues d'Argenteuil	4	3	3	3,33	Fort
11	Rc	Argile à silex	3	3	3	3,00	Moyen
12	p-IVAMM	Argile à meulière de Montmorency	3	2	3	2,67	Moyen
13	g1CB	Argile à meulière de Brie	2	3	3	2,67	Moyen
24	e7G	Masses et marnes du gypse	2	3	3	2,67	Moyen
2	CE	Colluvions polygéniques de versants	3		2	2,50	Moyen
23	e7G-MP	Masses et marnes du gypse, Marnes à <i>Pholadomya ludensis</i>	2	3	2	2,33	Moyen
25	e6MOD	Sables de Monceau et Marno-calcaire de Saint-Ouen indifférenciés	2	2	3	2,33	Moyen
6	LP	Limons des plateaux	2		2	2,00	Faible
7	Fz	Alluvions récentes	2		2	2,00	Faible
14	PL	Sables de Lozère	2	1	3	2,00	Faible
29	e5C	Formations lutétiennes indifférenciées	1	2	3	2,00	Faible
30	e5MC	Marnes et caillasse et Calcaire à Potamidés	1	2	3	2,00	Faible
26	e6SM	Sables de Monceau	2	2	1	1,67	Faible
27	e6CSO	Marno-calcaire de Saint-Ouen	1	2	2	1,67	Faible
28	e6SB-A	Sables de Beauchamp, Sables d'Auvers	1	3	1	1,67	Faible
19	g1BS	Calcaire de Sannois, Caillasse d'Orgemont	1	2	1	1,33	Faible

Faible : Note finale < ou = 2 Moyen : 2 < Note finale < ou = 3 Fort : Note finale > 3

Susceptibilité des formations argileuses retenues en Essonne (91)

N° ordre	Notation	Nom de la formation lithologique	Note lithologique	Note minéralogique	Note géotechnique	Note finale	Degré de susceptibilité
1	C/g1SF	Colluvions sur Sables de Fontainebleau	2	–	2	2,00	Faible
2	CF	Colluvions de versants et de fonds de vallons	2	–	3	2,50	Moyen
3	CE	Colluvions polygéniques	3	–	3	3,00	Moyen
4	LP	Limons des plateaux	2	2	2	2,00	Faible
5	Rfv/g1CB	Argiles à meulière de Brie	3	3	3	3,00	Moyen
6	p-IVMM	Argiles à meulière de Montmorency	3	2	3	2,67	Moyen
7	T	Dépôts tourbeux	3	–	2	2,50	Moyen
8	Fz	Alluvions récentes	2	1	2	1,67	Faible
9	Fv-w-x-y	Alluvions anciennes	1	1	1	1,00	Faible
10	PL	Sable de Lozère	2	2	3	2,33	Moyen
11	m1MG	Molasse du Gâtinais	3	3	3	3,00	Moyen
12	g1MH	Marnes à huîtres	4	3	3	3,33	Fort
13	g1CB	Calcaire de Brie et Argiles à meulière de Brie	2	2	2	2,00	Faible
14	g1AR	Glaises à Cyrènes et Argile verte de Romainville	4	4	4	4,00	Fort
15	e7MC	Marnes ludiennes (faciès de transition)	4	3	3	3,33	Fort
16	e7MS	Marnes supragypseuses	4	3	3	3,33	Fort
17	e7G	Marnes associées aux masses du gypse et Calcaire de Champigny	2	3	3	2,67	Moyen
18	e4SG	Sables et grès de Breuillet	3	2	3	2,67	Moyen
19	e4APS	Argile plastique et argiles sableuses de l'Yprésien	4	4	4	4,00	Fort
20	e2CrBE	Marnes de Meudon	1	3	2	2,00	Faible
21	RC	Argile à silex et craie blanche à silex	3	3	3	3,00	Moyen

**Classement relatif des formations argileuses ou marneuses vis-à-vis du retrait-gonflement
dans les Hauts-de-Seine (92)**

N° ordre strati.	Notations géologiques	Formations géologiques	Note de Susceptibilité	Note de Sinistralité	Note d'Aléa (= note de Susceptibilité x 2 + note de Sinistralité)	Indice d'Aléa	Rappel degré de Susceptibilité (cf. tabl. 12)
1	CE	Colluvions issues de formations peu argileuses	1	1	3	Faible	Faible
2	CE-A	Colluvions issues de formations argileuses	2	2	6	Moyen	Moyen
3	LP	Limons des plateaux	1	1	3	Faible	Faible
4	Fz	Alluvions récentes	1	1	3	Faible	Faible
5	FzB	Alluvions récentes de la Bièvre	2	3	7	Moyen	Moyen
6	Fy/e4SS	Alluvions anciennes en recouvrement sur les formations de l'Yprésien	1	1	3	Faible	Faible
7	p-IVAMM	Argiles à meulière de Montmorency	2	2	6	Moyen	Moyen
8	g1MH	Marnes à huîtres	3	3	9	Fort	Fort
9	g1CS-CO	Calcaire de Brie, Calcaire de Sannois et Caillasse d'Orgemont	1	1	3	Faible	Faible
10	g1AVR	Argile verte de Romainville	3	3	9	Fort	Fort
11	e7MS	Marnes supragypseuses : Marnes blanches de Pantin et Marnes bleues d'Argenteuil	3	3	9	Fort	Fort
12	e7G	Masses et marnes du gypse	2	3	7	Moyen	Moyen
13	e6-7MGC	Marnes à Pholadomyes ludensis + 4ème Masse du gypse	2	3	7	Moyen	Moyen
14	e6SM	Sables de Monceau	1	2	4	Faible	Faible
15	e6CSO	Calcaire de Saint-Ouen et Calcaire de Ducy	1	1	3	Faible	Faible
16	e6SB-SA	Sables de Beauchamp	1	1	3	Faible	Faible
17	e5MC	Marnes et caillasses	1	1	3	Faible	Faible
18	e4SS-FG-AP	Fausses glaises, Sables d'Auteuil, Argile plastique, Conglomérat de Meudon	3	1	7*	Fort	Fort
19	e2CP	Calcaire et marnes de Meudon	1	N.S.	–	Faible	Faible

Susceptibilité des formations argilo-marneuses retenues en Seine Saint Denis (93)

N° Ordre	Notation	Nom de la formation argilo-marneuse	Note lithologique	Note minéralogique	Note géotechnique	Note finale	Degré de susceptibilité
1	X	Remblais	1	1	1	1,00	Faible
2	CE	Colluvions polygéniques	3	2	3	2,67	Moyen
3	LP	Limons des plateaux	2	2	2	2,00	Faible
4	Rfv/g1CB	Argiles à meulière de Brie	3	2	3	2,67	Moyen
5	Fz	Alluvions récentes	2	1	2	1,67	Faible
6	Fx-y	Alluvions anciennes : niveaux Fx et Fy indifférenciés (5-30 m)	1	1	1	1,00	Faible
7	g1MH	Marnes à huîtres	4	3	3	3,33	Fort
8	g1CB	Calcaire de Brie et Calcaire de Sannois et Argiles à meulière	2	2	2	2,00	Faible
9	g1AR	Argiles vertes de Romainville et Glaïses à Cyrènes	4	4	4	4,00	Fort
10	e7MS	Marnes supragypseuses : Marnes blanches de Pantin et Marnes bleues d'Argenteuil	4	3	3	3,33	Fort
11	e7G	Masses et marnes du gypses	2	3	4	3,00	Moyen
12	e7CCh-MP	Calcaire de Champigny et Marnes à Pholadomies	2	2	3	2,33	Moyen
13	e7MP	Marnes à Pholadomies	3	3	3	3,00	Moyen
14	e6-7MGC	Marnes à Pholadomies et Formation du Gypse, Quatrième Masse	2	3	3	2,67	Moyen
15	e6SM	Sables de Monceau	2	1	2	1,67	Faible
16	e6CSO	Calcaire de Saint Ouen, Horizon de Mortefontaine localement et Calcaire de Ducy	1	2	2	1,67	Faible
17	e6SB-A	Sables de Beauchamp et Sables d'Auvers	1	3	1	1,67	Faible

Susceptibilité des formations argilo-marneuses retenues en Val de Marne (94)

N° Ordre	Notation	Nom de la formation argilo-marneuse	Note lithologique	Note minéralogique	Note géotechnique	Note finale	Degré de susceptibilité
1	X	Remblais	1	1	1	1,00	Faible
2	C/g1SF	Colluvions polygéniques sur Sables de Fontainebleau	2	–	2	2,00	Faible
3	CE	Colluvions polygéniques	3	–	3	3,00	Moyen
4	CF	Colluvions de versants et de fonds de vallons	2	–	3	2,50	Moyen
5	LP	Limons des plateaux	2	2	2	2,00	Faible
6	Rfv/g1CB	Argiles à meulière de Brie	3	3	3	3,00	Moyen
7	FzB	Alluvions récentes de la Bièvre	2	–	3	2,50	Moyen
8	Fy-z	Alluvions anciennes de basse terrasse et alluvions récentes indifférenciées	1	1	2	1,33	Faible
9	Fv	Alluvions anciennes de hautes et moyennes terrasses	1	1	1	1,00	Faible
10	g1MH	Marnes à huîtres et argiles à Corbules	4	3	3	3,33	Fort
11	g1CB	Calcaire de Brie et de Sannois, Caillasse d'Orgemont et Argiles à meulière	2	2	2	2,00	Faible
12	g1AR	Argile verte, glaises à Cyrènes et/ou Marnes vertes et blanches (Argile verte de Romainville)	4	4	4	4,00	Fort
13	e7MS	Marnes supragypseuses : Marnes blanches de Pantin, Marnes bleues d'Argenteuil	4	3	3	3,33	Fort
14	e7G	Masses et marnes du gypse	2	3	3	2,67	Moyen
15	e7ML	Marnes Ludiennes (Faciès de transition).	4	3	3	3,33	Fort
16	e7CCh-MP	Calcaire de Champigny, marnes à Pholadomies	2	2	3	2,33	Moyen
17	e6-7MGC	Marnes à Pholadomies et Formation du Gypse, Quatrième masse	2	3	4	3,00	Moyen
18	e6-7CH-SO	Marnes infragypseuses, Masses et marnes du gypse et Calcaire de Champigny	2	3	4	3,00	Moyen
19	e6SM	Sables de Monceau	2	2	2	2,00	Faible
20	e6CSO	Calcaire de Saint-Ouen	1	2	2	1,67	Faible
21	e6SB	Sables de Beauchamp	1	3	1	1,67	Faible
22	e5MC	Marnes et caillasses	1	2	2	1,67	Faible
23	e4AP	Argile plastique, sables et grès	4	4	4	4,00	Fort

Classement relatif des formations argileuses ou marneuses vis-à-vis de l'aléa du retrait-gonflement dans le Val d'Oise (95)

N° ordre strat.	Code	Notation des formations géologiques	Nom des formations géologiques	Indice d'aléa	Note d'aléa (= note de susceptibilité x 2 + note de sinistralité)	Note de susceptibilité	Note de sinistralité	Densité de sinistres pour 100 km ² de surfaces d'affleurement urbanisées
14	108	e7MS	Marnes supragypseuses : Marnes blanches de Pantin, Marnes bleues d'Argenteuil	fort	9	3	3	3 596
13	171	g1AYR	Argile verte de Romanville	fort	9	3	3	2 016
12	138	g1MH	Marnes à huîtres	fort	8	3	2	1 566
26	107	e4SS-FG-AP	Sables de Sinceny, Fausses glaises, Argile plastique	fort	8	3	2	1 210
15	180	e7G-MP	Masses et marnes du gypse, Marnes à <i>Pholadomya ludensis</i>	moyen	7	2	3	4 390
17	184	e7MP	Marnes à <i>Pholadomya ludensis</i>	moyen	7	2	3	1 903
16	183	e7G	Masses et marnes du gypse	moyen	6	2	2	1 631
2	3	CE	Colluvions polygéniques	moyen	6	2	2	1 607
9	130	p1VAMM	Argile à meulière de Montmorency	moyen	6	2	2	1 545
12	144	g1CS-CO	Calcaire de Sannois, Caillasse d'Orgermont	faible	5	1	3	2 614
8	141	Rc	Argile à silex	faible	5	2	1	0
20	134	e6CSQ	Marno-calcaire de Saint-Ouen, Sables de Montfontaine, Calcaire de Ducy, Sables d'Ezanville	faible	4	1	2	950
4	184	LP	Limons des plateaux	faible	3	1	1	718
19	117	e6SM	Sables de Marines (Sables de Monceau), Sables de Cresnes	faible	3	1	1	684
18	140	e6	Formations manésiennes indifférenciées	faible	3	1	1	127
5	101	Fz	Alluvions récentes	faible	3	1	1	104
21	174	e8SB-SA	Sables de Beauchamp, Sables d'Auvers	faible	3	1	1	87
22	153	e6	Formations lutetiennes indifférenciées	faible	3	1	1	15
23	115	e5MC	Calcaire à Potamides, Marnes et caillasses, Calcaire à Cérithes, Banc vert	faible	3	1	1	0

Faible : Note finale < ou = 5 Moyen : Note finale = 6 ou 7 Fort : Note finale > ou = 8

Indice de susceptibilité des formations argileuses, marneuses et toutbeuses dans le Nord (59)

Formation	Âge	Notation	Litho.	Minéralo.	Géotech.	Moy.	Susceptibilité
Schistes	Paléozoïque	d2-6	1	1	1	1	faible
Wealdien	Crétacé inférieur	n3	3	2		2.5	moyenne
Dièves	Crétacé supérieur	C2-3	3	3	3	3	moyenne
Marne de la Porquerie	Paléocène	RC3	3	3	4	3.33	forte
Tuffeau de Valenciennes	Landénien	e2aTV	2	4	2	2.67	moyenne
Argile de Louvil	Landénien	e2aAL	3	4	4	3.67	forte
Argile des Flandres	Yprésien	e4-3	4	4	4	4	forte
Argile de Cassel*	Bartonien	e7	4*	4*	4*	4	forte
Alluvions anciennes	Pléistocène	Fy	1			1	faible
Limons des Plateaux	Pléistocène	OE-C	2	1	2	1.67	faible
Limons et Loess des Flandres	Pléistocène	OE/e4-3	3	2	2	2.33	moyenne
Assise de Calais**	Holocène	MzC	2	2	2	2	faible
Assise de Dunkerque	Holocène	MzD	2	3	2	2.33	moyenne
Alluvions récentes	Holocène	Fz	2	3	2	2.33	moyenne
Colluvions et Limons de lavage	Holocène	C	2		2	2	faible

* : cf. 2.3.3 (analogie supposée de caractéristiques avec " e4-3")

**Classement des formations en fonction de leur niveau d'aléa
dans les Bouches du Rhône (13)**

N°	Nom de la formation géologique	Superficie (km²)	% de la superficie totale	Aléa
16	Argiles, marnes et grès du Maestrichtien inférieur	46,5	0,91	fort
10	Calcaires et marnes noires du Gargasien	13,4	0,26	fort
9	Calcaires argileux et marnes du Bédoulien	27,1	0,53	fort
Total des formations en aléa fort		86,97	1,7 %	
37	Marnes et argiles du Quaternaire	3,6	0,07	moyen
30	Sables, molasse et argile du Burdigalien	11,4	0,22	moyen
25	Calcaire de Piedautry, argiles et poudingues du Stampien	97,9	1,92	moyen
24	Marnes à Microcodium de l'Éocène indifférencié	1,4	0,03	moyen
19	Argiles, grès et calcaires indifférenciés du Maestrichtien supérieur	58,5	1,15	moyen
18	Argiles et grès du Maestrichtien supérieur	42,4	0,83	moyen
15	Calcaires, marnes et poudingues du Maestrichtien inférieur	63,2	1,24	moyen
14	Calcaires, argiles et calcaires argileux du Valdo-fuvélien	57,4	1,12	moyen
7	Marnes à Toxaster de l'Hauterivien inférieur	0,7	0,01	moyen
Total des formations en aléa moyen		336,50	6,59 %	
39	Alluvions à limons argileux (Quaternaire)	700,2	13,71	faible
38	Alluvions et cônes de déjection (Quaternaire)	252,7	4,95	faible
36	Colluvions (Quaternaire)	499,4	9,78	faible
35	Tourbes, limons, sables et vases (Quaternaire)	1038,3	20,33	faible
34	Marnes et sables Plaisancien et poudingues du Miocène supérieur (Valensole)	67,6	1,32	faible
33	Calcarénite, calcaires, sables et argiles du Vindobonien	13,0	0,25	faible
32	Argiles calcaire d'Istres du Vindobonien	0,3	0,01	faible
31	Marne sableuse micacée de l'Helvétien	11,7	0,23	faible
29	Calcaire mameux du Burdigalien	0,6	0,01	faible
28	Conglomérats, grès et calcaires de l'Oligocène - Miocène inférieur	86,4	1,69	faible
27	Sables, calcaires, marnes et argiles de l'Oligocène - Miocène inférieur	36,9	0,72	faible
26	Formation des Milles de l'Oligocène moyen	53,0	1,04	faible
23	Sables argileux et marnes de l'Éocène	0,8	0,02	faible
22	Calcaire Lutétien	37,1	0,73	faible
21	Calcaires et marnes du Thanetien - Sparnacien	85,7	1,68	faible
20	Argiles et calcaires argileux du Montien	17,8	0,35	faible
17	Calcaire de la gare de Rognac	1,4	0,03	faible
13	Marnes du Coniacien Santonien	4,5	0,09	faible
12	Marnes, grès et calcaires mameux du Turonien Cénomani	9,6	0,19	faible
11	Marno-calcaires, grès et sables du Crétacé Supérieur	26,3	0,52	faible
8	Marnes et calcaires argileux de l'Hauterivien supérieur (faciès Urgonien)	187,0	3,66	faible
6	Marnes et calcaires argileux du Jurassique supérieur et Néocomien	61,5	1,20	faible
5	Calcaires argileux du Jurassique supérieur et Néocomien	82,6	1,62	faible
4	Calcaires mameux du Jurassique	23,2	0,45	faible
3	Calcaires et calcaires mameux du Toarcien et Callovo-Oxfordien	6,0	0,12	faible
2	Marnes noires et grises du Toarcien et Callovo - Oxfordien	4,6	0,09	faible
1	Cargneules, dolomies et gypse du Trias	4,8	0,09	faible
Total des formations en aléa moyen		3 313	65 %	
Total des formations argileuses		3 737	73 %	
Réseau hydrographique		292	6 %	
Formations à priori non argileuses		1 078	21 %	
Total département		5 106	100 %	

ANNEXE 2

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE CONCERNANT LES RADIERS

Cette annexe reprend quelques éléments bibliographiques à propos du gonflement des terrains argileux et de ses effets sur le comportement des excavations (tunnels, excavation, déblais). Sont exclus le retrait-gonflement des terrains argileux soumis à des variations hydriques et le gonflement des roches (anhydrites).

DÉFINITIONS

Le terme de gonflement désigne divers processus d'accroissement du volume des terrains argileux dans un contexte de déchargement mécanique. Ces terrains règnent en profondeur et ils sont saturés. Le tableau A2.1 donne quelques définitions des termes utilisés en pratique et dont l'usage dépend des ouvrages (fouilles ou puits et tunnels) et surtout de la nature des terrains concernés (sols ou sols raides et roches tendres). Le terme de soulèvement s'applique aux déplacements verticaux observés en fond de fouille dans des sols. Les termes de gonflement et soulèvement sont accompagnés par divers qualificatifs qui en précisent le sens et répondent à des situations particulières. En l'absence de ces précisions, le terme de gonflement reste la source d'une grande confusion.

Le tableau A2.2 indique quelques terrains argileux gonflants étudiés dans le cadre de projets d'excavations.

Le tableau A2.3 rappelle les principaux types d'essais œdométriques standards et d'essais de gonflement en laboratoire. Il existe de nombreuses procédures d'essais de gonflement et des variantes (Sridharan et al., 1986 ; Serratrice et Soyez, 1996 ; Pimentel, 2015 ; et d'autres).

Quelques-unes font l'objet de normes.

Sur la base d'essais comparatifs ou le recueil d'observations sur ouvrages, des critiques sont adressées à telle ou telle méthode d'essai. D'autres critiques portent sur la capacité des essais à fournir des paramètres représentatifs du comportement des terrains autour des ouvrages : effet du remaniement subi par le sol au cours de son prélèvement ; désaturation possible ; effet de la microfissuration ; problème du choix préalable des pressions appliquées ; impossibilité de restaurer l'état des contraintes initiales ; chemins de chargement en laboratoire (prélèvement et essai) non représentatifs des chemins suivis autour des ouvrages ; surestimation des pressions de gonflement ; etc. (Steiner, 1993 ; Nash et al., 1996 ; Von Wolffersdorff et al., 2003 ; Persson, 2004 ; Chan et al., 2018 ; parmi d'autres).

Tableau A2.1 : Termes utilisés en matière de gonflement des sols argileux et des excavations.

Termes		Définition
Déchargement	unloading	<p>Diminution des contraintes totales appliquées sur un élément de sol avec ou sans apport d'eau, mais sans dessèchement du sol, et dont il résulte un gonflement à plus ou moins long terme.</p> <p>Dans une excavation concernant un sol argileux, si les travaux de terrassement sont rapides en regard de l'épaisseur de la couche de sol et de sa perméabilité, le déchargement est essentiellement non drainé et le gonflement du sol reste limité. Sinon, un apport d'eau s'établit progressivement dans le sol, qui gonfle, en lien avec la diminution des contraintes effectives et l'imbibition des argiles.</p>
Gonflement	swelling	Accroissement du volume d'un sol argileux avec absorption d'eau par le sol.
	swelling in expansive clay	Accroissement du volume du sol argileux et accroissement de sa teneur en eau, en lien avec la composition minéralogique et la structure cristalline des particules argileuses.
	swelling by unloading	Accroissement du volume du sol consécutif à la diminution des contraintes effectives.
	primary swelling	Gonflement différé dans le temps contrôlé par le flux d'eau interstitielle dans le sol.
	secondary swelling creep	Gonflement différé dans le temps sous un état de contraintes effectives constantes.
Pression de gonflement	swelling pressure	Pression exercée sur la paroi d'un ouvrage et résultant du gonflement du sol avec absorption d'eau.
		Etat des contraintes à exercer sur un élément de sol argileux (ou un élément de roche) pour maintenir son volume constant en cours d'imbibition.
	threshold stress	Les contraintes inférieures à ce seuil n'ont pas d'effet sur le gonflement.
	suppression stress or critical stress	Les contraintes supérieures à ce seuil annulent complètement le gonflement.
Soulèvement	heave (vertical rise)	Pour une excavation, mouvement dirigé vers le haut provoqué par un déchargement du sol consécutif à l'excavation.
	"elastic" heave	Pour une excavation, soulèvement provoqué par le déchargement pendant le temps des terrassements.
	plastic heave	Pour une excavation, soulèvement du fond de fouille après rupture du sol en lien avec sa résistance au cisaillement.
	swelling heave	Pour une excavation, soulèvement différé dans le temps des sols argileux (avec absorption d'eau) en lien avec le déchargement et/ou leur composition minéralogique.
	driving heave	Pour une excavation, soulèvement du sol provoqué par les travaux en fond de fouille (fonçage, renforcement, traitement des sols).
Pression de soulèvement	heave pressure	Pour le radier d'une excavation, pression exercée par le sol sur le radier qui modère le soulèvement, le contrôle ou s'y oppose.

Tableau A2.2 : Quelques terrains argileux gonflants étudiés dans le cadre de projets d'excavations.

Terrains argileux	Régions	Auteurs des études
argiles molles	Suède, Danemark	Persson, 2004 ; Björk Tocaj C. et Toller, 2017 ; Asadi et Sokhango, 2018
London clay	Londres, UK	May, 1974 ; Takahashi et al., 2005 ; Wongsaroj et al., 2007, 2013 ; Gasparre et Coop, 2008 ; Laver et al., 2016 ; Chan et al., 2018 ; Chan et al., 2019
Gault clay	Cambridge, UK	Nash et al, 1996 ; Ng et al.; 1998
Argile des Flandres	France	Josseume, 1998
argiles surconsolidées	Italie	Calabresi et Scarpelli, 1985 ; Rocchi et al., 2018
Røsnæs Clay, Lillebælt Clay, Søvind Marl	Danemark	Okkels et Hansen, 2016 ; Simonsen et Sorensen, 2017 ; Rocchi et al., 2018 ; Di Remigio et al., 2019 ; Kinslev et al., 2019
marnes, argiles, molasses	Allemagne, Suisse	Grob, 1975 ; Steiner, 1993 ; Einstein, 1996 ; Schädlich et al., 2012
marnes, molasses	France	Serratrice, 2007
San Antonio shale	Texas	Mesri et al., 1994
Queenston shale	southern Ontario, Canada	Lo et al., 1978 ; Lo et Yuen, 1981 ; Lo et Lee, 1990 ; Hawlader et al., 2003 ; Kramer et Moore, 2005 ; Cushing et al., 2016 ; Al-Maamori et al., 2016 ; Al-Maamori et Naggar, 2018 ; Al-Maamori et al., 2018

Tableau A2.3 : Essais œdométriques standards et de gonflement en laboratoire.

Essais œdométriques		Pratique
essai standard	<ul style="list-style-type: none"> one-dimensional consolidation test IL incremental loading test multiple-stage loading test 	Paliers successifs en un ou plusieurs cycles
	<ul style="list-style-type: none"> CRS constant rate 	Chargement continu en un ou plusieurs cycles
paliers successifs	<ul style="list-style-type: none"> step by step test Huder et Amberg 	Déchargement sous imbibition après un cycle préliminaire ou pas
en parallèle	<ul style="list-style-type: none"> semi-confined swell test 	Plusieurs éprouvettes avec ou sans cycle préliminaire
volume constant	<ul style="list-style-type: none"> null swell test swell pressure test combined swell-pressure swell-heave 	Volume constant sous imbibition à l'aide d'un bâti très rigide ou un bâti asservi
libre	<ul style="list-style-type: none"> free swell test swell heave test 	Gonflement sous le poids du piston prolongé ou pas par un cycle

D'autres auteurs confirment l'intérêt des essais œdométrique de laboratoire pour déterminer les propriétés de gonflement des terrains, en particulièrement les sols indurés et les roches tendres (marnes, molasses, shales) pour une application au calcul des ouvrages souterrains, puits, galeries et tunnels (Mesri et al., 1994 ; Hawlader et al., 2003 ; Al-Maamori et al., 2018 ; parmi d'autres, voir plus

bas). L'évolution des déformations de gonflement en fonction des contraintes sont interprétées à l'aide de la loi log-linéaire 1D de Grob (1972). D'autres développements ont suivi pour tenir compte du gonflement à long terme (Lo et Lee, 1990 ; Lo et Hefny, 1996), des effets tridimensionnels et de l'anisotropie du gonflement (Hawlader et al., 2003 ; Schädlich et al., 2012).

EXEMPLES DE RECUEILS D'OBSERVATIONS DANS DES EXCAVATIONS

Le tableau A2.4 présente sommairement les observations recueillies pendant des travaux d'excavations par différents auteurs (gonflements et pressions interstitielles). Les fouilles sont réalisées dans des argiles. Elles s'étendent latéralement sur des surfaces importantes.

Tableau A2.4 : Cinq cas de recueils d'observations des soulèvements dans des excavations.

Cas	Projet	Observations	
1	fouille	projet	<ul style="list-style-type: none"> • Etendue 65x45 m², profondeur 10 m, parois moulées, pieux forés. • Couche sous radier de matériau à seuil d'écrouissage, épaisseur 150 mm.
		terrain	Argile du Gault, épaisseur 40 m.
		essai	Essais œdométriques à haute pression, mesure de C_s .
		instrumentation	<ul style="list-style-type: none"> • Extensomètre, cellules de pression d'eau (pression totale sur les parois). • Soulèvement 110 mm dont 32 mm acquis à la fin de l'excavation (les trois quarts des soulèvements sont différés). Les soulèvements s'établissent jusqu'à 25 m de profondeur sous le radier. • Les rapports $B = \Delta u / \Delta \sigma_v$, entre la réduction de la pression interstitielle (en valeur absolue) et la réduction de la contrainte verticale totale, vont de 0,55 à 0,86.
		calcul	-
		conclusion	<ul style="list-style-type: none"> • Soulèvements progressivement amortis montrant des signes de gonflement secondaire. • Distributions des pressions interstitielles progressant (en ~3 ans) vers un régime d'écoulement permanent ascendant à long terme. • Les indices C_s estimé à partir de l'auscultation sur le site sont deux à cinq fois plus faibles que ceux mesurés au labo ; les chargements à haute pression au labo sont préjudiciables (déstructuration de l'argile) ; effet du prélèvement ; non représentativité des chemins de chargement au labo.
2	fouille	projet	Fouille pour un tunnel ensouillé.
		terrain	Argile molle.
		essai	Œdomètres et essais triaxiaux spéciaux (petites déformations).
		instrumentation	Profil piézométriques, extensomètres, contraintes totales.
		calcul	-
		conclusion	<ul style="list-style-type: none"> • Raideur du massif plus forte que celle prévue par les essais spéciaux. • Consolidation rapide.
3	fouille	projet	Etendue 100x80 m ² , profondeur 4,5 m, pieux forés.
		terrain	Argile molle, épaisseur 35 m.
		essai	Essais œdométriques.
		instrumentation	Profil piézométriques, extensomètres.
		calcul	<ul style="list-style-type: none"> • Méthode du module de déchargement. • Calculs semi-empiriques et calculs numériques. • Deux phases : excavation et travaux de fondation non drainé, puis consolidation.
		conclusion	<ul style="list-style-type: none"> • Importance du phasage de la construction et des conditions de dissipation des pressions d'eau. • Difficulté d'évaluer la pression de soulèvement malgré le calage des calculs sur les profils des pressions interstitielles et des soulèvements. • Autre forme possible de gonflement (minéralogique).

1 Nash et al., 1996

2 Persson 2004

3 Björk Tocaj et Toller, 2017

Suite Tableau A2.4 : Cinq cas de recueils d'observations des soulèvements dans des excavations.

Cas	Projet	Observations	
4	fouille	projet	<ul style="list-style-type: none"> • Etendue 80x100 m², profondeur 4,4 m. Palplanches, pieux battus.
		terrain	Søvind Marl (argile raide surconsolidée). Epaisseur ~70 m
		essai	-
		instrumentation	<ul style="list-style-type: none"> • Extensomètres, piézomètres. Pieu instrumenté. • Pas de suivi du rééquilibrage des pressions interstitielles après la fin de l'excavation (battage des pieux et perturbation du champ des pressions).
		calcul	-
		conclusion	<ul style="list-style-type: none"> • Problème de mesure des pressions interstitielles initiales. Utilisation recommandée de piézomètres ouverts de référence. • Chute rapide des pressions interstitielles à chaque passe d'excavation (-10 kPa). Chute totale inférieure à celle envisagée.
5	fouille	projet	<ul style="list-style-type: none"> • Etendue 70x90 m², profondeur 11 m. • Projet interrompu après la construction du radier.
		terrain	Argile de Londres, épaisseur 21 m.
		essai	Reconnaitances standards.
		instrumentation	<ul style="list-style-type: none"> • Plots de nivellement. • Profil piézométrique. • Suivi pendant 21 ans (1968-1989). • Soulèvement 105 mm au centre du radier (70 mm sur les bords, près des parois moulées).
		calcul	-
		conclusion	<ul style="list-style-type: none"> • Coefficients c_v estimés en vraie grandeur plus grands que les valeurs typiques habituelles mesurées au labo et in-situ (effet de la fissuration). • Evolution dans le temps des soulèvements (libres) en accord avec la théorie de la consolidation. • Soulèvements à long terme non stabilisés (gonflement secondaire).

4 Simonsen et Sorensen, 2017

5 Chan et al., 2018

Les observations portent essentiellement sur les soulèvements mesurés à l'aide d'extensomètres et des pressions interstitielles mesurées à l'aide de cellule piézométriques. Au laboratoire, il est fait mention d'essais œdométriques standards dans quelques cas, mais il n'est pas fait mention d'essais de gonflement. Les interprétations proposées par les auteurs portent sur les indices de gonflement C_s ou des "modules de déchargements" et sur les coefficients de consolidation c_v pour expliquer les soulèvements et le rééquilibrage progressifs des pressions interstitielles vers leur état initial avant excavation.

Pendant les travaux, les pressions interstitielles chutent à chaque passe d'excavation. Par la suite, leur rééquilibrage est plus rapide que l'amortissement des soulèvements souvent très long (des années). Ces derniers sont souvent plus petits que prévus (massifs plus raides). Ces soulèvements à long terme traduisent des déformations de gonflement secondaire.

PROFILS PIÉZOMÉTRIQUES INITIAUX DANS LES MASSIFS ARGILEUX

Plusieurs études présentent des profils piézométriques initiaux relevés dans des massifs argileux (Higgins et al., 1996 ; Gouvernec et al., 2000 ; Gourvenec et al., 2005 ; Hight et al., 2003 ; Wongsaroj et al., 2007 ; Laver et Soga, 2011 ; Yeow et al., 2014 ; Wan et al., 2019). Il apparaît notamment des profils de pressions "sous-drainés" dans l'argile de Londres (exemple de la figure A2.1 d'après Gourvenec et al., 2005) ou d'autres formes de profils qui sont étroitement liées à la nature géologique des couches de terrains et aux conditions hydrauliques régnant dans le massif, ou la présence d'ouvrages souterrains.

RÉDUCTION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE PENDANT L'EXCAVATION

Le tableau A2.5 rapporte les réductions des pressions interstitielles observées pendant les excavations des exemples 1, 3 et 4 du tableau A2.4. Les rapports $B = \Delta u / \Delta \sigma_v$ (rapport entre la réduction de la pression interstitielle (en valeur absolue) et la déduction de la contrainte verticale totale) sont donnés à titre d'illustration. Ils sont très inférieurs à l'unité.

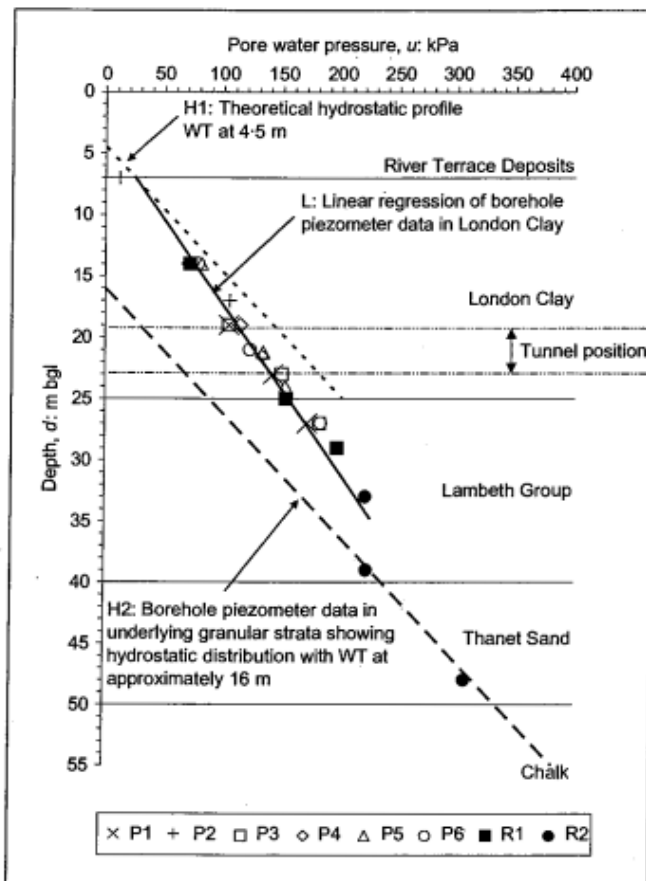


Fig. 5. Equilibrium groundwater pressures from piezometer readings from boreholes P1–P5, R1 and R2 (refer to Fig. 2 and Fig. 4 for piezometer locations)

Figure A2.1 : Exemple de profils piézométriques relevés dans l'argile de Londres. Le profil L est « sous drainé » et contrôlé par les niveaux piézométriques des deux aquifères encaissants. D'après Gourvenec et al (2007)

Tableau A2.5 : Réduction de la pression interstitielle pendant l'excavation.

Cas	Terrain	Observations	Auteurs
1	Argile du Gault	profondeur 10 m $\Delta \sigma_v = 190$ kPa $\Delta u = -110$ kPa $B = \Delta u / \Delta \sigma_v = 110/190 = 0,58$ (de 0,55 0,86)	Nash et al., 1996
3	Argile molle	profondeur 4,5 m ($\Delta \sigma_v = 70$ kPa) $\Delta u \approx -20$ kPa vers 17 m de profondeur $B = \Delta u / \Delta \sigma_v = 20/70 = 0,29$	Björk Tocaj et Toller, 2017
4	Søvind Marl	profondeur 4,4 m $\Delta \sigma_v = 80$ kPa $\Delta u = -35$ kPa ($u = -10$ kPa par passe de terrassement) $B = \Delta u / \Delta \sigma_v = 35/80 = 0,44$	Simonsen et Sorensen, 2017

EXEMPLES DE PRISE EN COMPTE DU GONFLEMENT DES TERRAINS DANS LES TUNNELS

Le tableau 6 cite quelques exemples de prise en compte du gonflement des terrains argileux dans des ouvrages souterrains, principalement des tunnels. Les études se fondent sur des essais de laboratoire réalisés sur des prélèvements par carot-

tages ou par blocs. Il s'agit d'essais d'identification classiques et d'analyses minéralogiques, d'essais mécaniques (modules de déformation et résistance des terrains) et d'essais de gonflement. Pour ces derniers, la loi de Grob (1972) est admise dans la plupart des cas pour s'inscrire, avec d'autres composantes (élasticité non linéaire, plasticité) dans des méthodes de calculs en éléments finis.

Tableau 6 : Exemple de prise en compte du gonflement des terrains dans les tunnels.

Cas	Terrains	Ouvrages	Essais	Loi	Calculs	Auteurs
	marnes, molasses	tunnels	-	-	-	Grob, 1975
	shale	tunnels, puits	L, PLL, VOL	G géné	MEF	Lo et Lee, 1990 Lo et Hefny, 1996 Hawladar et Lee, 2003 Hawladar et al., 2005 Cushing et al., 2016 Al-Maamori et al., 2018
	marnes, molasses	tunnels	L, VOL	G	-	Einstein, 1996
	marne	tunnel	HA	G	MEF	Robert et al., 1997
	argile raide	galerie	HA	G	-	Barla, 1999
	marnes, molasses	tunnels	PLL, PSS	G géné	MEF	Bultel, 2001
	marnes	tunnel	L, PLL, VOL	G	MEF	• Schädlich et al., 2012
	argile raide	tunnel	L, HA	P	MEF	Likar et al., 2015
	marne	tranchée	np	P	MEF	Nica et Iftimie, 2017

Essais : L libre, PLL parallèle, PSS paliers successifs, HA Huder et Amberg, VOL volume constant (rigide)
np essais de gonflement non présentés

Lois : G loi de Grob (1972) $\varepsilon_a = K \lg(\sigma_a/\sigma_g)$; G géné loi de Grob généralisée ; P pression appliquée

Les paramètres comportementaux sont choisis d'après les essais de laboratoire, la connaissance régionale des terrains, les retours d'expérience de projets bien documentés et des solutions analytiques connues de tunnels circulaires en terrains gonflants (Al-Maamori et al., 2018). Dans le cadre global des reconnaissances et des études géotechniques d'un site, les points saillants concernant la présence des terrains gonflants portent sur les éléments suivants :

- délimitation de la couche gonflante sous le radier ou autour d'un puits,
- processus itératifs et analyses paramétriques pour ajuster les paramètres de comportement à partir des différentes sources de données (essais in-situ, labo et retours d'expérience),
- comparaison des options envisagées pour définir la méthode de construction et les dispositions constructives,
- analyse et calculs des phasages de la construction (terrassement, présoutènement, traitement des terrains, soutènement, etc.),
- calculs à long terme,
- définition des moyens d'auscultation des terrains et de l'ouvrage.

La relation contrainte-déformation de Grob (1972) est utilisée pour introduire le gonflement dans le calcul des ouvrages. Mais elle est accompagnée par d'autres composantes comportementales relatives à l'élasticité avec ou sans anisotropie, l'évolution des déformations dans le temps et, surtout, le développement de déformations plastiques. En effet, les observations sur ouvrages tendent à confirmer la concomitance entre les déformations de gonflement et les déformations plastiques de cisaillement,

ces dernières étant initiées par les premières pour prendre ensuite la part la plus grande des déformations totales (Einstein, 1996). Ainsi, quand elles sont excessives, ces déformations de cisaillement, et tout particulièrement les cisaillements en extension, tendent à occulter les déformations de gonflement au sens strict. Cela s'observe aussi pendant les essais œdométriques de gonflement au laboratoire, ce qui peut amener à surestimer les déformations de gonflement.

COMMENTAIRE

Cette annexe fait apparaître deux classes de situations en matière de projets d'ouvrages en terrains argileux gonflants :

- les fouilles (relativement) peu profondes creusées dans des argiles peu compactes, peu indurées, non gonflantes,
- les excavations profondes creusées dans des terrains argileux compacts et structurés gonflants.

Dans tous les cas, les essais en laboratoire ne permettent pas de prévoir efficacement les comportements observés des terrains autour des ouvrages. Souvent, les terrains s'avèrent plus raides. Il paraît hautement recommandable d'appuyer les études géotechniques et les calculs d'ouvrages sur des retours d'expériences régionaux acquis dans des terrains et les projets analogues. Il existe des « régions d'expériences » dans le monde, telles qu'à Londres, au Danemark, en Suède, dans l'Ontario ou dans les Alpes suisses par exemple.

ANNEXE 3

PRÉCISIONS SUR LE PRÉLÈVEMENT ET LE CONDITIONNEMENT DES ÉCHANTILLONS

1. CAROTTIERS

1.1 PRÉCONISATIONS DE LA NORME XP P94-202 (AFNOR, 1995)

3.2 Outils

3.2.1 Prélèvement de blocs à la main

Bien que ne nécessitant pas d'outils spécifiques, des blocs de roches ou de sols fins fermes à très raides peuvent être prélevés dans les excavations. Si tous les soins sont apportés à la taille, à l'emballage, au transport et au stockage, ces blocs fournissent des échantillons de très bonne qualité (classe 1). La figure A.1 donne un exemple de prélèvement de blocs.

3.2.2 Boîte de prélèvement

La boîte de forme cubique ou parallélépipédique, de dimensions décimétriques, est souvent démontable afin de permettre l'extraction de l'échantillon au laboratoire.

La boîte peut être constituée de deux demi-coquilles cylindriques à bords inférieurs tranchants. Si elle est foncée par pression pendant le prélèvement, son indice de surface est tel que $C_s \leq 15 \%$.

Pendant les phases de transport et de stockage, les fonds amovibles sont étanches et insensibles à l'eau.

La figure A.2 fournit un exemple de prélèvements à la boîte.

3.2.3 Carottiers poinçonneurs

3.2.4 Carottiers rotatifs

Un carottier rotatif est un appareil tubulaire terminé à sa partie inférieure par une couronne. Il est conçu pour prélever un échantillon par découpage en rotation. Un fluide destiné à refroidir l'outil et à évacuer les copeaux est injecté en permanence par la tête et conduit jusqu'à la couronne.

Les carottiers rotatifs se répartissent de la façon suivante :

a) **carottier simple industriel** : tube de longueur $L_t \leq 500$ mm terminé par une couronne. Ce carottier ne possède aucun extracteur. Le fluide injecté circule entre la carotte et le tube ;

b) **carottier simple minier** : il est muni à la base d'un extracteur conique destiné à sectionner la carotte et à la maintenir dans le carottier pendant la remontée de celui-ci. Le fluide injecté circule entre la carotte et le tube ;

c) **carottier double** : un carottier double est constitué d'un tube extérieur entraîné en rotation portant la couronne et d'un tube intérieur libre monté sur pivot dans lequel l'échantillon est emmagasiné pendant son prélèvement. Le tube intérieur ne tourne pas pendant le carottage. Le fluide injecté circule entre les deux tubes ;

d) **carottier triple** : il s'agit d'un carottier double dont le tube intérieur est équipé d'un étui amovible destiné à recueillir l'échantillon au fur et à mesure de son prélèvement.

Cet étui peut être rigide (métallique) ou semi-rigide (PVC, polyéthylène transparent).

Un carottier double peut être transformé en carottier triple par l'ajout d'un étui et le remplacement de la couronne d'origine par une couronne d'un diamètre intérieur tenant compte de l'épaisseur de l'étui ;

e) **carottier double ou triple à trousse dépassante** : un carottier rotatif à trousse dépassante est un carottier dont le tube intérieur est équipé d'une trousse coupante dépassant la couronne.

Lors du forage, la trousse prélève l'échantillon par poinçonnement à la manière d'un carottier à paroi mince et la couronne élimine le matériau situé à l'arrière de la trousse annulant ainsi le frottement exercé par le terrain sur la face extérieure du carottier. En général, grâce à un ressort situé dans la tête du carottier, le réglage du dépassement de la trousse se fait automatiquement en fonction de la résistance du terrain.

Au-delà d'une limite de poussée fixée, la trousse se rétracte et se met en butée avec un dépassement fixe de l'ordre de 2 cm.

Pour ces carottiers, les caractéristiques géométriques des carottiers poinçonneurs à paroi mince s'appliquent à l'ensemble trousse-tube intérieur ainsi que celles des événements.

L'annexe C définit les caractéristiques et les conditions d'emploi des carottiers rotatifs.

La figure A.6 présente des exemples de carottiers rotatifs.

Annexe A (informative) Outils de prélèvements

Figure A.1 : Prélèvement de blocs à la main - Exemples

Figure A.2 : Prélèvement à la boîte - Exemples

Figure A.3 : Carottiers poinçonneurs à paroi mince (avec et sans étui) - Exemples

Figure A.4 : Carottiers poinçonneurs à paroi épaisse (avec et sans étui) - Exemples

Figure A.5 : Carottiers poinçonneurs à piston stationnaire - Exemples

Figure A.6 : Carottiers rotatifs simple, doubles, triples - Exemples

1.2. PRÉCONISATIONS DE LA NORME NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007)

6	Méthodes de prélèvement du sol	15
6.1	Généralités	15
6.2	Catégories de méthodes de prélèvement de sol	15
6.3	Prélèvement par forage (carottage continu)	16
6.4	Prélèvement au moyen de carottiers	22
6.5	Prélèvement de blocs	29

6.2 Catégories de méthodes de prélèvement de sol

6.2.2 Il n'est possible d'obtenir des échantillons de classe de qualité 1 ou 2 qu'en utilisant les méthodes de prélèvement de catégorie A. Le but est d'obtenir des échantillons pour lesquels aucun remaniement de la structure du sol, ou seulement des remaniements très légers, se produisent pendant le processus de prélèvement ou lors de la manutention des échantillons. La teneur en eau et l'indice des vides du sol correspondent à ceux du sol in situ. Le sol ne présente aucune modification des constituants ou de la composition chimique. Certaines circonstances imprévues, telles que les changements de couche géologique, peuvent amener à l'obtention d'échantillons de classes de qualité inférieures.

6.3.2 Prélèvement par forage par rotation

6.3.2.1 Prélèvement au moyen d'un carottier rotatif à sec

6.3.2.1.1 Dans le prélèvement au moyen d'un carottier rotatif à sec, un système de tubes équipé d'une couronne à son extrémité inférieure est mis en rotation et introduit dans le sol par la machine de forage au moyen du train de tiges de forage. Cette action produit une carotte à l'intérieur du système de tubes. L'outil de prélèvement peut être un carottier simple avec un diamètre du trou de forage préconisé de 100 mm à 200 mm ou une tarière creuse avec un diamètre du trou de forage préconisé de 100 mm à 300 mm. Aucun fluide de forage n'est utilisé.

6.3.2.1.2 Cette technique est employée pour l'argile, le limon et le sable fin. Si une tarière creuse est utilisée comme outil de prélèvement, cette technique est aussi appropriée pour le sable moyen et grossier ainsi que pour les sols organiques. Le prélèvement au moyen d'un carottier rotatif à sec ne convient généralement pas pour prélever des graves grossières, des cailloux et des blocs.

6.3.2.2 Prélèvement au moyen d'un carottier rotatif

6.3.2.2.1 Dans le prélèvement au moyen d'un carottier rotatif, un système de tubes équipé d'une couronne à son extrémité inférieure est mis en rotation et introduit dans le sol par la machine de forage au moyen du train de tiges de forage. Cette action produit une carotte à l'intérieur du système de tubes. L'outil de prélèvement peut être un carottier simple, double ou triple. Le diamètre du trou de forage préconisé est compris entre 100 mm et 200 mm. Un fluide de forage est utilisé.

6.3.2.2.2 Le carottier simple comprend un tube équipé d'une couronne à son extrémité inférieure et une tête de carottier qui se fixe sur les tiges de forage à son extrémité supérieure. Un extracteur à ressort peut être monté entre la couronne et le tube ou directement à l'intérieur de la couronne. Le fluide de forage circule entre l'intérieur du carottier et la carotte de sol récupérée, et est évacué continuellement le long de l'échantillon récupéré.

6.3.2.2.3 Le carottier double comprend deux tubes concentriques et un palier au niveau de la tête de carottier qui permet au tube intérieur de rester immobile alors que le tube extérieur est entraîné en rotation par le train de tiges de forage. Un extracteur à ressort est généralement monté entre la couronne et le tube intérieur. Le fluide de forage circule dans l'espace annulaire entre les tubes intérieur et extérieur et évite ainsi à la carotte récupérée d'être abîmée. Le carottier double peut être équipé éventuellement d'un étui en plastique supplémentaire dans le tube intérieur. Lorsqu'un tel étui est prévu, la couronne et l'extracteur à ressort ordinaires doivent être remplacés par une couronne et un extracteur à ressort d'un diamètre intérieur réduit. La pose d'un tel étui en plastique va aider à améliorer la récupération de la carotte dans certaines formations, tout en servant de contenant et en protégeant l'échantillon pendant le transport. Le carottier double peut aussi être muni d'une rallonge fixée sur le tube intérieur et faisant saillie par rapport à la couronne, en vue d'une utilisation dans des sols très mous.

6.3.2.2.4 Le carottier triple est par construction similaire au carottier double, mais il est toujours pourvu d'un troisième tube supplémentaire dans le tube intérieur. Ce troisième tube est généralement un tube en acier à paroi mince divisé en deux longitudinalement de sorte que, lorsqu'il est retiré du tube intérieur, la moitié supérieure peut être soulevée pour voir la carotte. Dans certains cas, le tube intérieur en deux parties peut être remplacé par un étui en plastique. Le carottier triple peut aussi être muni d'une rallonge fixée sur le tube intérieur et faisant saillie par rapport à la couronne, en vue d'une utilisation dans des sols très mous.

6.3.2.2.5 Le prélèvement au moyen d'un carottier rotatif convient généralement pour l'argile, les sols composites agglomérés et argileux et les blocs; il ne convient pas pour tous les sols non cohérents.

6.3.2.2.7 Après la remontée du carottier à la surface, la carotte récupérée doit être manipulée de telle sorte qu'elle conserve, dans la mesure du possible, son état naturel. L'extraction doit être réalisée horizontalement au moyen d'un dispositif d'extraction approprié et dans le même sens que lors de son introduction dans le carottier.

6.4.2.5.5 Après fonçage, l'échantillon doit être cisailé au niveau de l'extrémité inférieure du tube du carottier en tournant les tiges ou en remontant doucement le carottier. Il convient que le carottier soit remonté avec précaution sans aucune vibration ou choc afin de ne pas remanier l'échantillon. Il est souvent recommandé de maintenir le carottier en place quelques instants, afin qu'une adhérence suffisante se produise entre l'échantillon et le carottier ou l'étui.

6.4.2.5.6 Après sa remontée, il convient que le carottier soit démonté et, si nécessaire, que les échantillons soient extraits avec soin sans aucune flexion ou torsion. Il est recommandé que le carottier et l'extrémité coupante soient vérifiés pour détecter toute déformation. Il convient que toute déformation soit consignée par écrit dans le rapport de prélèvement. L'apparition de sols décompactés ou de débris de forage à l'extrémité supérieure doit aussi être vérifiée et notée dans le rapport.

Annexe C (informative) Appareillage de forage et de prélèvements pour sols et roches

C.1 Généralités

C.2 Tiges de forage et tubage

C.3 Données relatives aux carottiers

C.4 Illustrations schématiques de carottiers simples et doubles

C.4.1 Carottiers de série "métrique", conformément à l'ISO 3552-1

C.4.2 Carottiers de série "W", conformément à l'ISO 3551-1

C.5 Illustrations schématiques de carottiers à câble géotechniques

C.5.1 Carottiers à câble complet

C.5.2 Carottiers à câble géotechnique

C.7 Guide pour le choix des couronnes

Référence à la norme internationale ISO 3551-1 « Matériel de sondage au diamant avec carottage - Système A - Partie 1: Unités métriques » et la norme internationale ISO 3552-1 « Matériel de sondage au diamant avec carottage - Système B - Partie 1: Unités métriques ».

ISO 3551-1, Matériel de forage rotatif au diamant avec carottage - Système A - Partie 1 : Unités métriques
ISO 3552-1, Matériel de forage rotatif au diamant avec carottage - Système B - Partie 1 : Unités métriques

2. FLUIDE DE FORAGE

Dans la norme NF EN ISO 22475-1 « Méthodes de prélèvement (des sols) et de mesurages piézométriques » (AFNOR, 2007) se trouvent des articles tels que :

3.2.6

additif pour fluide de forage

substance ajoutée au fluide de forage afin d'en influencer ou d'en modifier les propriétés en vue d'améliorer son efficacité

7.3.1.2 Il convient que le fluide de forage soit choisi de manière à satisfaire aux exigences de la reconnaissance et, si nécessaire, des additifs appropriés peuvent être ajoutés au fluide de forage. Il faut tenir compte des exigences hydrogéologiques lors du choix du fluide de forage.

Il est question aussi des terrains sensibles à l'eau pour le choix des carottiers et des méthodes.

La question du choix des fluides de forages est assez bien documentée, dans le domaine pétrolier notamment. Il existe des additifs inhibiteurs du gonflement des argiles. La nature des boues et des additifs n'échappe pas à un cadre réglementaire strict (toxicité, pollution des sols).

Carottage à sec

Le carottage à sec est réservé à des sondages courts au carottier simple.

7.3.2.1 Dans le prélèvement par carottage rotatif à sec, un système de carottier équipé d'une couronne à son extrémité inférieure est mis en rotation et introduit dans le sol par la machine de forage au moyen du train de tiges de forage. Cette action produit une carotte à l'intérieur du système de carottage. L'outil de prélèvement est un carottier simple avec un diamètre du trou de forage compris entre 70 mm et 200 mm. Cette technique de prélèvement peut être utilisée pour récupérer des carottes dans les roches tendres, érosives et sensibles à l'eau. Elle est moins appropriée pour les roches de dureté moyenne à élevée.

3. CONDITIONNEMENT DES ÉCHANTILLONS

3.1. PRÉCONISATIONS DE LA NORME XP P94-202 (AFNOR, 1995)

4 Procédures

4.1 Modes de prélèvements

a) **prélèvements en pleine masse** (par blocs ou à la boîte) : le conditionnement assure la non-déformation de l'échantillon, ainsi que l'étanchéité du conteneur. Des exemples sont donnés dans les figures A.1 et A.2.

Dans le cas d'une boîte, l'espace libre éventuel compris entre l'échantillon et les parois internes est rempli par de la paraffine ou tout autre matériau assurant le maintien de l'échantillon et le préservant des variations de teneur en eau.

b) **prélèvements par carottier poinçonneur** : cette méthode est utilisée essentiellement pour le prélèvement de sols fins : le fonçage par pression en continu, sans aucune interruption ni mise en rotation, fournit une qualité d'échantillon supérieure à celle obtenue par battage. La vitesse de fonçage doit être égale ou supérieure à 2 cm/s.

La longueur de pénétration H est inférieure à la longueur utile (H_t) du carottier (voir figure 3).

c) **Prélèvements avec étui** :

Tailler sur place les extrémités du prélèvement et enlever les zones manifestement remaniées.

Mettre une obturation efficace aux deux extrémités en utilisant un mélange de paraffine et de vaseline ne présentant pas de retrait, ou toute autre solution (en particulier proposée dans l'annexe B). En cas d'utilisation d'un étui déformable par rapport à l'échantillon, le bloquer dans une coquille cylindrique rigide.

d) **prélèvements sans étui** : pour les échantillons de sol de classe 1 et 2, la carotte est essuyée, grattée, revêtue d'un film étanche (par exemple mélange de paraffine et de vaseline), puis bloquée dans une coquille cylindrique rigide.

Pour une classe 3, les échantillons sont mis dans des récipients ou sacs étanches.

e) **prélèvements avec outils désagrégateurs** : les échantillons de classe 3 sont mis dans des récipients ou sacs étanches.

Les échantillons de classe 4 et 5 sont mis dans des récipients ou sacs évitant la dispersion des constituants.

3.2. PRÉCONISATIONS DE LA NORME NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007)

11.3.1.3 Les extrémités des échantillons contenus dans les étuis doivent être scellées avec des obturateurs étanches en plastique ou par un remplissage de sol et des bouchons d'extrémité, afin de conserver les échantillons dans leur état sur une durée spécifiée (voir Figure 9).

NOTE Pour les scellements de longue durée, la cire microcristalline contenant jusqu'à 15 % de cire d'abeille, de paraffine ou de résine peut être utilisée pour éviter des fissures de retrait.

11.5.1.1 Prélèvements de catégorie A

11.5.1.1.1 Les échantillons de sol obtenus lors des prélèvements de catégorie A doivent être protégés dans leurs étuis ou dans leurs conteneurs. Les échantillons en caisses à carottes doivent être transportés horizontalement.

11.5.1.1.2 Les blocs et les échantillons spéciaux sans étui doivent être enroulés dans un film plastique et/ou une feuille d'aluminium appropriés, et recouverts de plusieurs couches de cire ou scellés dans plusieurs couches de gaze et de cire.

3.3. PROTECTION ET CONFINEMENT AXIAL

La question du confinement axial n'échappe pas à la pratique. Les conteneurs doivent être scellés.

La figure 9 (NF EN ISO 22475-1) donne des exemples de scellement des échantillons carottés.

Les techniques b) et c) nécessitent un arasage des deux extrémités de l'échantillon carotté.

La solution la plus élaborée est fournie par les cellules T1 qui offrent un confinement total de l'échantillon carotté (voir les photos de la figure 16). Le conditionnement est effectué sur le site du prélèvement, après extraction du carottier.

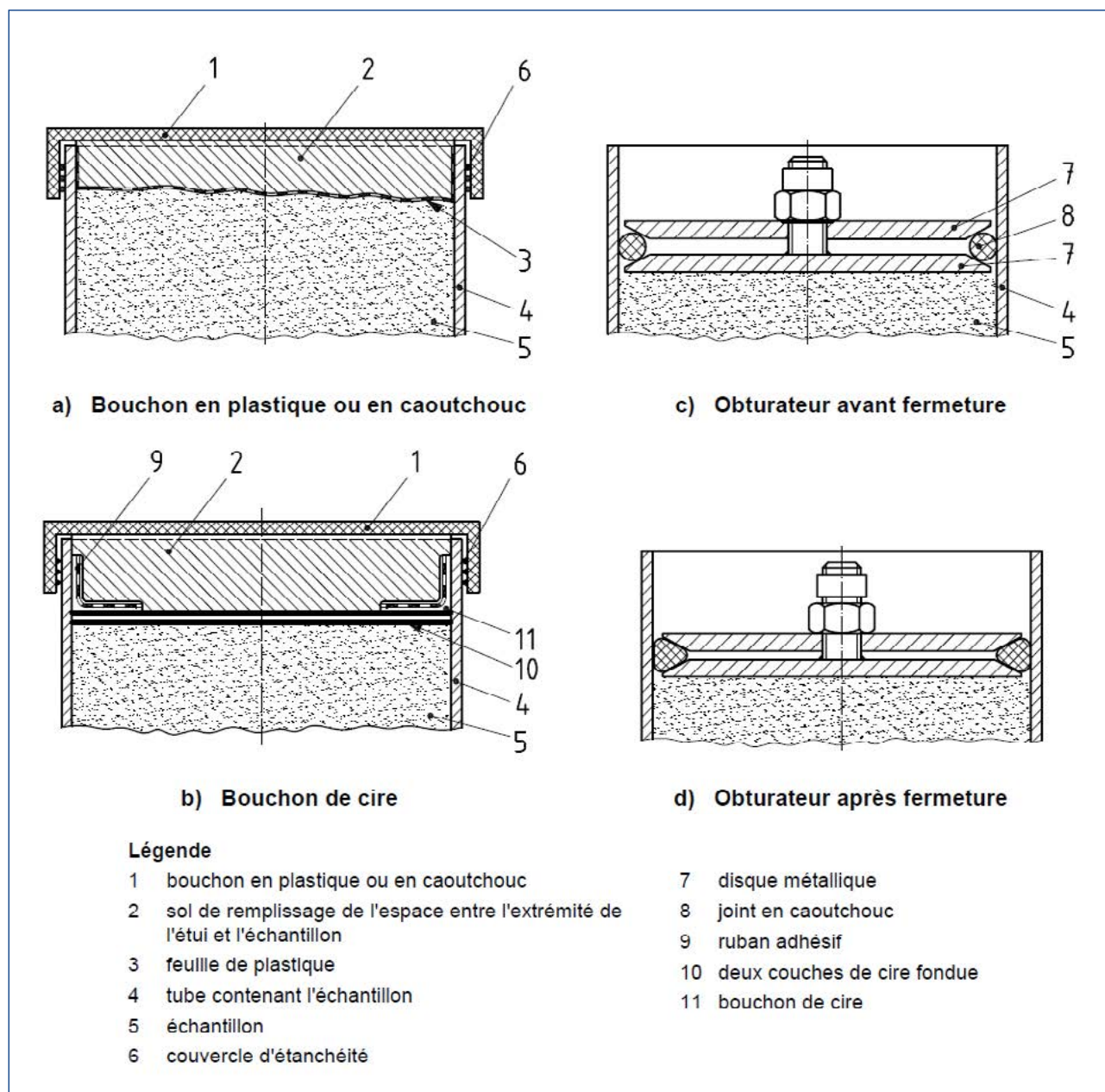


Figure 1 : Exemples de scellement des échantillons carottés. Norme NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007)

3.4. EXEMPLES DE CONDITIONNEMENT D'ÉCHANTILLONS CAROTTÉS



Figure 2 : Gains translucides (carottier triple). Bouchons et rubans adhésifs.
Diamètres des échantillons 105 mm. Photo Cerema.



Figure 3 : Gaine translucide (carottier triple) après ouverture. Extrémité arasée (haut) et extrémité paraffinée (bas).
Diamètre 76 mm. Photo Cerema.

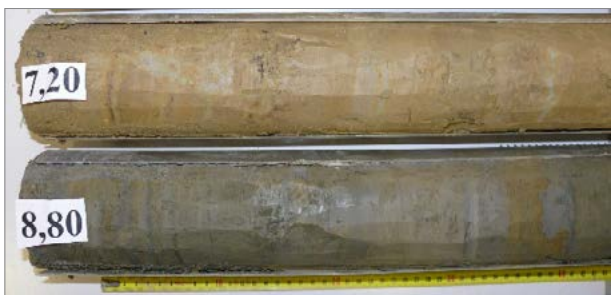


Figure 4 : Gains translucides (carottier triple) après ouverture. Extrémités arasées (à gauche) et extrémités paraffinées (à droite). Diamètre 90 mm. Photo Cerema.



Figure 5 : Gains translucides (carottier triple) après ouverture. Bouchons intérieurs. Diamètre 98 mm. Photo Cerema.

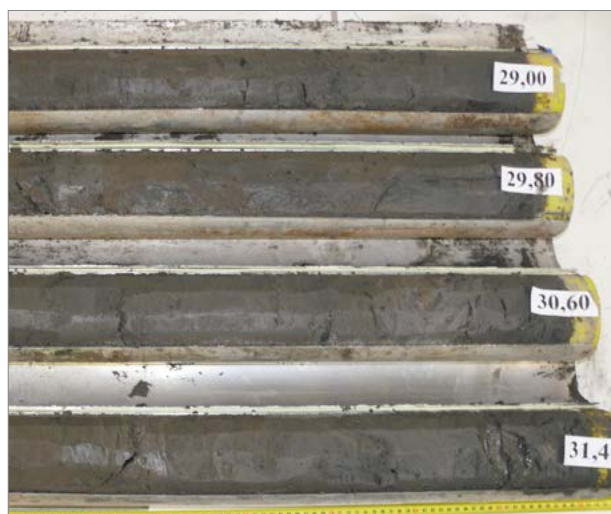


Figure 6 : Carottier poinçonneur à paroi mince en aluminium après ouverture. Trousse coupante à droite. Extrémités paraffinées et bouchons extérieurs. Diamètre 98 mm. Photo Cerema.



Figure 7 : Carottier poinçonneur à paroi mince en acier. Diamètre 82 mm. Extraction de l'échantillon à l'aide d'un "pousse carotte".
Photo Cerema.

4. CONDITIONNEMENT DES BLOCS

4.1. PRÉCONISATIONS DE LA NORME XP P94-202 (AFNOR, 1995)



Figure 8 : Prélèvements par bloc ou à la boîte. Norme XP P94-202 (AFNOR, 1995).

4.2. PRÉCONISATIONS DE LA NORME NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007)

7.4 Prélèvement de blocs

7.4.1 Dans le prélèvement de blocs, les échantillons sont obtenus depuis une tranchée de reconnaissance, une galerie ou un puits de reconnaissance, ou à partir du fond du trou de forage, au moyen de carottiers spéciaux avec un mode opératoire de découpage.

7.4.2 Cette technique de prélèvement correspond généralement à une méthode de catégorie A.

4.3. EXEMPLES DE PRÉLÈVEMENTS PAR BLOCS



Figure 9 : Prélèvement par bloc en tunnel. Carottage au laboratoire.
Dimensions approximatives 500 x 400 x 250 mm. Carottage en 50 mm. Photo Cerema.



Figure 10 : Prélèvement par bloc sur une planche d'essai. Prélèvement manuel.
Dimensions approximatives 250 x 300 x 300 mm. Photo Cerema.

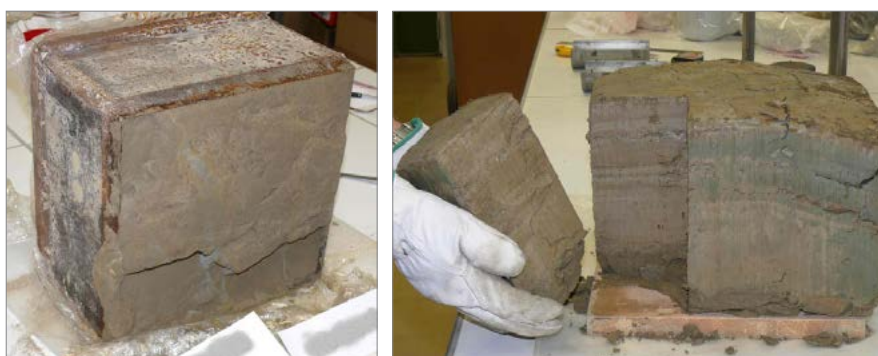


Figure 11 : Prélèvement par bloc en tranchée. Boîte munie d'une trousse coupante.
Dimensions intérieures 295 x 295 x 200 mm. Photo Cerema.



Figure 12 : Prélèvement par bloc dans un puits. Boîte munie d'une trousse coupante. Bouchons (en gris).
Diamètre de l'échantillon 159 mm. Photo Cerema.

5. TRANSPORT DES ÉCHANTILLONS

5.1. PRÉCONISATIONS DE LA NORME XP P94-202 (AFNOR, 1995)

4.4 Transport des échantillons

Les conditions suivantes doivent être respectées sur le chantier et pendant le transport au laboratoire :

- maintien hors gel ;
- pas de forte chaleur ni d'exposition directe au soleil ;
- manipulation sans choc avec le minimum de vibration (pour les classes 1 et 2).

Pour les échantillons de classe 1 et 2, les étuis sont transportés bien calés dans une caisse tapissée de matériau amortissant. La caisse est bloquée dans le véhicule servant au transport (voir exemple dans l'annexe B).

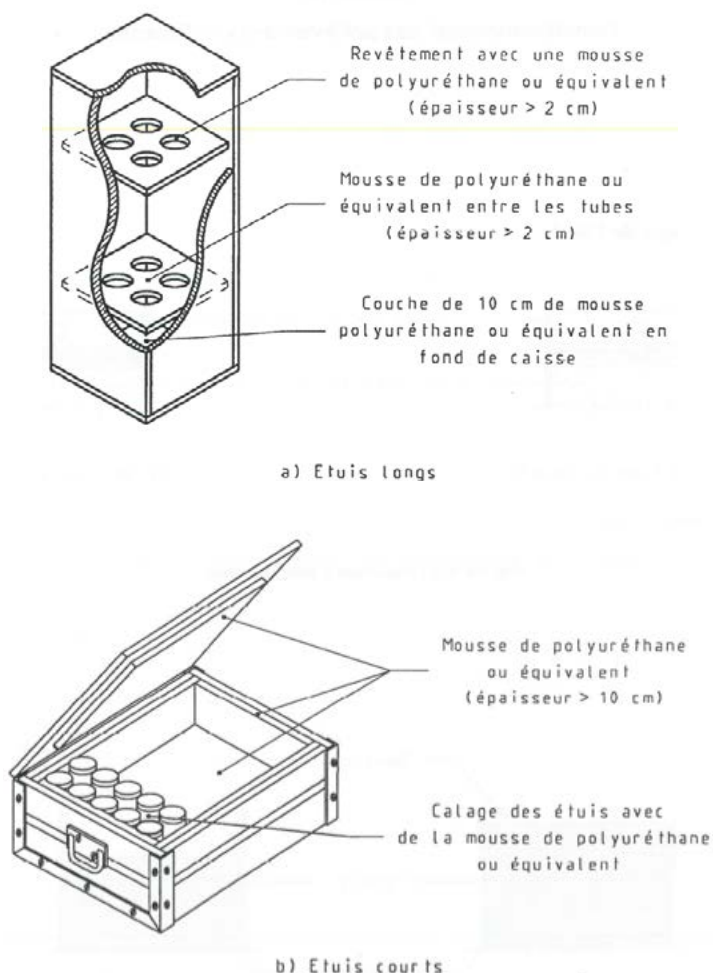


Figure 13 : Caisses pour le transport des échantillons longs ou courts d'après la norme XP P94-202 (AFNOR, 1995).

5.2. PRÉCONISATIONS DE LA NORME NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007)

11.5.1.1 Prélèvements de catégorie A

11.5.1.1.1 Les échantillons de sol obtenus lors des prélèvements de catégorie A doivent être protégés dans leurs étuis ou dans leurs conteneurs. Les échantillons en caisses à carottes doivent être transportés horizontalement.

11.5.1.1.2 Les blocs et les échantillons spéciaux sans étui doivent être enroulés dans un film plastique et/ou une feuille d'aluminium appropriés, et recouverts de plusieurs couches de cire ou scellés dans plusieurs couches de gaze et de cire.

11.5.1.1.3 Les échantillons doivent être protégés contre les vibrations, les chocs et les températures extrêmes. Les échantillons ne doivent être placés que dans des caisses solides dans lesquelles les échantillons sont parfaitement calés pour éviter qu'ils s'entrechoquent, roulent, tombent, etc.

11.5.1.1.4 Pour toutes les autres méthodes de transport des échantillons, les échantillons scellés doivent être placés dans des conteneurs d'expédition appropriés garantissant le rembourrage et/ou l'isolation pour l'échantillon ou le conteneur.

11.5.1.1.5 Le matériau de rembourrage (sciure de bois, caoutchouc, polystyrène, mousse d'uréthane ou autre matériau ayant une résilience similaire) doit totalement caler les échantillons de telle sorte qu'ils ne soient pas remaniés pendant le transport.

NOTE Un rembourrage satisfaisant entre les échantillons et les parois des conteneurs d'expédition a une épaisseur d'au moins 25 mm. Le fond de l'emballage peut être rembourré sur une épaisseur minimale de 50 mm.

11.5.1.1.6 Le conteneur d'expédition peut être en bois, en métal, en plastique ou en styrène et doit satisfaire aux exigences de transport approprié de l'échantillon.

C.5 Méthode de prélèvement au moyen d'un carottier de grande dimension

C.5.1 Méthode de prélèvement au moyen d'un carottier de type Sherbrooke

C.5.2 Méthode de prélèvement au moyen du carottier LAVAL

L'échantillon de sol est extrudé immédiatement sur le site après le prélèvement. L'échantillon est découpé avec un fil métallique en tronçons cylindriques de 130 mm ou 200 mm de hauteur selon le type d'essai à réaliser. Les tronçons cylindriques sont placés sur une planche de bois contreplaqué enduite de cire, enveloppés dans plusieurs couches de film étirable séparées entre elles de paraffine, de cire et de vaseline. Les échantillons sont alors prêts à être transportés et stockés.

5.2. PRÉCONISATIONS DE LA NORME NF EN ISO 22475-1 (AFNOR, 2007)



Figure 14 : Caisses pour échantillons longs transportés verticalement. Diamètres 90 mm. Photo Cerema.



Figure 15 : Caisse pour échantillons longs transportés verticalement. Hauteur 120 cm. Photo Cerema.



Figure 16 : Cellule T1 pour le conditionnement des échantillons carottés. En haut, huit cellules. En bas, une cellule ouverte. Diamètre de l'échantillon carotté 100 mm, hauteur 300 mm. Photo Cerema.

6. PROPOSITION

Pour pallier les différentes difficultés posées par le conditionnement des échantillons de terrains gonflants avec les technologies courantes, il peut être envisagé de reconditionner les échantillons carottés au même titre que des blocs. Voir la norme XP P94-202 (AFNOR, 1995) et son paragraphe 4.1d) "Prélèvements sans étuis" reproduit ci-dessus

au paragraphe 3.1. Cette opération doit être exécutée sur le site du prélèvement dès l'extraction du carottier. Elle fait appel à des accessoires et un outillage approprié (découpage du terrain, arasage) et les fournitures appropriées (film plastique, feuille d'aluminium, toile, cire, paraffine). Elle peut être mise en œuvre au laboratoire pour améliorer le conditionnement d'un échantillon carotté en vue d'une conservation prolongée.

ANNEXE 4

PRÉCISIONS SUR LES MÉTHODES DE CALCULS DES RADIERS

MÉTHODE 2 :

PRÉCISIONS SUR LES CALCULS AVEC MATÉRIAU FUSIBLE

Les travaux de Serratrice (2017) sur le polystyrène expansé ont permis de mieux caractériser le matériau à l'aide d'essais en laboratoire couramment utilisés en mécanique des sols. Ainsi, au-delà du seuil de plasticité, les paliers de chargement œdométrique du polystyrène expansé font apparaître des courbes de déformation en fonction du logarithme du temps dont l'allure s'apparente à celles qui sont généralement observées sur les argiles, avec une phase de consolidation primaire suivie par une phase de fluage.

Ainsi, comme dans les argiles chargées au-delà de leur contrainte de préconsolidation, un mécanisme de consolidation est engendré dans les polystyrènes expansés soumis à une charge constante, avec drainage de l'air et des gaz résiduels présents

au sein des pores du matériau. Au fur et à mesure d'un chargement constant, l'évacuation des gaz qu'il contient provoque un tassement de 1% par an (ce qui revient à doubler son écrasement en 100 ans). Il est donc recommandé de limiter la déformation du matériau entre 10 et 25 % afin de tenir compte de ce phénomène.

Lors d'essais œdométriques continus, les courbes contrainte déformation ont une allure comparable à celle des essais de compression uniaxiale : rampe élastique, seuil, suivi par un pseudo-palier plastique. Contrairement aux essais de compression uniaxiale, les éprouvettes œdométriques sont chargées jusqu'à une déformation axiale égale à 80% environ. Il apparaît ainsi un raidissement du polystyrène après 40 à 60% de déformation, suivant la nature du matériau et la vitesse de chargement. Ce raidissement est lié à l'écrasement important subi par le matériau à ce stade de la déformation axiale.



Figure 61 : Polystyrène expansé. Eprouvettes après essais. Exemples (Serratrice, 2017)
A l'avant : essais de compression œdométrique Diamètre 107 mm. Hauteurs initiales 45 mm.
A l'arrière : éprouvette de compression uniaxiale. Diamètre 85 mm, élancement deux

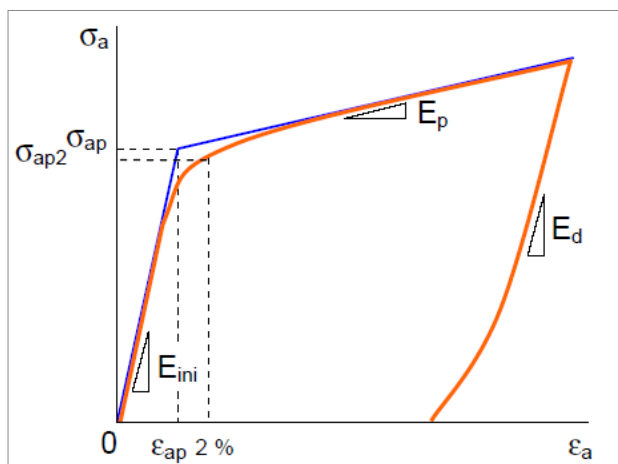


Figure 62 : Schéma représentant le comportement élastoplastique du polystyrène expansé sous chargement axial (Serratrice, 2017)

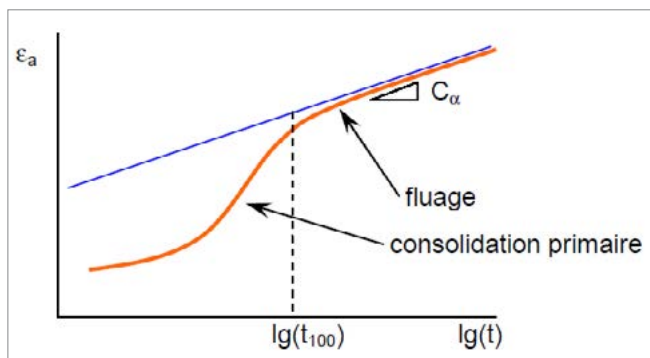


Figure 63 : Fluage du polystyrène (Serratrice, 2017)

Les 3 étapes de dimensionnement d'un radier coulé sur des blocs de polystyrène sont :

- Épaisseur nécessaire de matériau fusible ;
- Type de polystyrène (choix de son palier plastique) ;
- Calcul de la pression de contact appliquée au radier.

1. DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSEUR DE POLYSTYRÈNE

En partant sur une déformation admissible de 25%, pour un soulèvement du fond de fouille de ΔH , l'épaisseur de polystyrène nécessaire est de $4 \Delta H$. Il faut alors vérifier dans les calculs de stabilité des écrans l'impact d'une surprofondeur des terrassements de $4 \Delta H$. Il est donc recommandé de vérifier également le soulèvement du sol avec une surexcavation. L'étude doit donc être menée de manière itérative.

2. DÉTERMINATION DU TYPE DE POLYSTYRÈNE

Le choix du type de polystyrène est ensuite réalisé en calculant la pression extérieure cumulée (hors pression de gonflement reprise par sa déformabilité) :

- La pression d'eau maximale finale,
- Le poids du radier,
- Les surcharges en phase service appliquées sur le radier,
- Une sécurité additionnelle de 20 kPa.

Une fois les caractéristiques du matériau déterminées, il est préférable de vérifier à quelle sollicitation le polystyrène sera soumis et s'il reste bien dans la plage de plasticité souhaitée.

La norme NF EN 13163 (Mars 2015, modifiée par l'amendement A2 (en cours de révision) fournit les types de polystyrène disponibles. Un EPS 150 possèdera ainsi une résistance à la compression uniaxiale à 10% de déformation de 150 kPa.

Type	Contrainte en compression à 10% de déformation (kPa)	Résistance à la flexion minimale (kPa)
EPS S	-	50
EPS 30	30	50
EPS 50	50	75
EPS 60	60	100
EPS 70	70	115
EPS 80	80	123
EPS 90	90	135
EPS 100	100	150
EPS 120	120	170
EPS 150	150	200
EPS 200	200	250
EPS 250	250	350
EPS 300	300	450
EPS 350	350	525
EPS 400	400	600
EPS 500	500	750

Il est possible de définir des produits par pas de 10 kPa sur la contrainte en compression à 10% de déformation. Pour la résistance à la flexion correspondante, une interpolation linéaire en pas de 5 kPa peut être utilisée.

Figure 64 : Types de polystyrène expansé (annexe C normative de la NF EN 13163)

3. PRESSION APPLIQUÉE SUR LE RADIER

La pression de contact sous le radier est limitée par le majorant entre le palier plastique du polystyrène (par exemple 150 kPa pour un EPS 150) et la pression de l'eau (à l'équilibre).

En effet, si l'on considère le système polystyrène seul (que nous rappelons imperméable), celui-ci est soumis à :

- La pression sous-jacente de l'eau inférieure s'exerçant sous les blocs (du fait de son caractère imperméable),
- La pression de gonflement réduite de par la nature compressible du matériau,
- La pression sus-jacente (poids du radier et charges de l'ouvrage).

Si maintenant on considère le système radier seul, il est soumis pour sa part à :

La pression sous-jacente de l'eau inférieure s'exerçant entre les blocs de polystyrène, ceux-ci n'étant pas parfaitement jointifs (l'équilibrage de la nappe étant acquis à long terme),

Le palier plastique du polystyrène choisi au droit des blocs,

La pression sus-jacente (charges de l'ouvrage).

Nous considérons donc que la pression de contact appliquée sous le radier est la valeur maximale entre le palier plastique du polystyrène (au droit des blocs) et la pression d'eau (entre les blocs). Il n'est donc pas nécessaire de cumuler ces deux actions du fait de leur surface d'application non recouvrante.

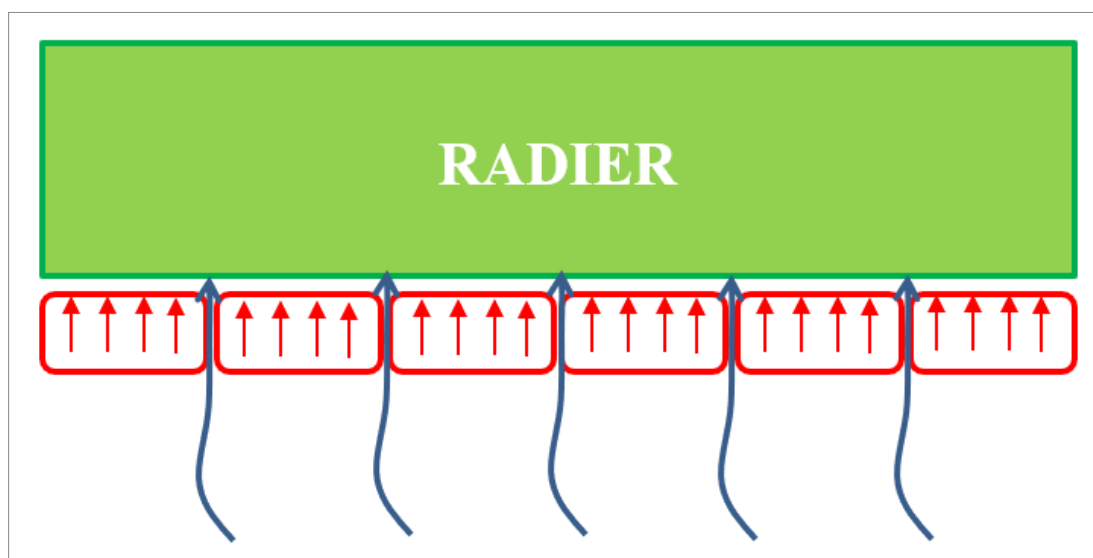


Figure 65 : Non cumul des pressions d'eau avec l'effet du gonflement

MÉTHODE 4A :

PRÉCISIONS SUR LES CALCULS PAR DÉCONSOLIDATION

Prise en compte de la diminution de la pression interstitielle due aux terrassements

Dans les codes de calcul en éléments finis, cette diminution de la pression interstitielle au sein de la couche potentiellement gonflante peut se faire selon deux méthodes :

- Mise en œuvre de cette réduction de manière mécanique (liée au terrassement). Cet exercice dépend notamment de plusieurs facteurs, à savoir : la pression interstitielle initiale u_{w_ini} ainsi que le coefficient de Skempton B, lui-même dépendant de la déformabilité de l'eau et de celle du sol.
- De manière forfaitaire, il est possible de considérer un coefficient de Skempton égal à 1 durant la phase de déchargement (sol parfaitement saturé), et d'ajuster le coefficient de compres-

sibilité de l'eau, afin de déterminer la bonne valeur de pression interstitielle après déchargement (réduction manuelle de pression d'eau au sein de la couche potentiellement gonflante égale à l'opposé de la contrainte verticale effective de gonflement σ'_g).

Dans tous les cas, il convient de contrôler l'évolution dans la modélisation des pressions interstitielles lors du déchargement et du rechargement (poids du radier, descente de charges).

Définition de la loi de comportement

Ainsi que le montre la Figure 66 présentant en échelle linéaire la loi de déformation logarithmique (définie par sa pente K^*_g et sa de pression de gonflement σ'_g), et l'évolution des modules tangents associés à cette loi, le phénomène de gonflement montre une forte dépendance du module de déformation avec la contrainte.

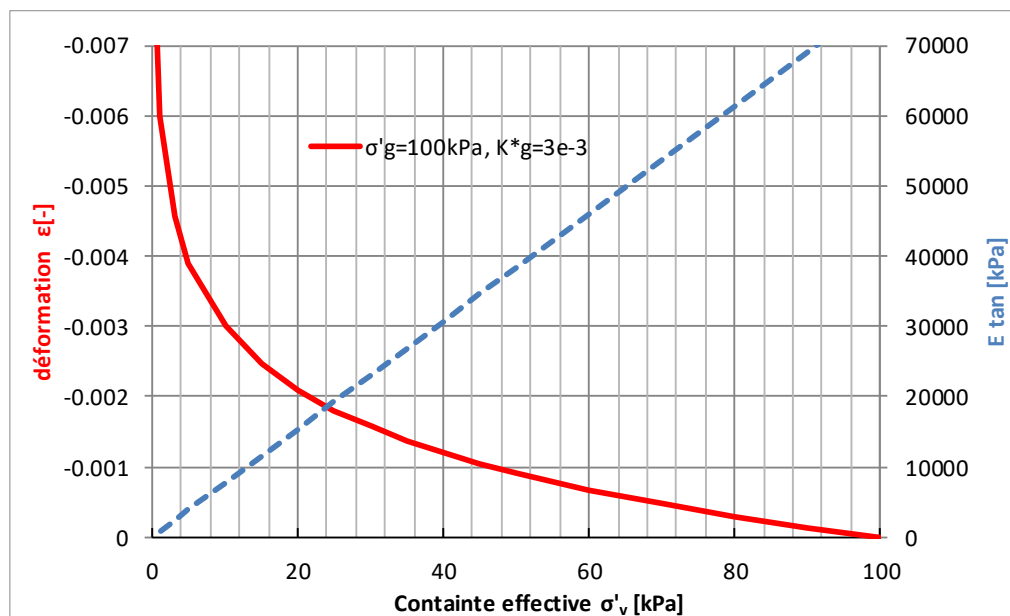


Figure 66 : illustration de la forte non-linéarité de la déformation de gonflement avec le niveau de contrainte (courbe contraintes déformation et modules tangents)

La loi de comportement numérique choisie doit donc également traduire ce phénomène :

- Les lois de comportement à élasticité linéaire (associée ou non à de la plasticité) pourront être utilisées à condition que la linéarisation soit faite sur le bon intervalle de contraintes.
- Certaines lois implémentées dans les codes de calcul commerciaux (type Hardening Soil Model, Soft Soil Model, Cam Clay, etc.) prennent en compte une dépendance du module avec la contrainte et peuvent donc être utilisées.
- Les lois de comportement « utilisateurs » peuvent être utilisées si elles tiennent compte de cette dépendance.

Préalablement à tout calcul, il est nécessaire de vérifier que les lois de comportement prises en compte dans les modélisations permettent de reproduire correctement la loi effort-déformation déduite des essais œdométriques de gonflement (Figure 67). Même si le calage de la loi n'est pas concordant en tout point, il est important de l'être au niveau de la gamme de variation des contraintes effectives au niveau du radier.

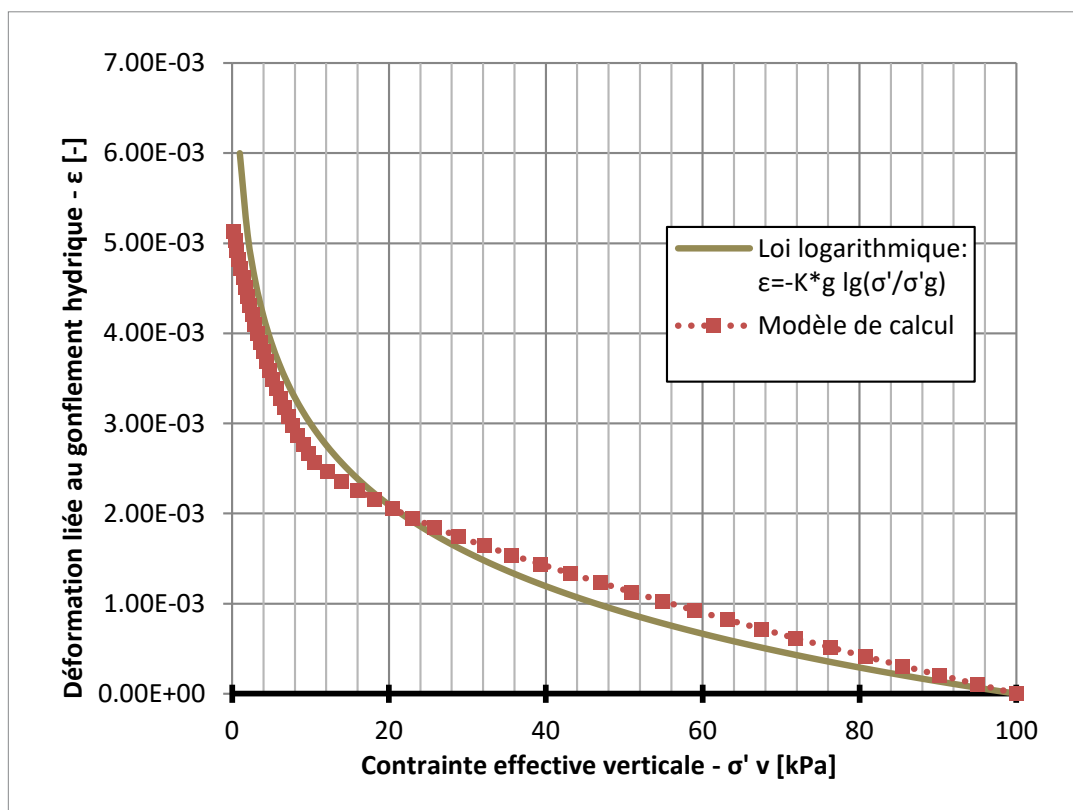

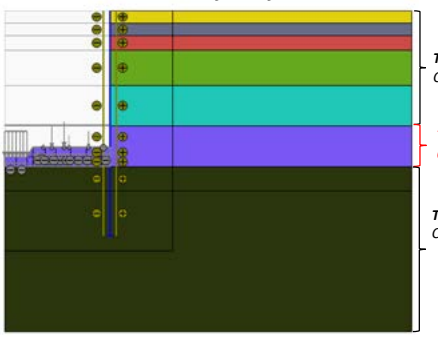
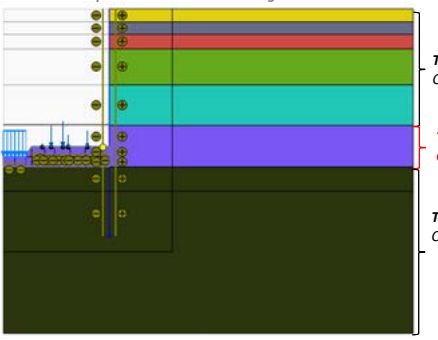
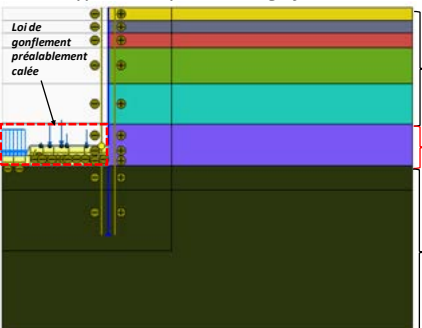
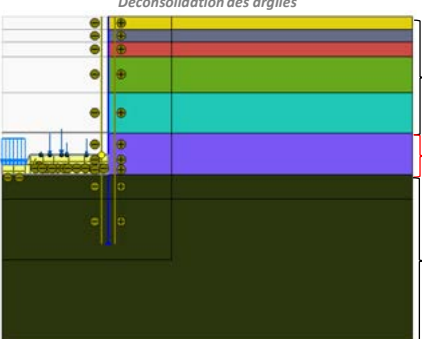


Figure 67 : Vérification du calage de la loi de gonflement – simulation d'un essai œdométrique

Phasage de l'étude par la méthode de mise en œuvre « mécanique » de la réduction de la pression interstitielle

Un fois le calage validé sur des essais simples, le principe de calcul sur l'ouvrage en lui-même est le suivant :

Phase 0	<p>Initialisation des contraintes</p> 	<p>Initialisation des contraintes avant travaux</p> <ul style="list-style-type: none"> • Les terrains sont caractérisés par leurs modules et résistance au cisaillement déterminés selon les procédures classiques. Le comportement des terrains est considéré drainé (pressions interstitielles en équilibre hydrostatique) • L'initialisation des contraintes se fait selon la procédure K_0 (lorsque les couches sont horizontales).
Phase i	<p>Terrassement au fond de fouille</p> 	<p>Réalisation des terrassements et génération des sous-pressions interstitielles</p> <ul style="list-style-type: none"> • Le comportement des terrains gonflants est considéré non drainé. Ainsi le déchargement mécanique lié aux travaux de terrassement est à l'origine de la baisse des pressions interstitielles. • Les caractéristiques mécaniques des terrains gonflants sont les caractéristiques « classiques »
Phase i+1	<p>Mise en place du radier et des charges sur le radier</p> 	<p>Mise en œuvre du radier et des charges d'infrastructure</p> <p>Dans cette phase, représentant le comportement de l'ouvrage avant expression de la déformation de gonflement,</p> <ul style="list-style-type: none"> • Le comportement des terrains gonflants est considéré non drainé, les surcharges liées au radier auront tendance à réaugmenter les pressions interstitielles. • Les caractéristiques mécaniques des terrains gonflants sont les caractéristiques « classiques »

Phase i+2	<p>Application des paramètres de gonflement</p> 	<p>Modification des paramètres de déformabilité des sols</p> <p>Les paramètres de déformabilité des sols gonflants sous le radier sont modifiés pour représenter la loi de comportement contraintes-gonflement validée sur la base des essais œdométriques de gonflement.</p> <p>Cette phase est une phase intermédiaire, sans calcul</p>
Phase i+3	<p>Déconsolidation des argiles</p> 	<p>Calcul de consolidation jusqu'à l'équilibre</p> <p>Une fois les paramètres de déformabilité de la couche gonflante sous le radier modifiés, un calcul de consolidation est lancé avec comme condition finale une surpression d'eau nulle dans tout le modèle. A l'issue de ce calcul, les pressions interstitielles reviennent à l'état d'équilibre hydrostatique, et la déformée ainsi que les efforts internes aux structures sont obtenus.</p>

Afin que les calculs prennent en compte l'éventuelle génération des pressions interstitielles négatives, il est nécessaire de demander au logiciel de ne pas ignorer la succion.

NOTA : La méthode ci-dessus suppose que la pression de gonflement σ'_g est égale à la contrainte verticale effective initiale dans la couche gonflante (σ'_{v0}). Dans le cas où elle est inférieure, il convient de piloter manuellement la génération des pressions. Ce pilotage peut se faire en subdivisant la phase de terrassement au fond de fouille (phase i) en deux : Phase ia : terrassement des terrains jusqu'à une cote intermédiaire de manière drainée ; Phase ib : terrassement jusqu'au fond de fouille de manière non drainée. La cote de terrassement intermédiaire est définie de manière à ce que la contrainte effective verticale soit égale à la pression de gonflement au sein de la couche gonflante, à l'issue de la phase de terrassement drainée (ia).

Il est possible d'évaluer numériquement l'évolution des déplacements et sollicitations au cours du temps. Cependant, au vu des incertitudes sur les cinétiques de gonflement, nous déconseillons fortement de tenir compte d'une dissipation partielle de la pression interstitielle avant la mise en œuvre du radier, dans le but de réduire les sollicitations de dimensionnement.

Dans les zones fortement chargées si la contrainte effective verticale dépasse la pression de gonflement, les modules de déformation considérés pour la phase de déconsolidation ne seront pas représentatifs d'un comportement en compression, et les tassements seraient alors surestimés. Il conviendra de vérifier l'adéquation de ces modules et de les adapter le cas échéant.

MÉTHODE 4B :

PRÉCISIONS SUR LES CALCULS AVEC DÉFORMATION VOLUMIQUE IMPOSÉE

a) Déformation globale appliquée à la couche gonflante

La démarche est similaire à celle proposée par Robert et al. (1997) décrite dans le chapitre tunnel : elle consiste à déterminer la pression due au gonflement sur la face inférieure du radier en tenant compte de la variation du volume du terrain consécutive à son soulèvement. La pression de contact appliquée sur le radier est déterminée en comparant les résultats de modélisations en éléments finis aux essais de laboratoires disponibles.

La modélisation en éléments finis consiste à imposer une déformation ε_G volumique homogène à toute la zone de sol susceptible de gonfler préalablement définie selon les prescriptions du chapitre 5.6 (épaisseur H) et de déterminer les déformations verticales induites ainsi que la contrainte effective associée.

La raideur à la flexion du système parois moulée/radier varie en fonction du point considéré : pour une déformation ε_G imposée, le centre du radier se soulève plus qu'au niveau de l'encastrement partiel avec la paroi. La déformation calculée (déformation « vue ») à la fin de chacune des étapes doit ainsi être différenciée de la déformation imposée. Différentes courbes de réaction du radier doivent ainsi être construites en considérant par exemple la déformation verticale et la contrainte effective verticale telles que $\varepsilon_y = \Delta Hy / H = f(lg(\sigma'_y))$:

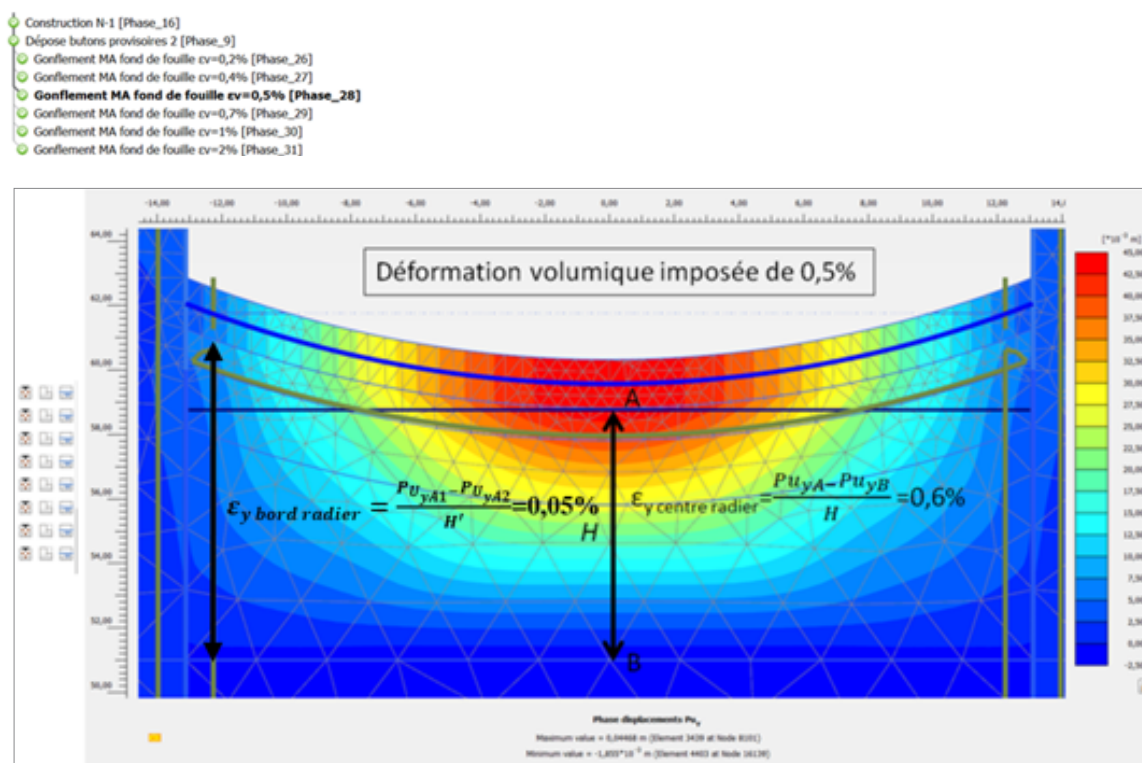


Figure 68 : Exemple de phasage et détermination de la déformation verticale au centre du radier pour une déformation volumique de 0,5%

A l'image de la méthode convergence-confinement, la pression de contact s'appliquant sur le radier est déterminée à l'intersection entre la courbe de gonflement à l'œdomètre – considérée comme représentative du comportement du terrain en fond de fouille – et la courbe contrainte-déplacement du modèle numérique.

En imposant une déformation unique à la couche gonflante en fond de fouille, il est difficile de satisfaire la condition d'équilibre de l'ensemble du radier.

Le diagramme de pression non uniforme déterminé par l'intersection des différentes courbes de réaction du radier avec la loi de gonflement retenue doit être appliqué dans un modèle local pour permettre son dimensionnement.

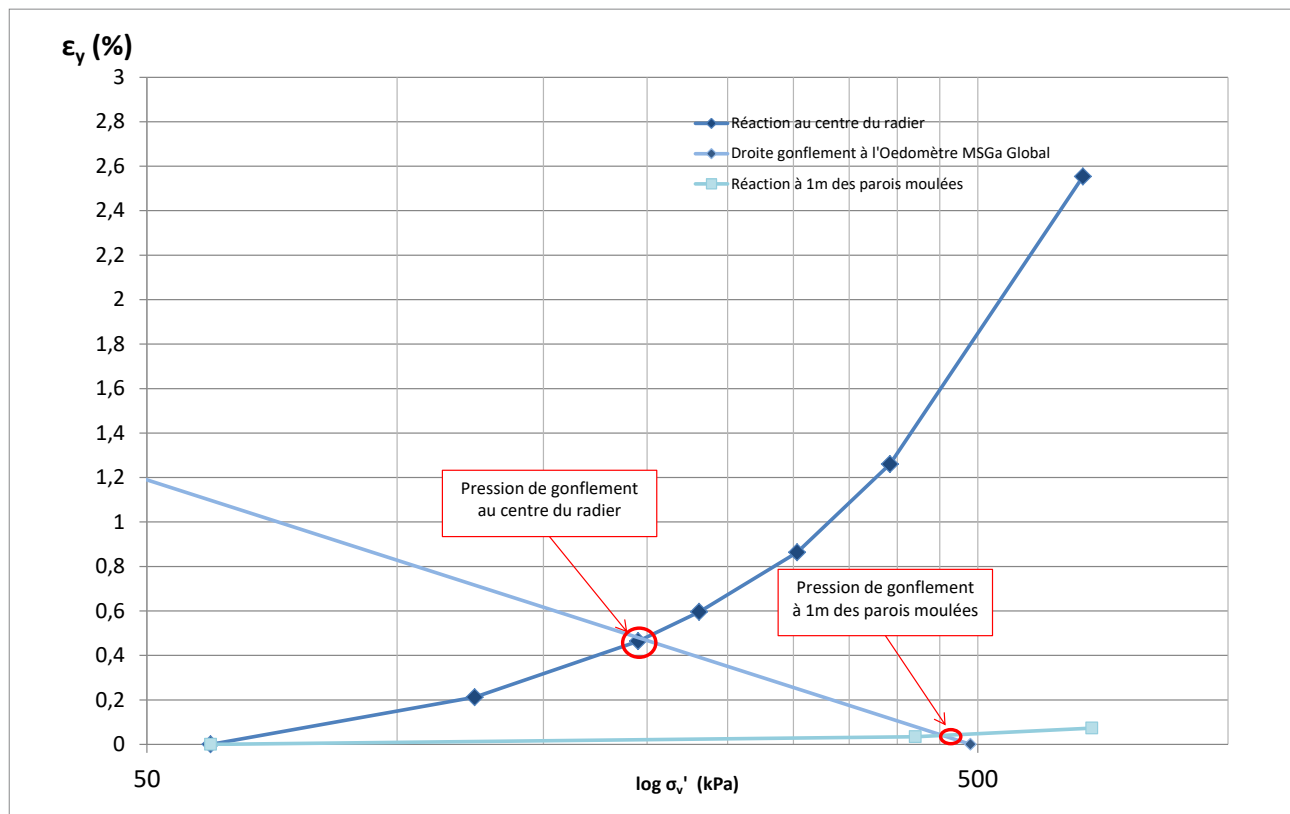


Figure 69 : Pression de contact déterminée au centre du radier et sur le bord

b) Déformation différenciée appliquée à la couche gonflante

S'il est possible d'accéder à l'information de la valeur de la contrainte dans chacun des éléments de la couche constituant la zone gonflante (point de Gauss) et d'y imposer une déformation spécifique, la déformation de gonflement ε_G peut être appliquée itérativement de manière à ramener l'ensemble des points sur la droite de gonflement retenue.

Ainsi, les points les plus chargés, situés en profondeur ou ceux situés au niveau d'appuis raides de la structure, se voient imposer une déformation plus faible que les points situés dans les zones souples ou proche du niveau de fond de fouille.

S'il n'est pas possible d'intervenir individuellement au niveau de chaque élément, il est envisageable de découper les terrains rencontrés en fond de fouille en « blocs » pour lesquels une déformation spécifique en accord avec la loi de gonflement retenue est imposée.

Sur chacun de ces blocs, la contrainte moyenne effective $\sigma'_{a \text{ moyenne}}$ doit être pondérée par le

volume des éléments qui les constituent et par le poids relatif des points où la contrainte est calculée. Un algorithme associé peut alors être utilisé pour rechercher, par un processus itératif, la déformation qu'il est nécessaire d'injecter à chacun de ces blocs pour que l'ensemble des couples ($\sigma'_{a \text{ moyenne}}$, $\varepsilon_{G \text{ moyenne résultante}}$) satisfasse la loi de gonflement retenue.

Du fait de la raideur du système, la déformation imposée ne correspond pas toujours à la déformation résultante. Les blocs sont par ailleurs interdépendants : une déformation imposée sur une zone influe sur la zone adjacente tant en déformation qu'en contrainte. Il est donc nécessaire, après chaque itération, de recalculer la déformation et la contrainte moyenne pondérée dans chacun des blocs.

Comparativement à une méthode où la déformation est imposée globalement sur toute la couche, cette procédure présente l'intérêt d'affiner la recherche de l'équilibre et de permettre d'exploiter directement les sollicitations issues du calcul éléments finis pour dimensionner le radier.

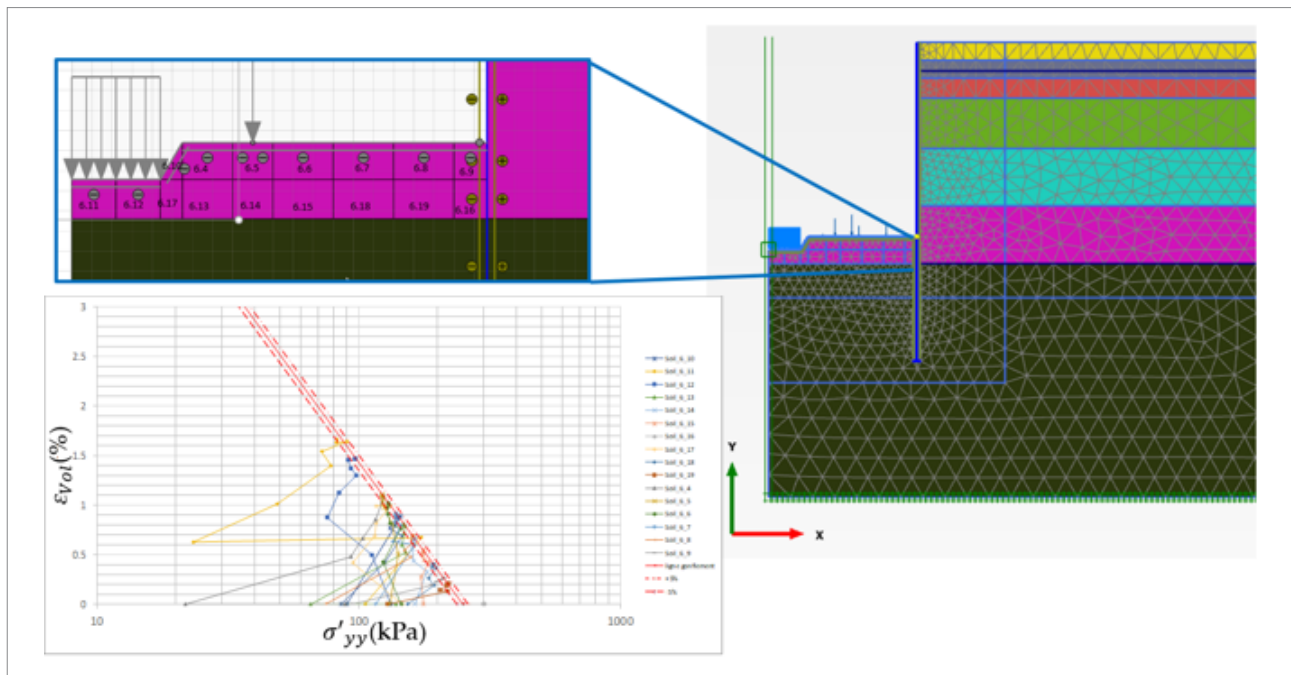


Figure 70 : Exemple de simulation du gonflement par modélisation éléments finis en blocs différenciés

RÉFÉRENCES

Adem H.H, Vanapalli S.K. (2015). Review of methods for predicting in situ volume change movement of expansive soil over time. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, n°7, pp. 73-86.

AFNOR (1995). Norme XP P94-091. Sols : reconnaissance et essais – Essai de gonflement à l'œdomètre – Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes., décembre 1995, 13 pages.

AFNOR (1995). Norme XP P94-202. Sols : reconnaissance et essais – Prélèvement des sols et des roches – Méthodologie et procédures., Décembre 1995, 42 pages. Annulée.

AFNOR (2003). Norme NF EN 1990, mars 2003. « Eurocodes structuraux – Bases du calcul des structures ». 72 pages.

AFNOR (2004). Norme NF EN 1990, Annexe nationale (NF P 06-100-2), juin 2004. « Eurocodes structuraux – Bases du calcul des structures – Annexe nationale à la NF EN 1990 ». 72 pages.

AFNOR (2006). Norme NF EN 1990, Amendement A1, juillet 2006. « Eurocodes structuraux – Bases du calcul des structures ». 27 pages.

AFNOR (2007). Norme NF EN ISO 22475-1. Reconnaissance et essais géotechniques – Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques – Partie 1 : Principes techniques des travaux., Mars 2007, 125 pages.

AFNOR (2007). NF EN 1997-2 « Eurocode 7 : Calcul géotechnique. Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais », 179 pages.

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. 182 pages.

AFNOR (2012). Norme NF P 94-262, juillet 2012 – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale française de l'Eurocode 7 – Fondations profondes. 200 pages.

AFNOR (2017). Norme NF EN ISO 17892-5, mars 2017 Reconnaissance et essais géotechniques – essais de laboratoire sur les sols — Partie 5 : Essais de chargement par palier à l'œdomètre. 29 pages.

AFNOR (2017). NF EN 13136+A2. Produits manufacturés en polystyrène expansé (EPS) spécification. Janvier 2017.

AFTES (1976). Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains. Recommandation GT7R2F1, Tunnels et Ouvrages Souterrains, 14.

AFTES (1993). Texte des réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains, Tunnels et Ouvrages Souterrains, supplément au n° 117.

AFTES (2003). Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Recommandations GT1R1F1, Tunnels et Ouvrages Souterrains n°177.

Al-Maamori H.M.S., El Naggar M.S., Micic S., Lo K.Y. (2016). The influence of lubricant fluids on swelling behaviour of Queenston shale in southern Ontario. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 23, n° 7, pp. 1059–1980.

Al-Maamori H.M.S., El Naggar M.H. (2018). Performance of vertical shafts constructed in swelling shale using Finite Element Method. *Geo Edmonton 2018*, Edmonton, Canada, 7 pages.

Al-Maamori H.M.S., El Naggar M.H., Micic S. (2018). Numerical modeling of time-dependent deformation and induced stresses in concrete pipes constructed in Queenston shale using micro-tunneling technique. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 10, pp. 290–309.

Anagnostou G. (1993). A model for swelling rock in tunnelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Volume 26, pp. 307-331.

Asadi R., Sokhango E. (2018). Heave caused by excavation in soft soil. A case study of the Götatunnel project. Master's thesis in Infrastructure and Environmental Engineering, Department of Architecture and Civil Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden, 56 pages.

ASTM (2014). Standard D4546-14e1. Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.

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

Aversa S, Evangelista A, Leroueil S, Picarelli L (1993). Some aspects of the mechanical behaviour of 'structured' soils and soft rocks. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks*, Athens, volume 1, pp. 359-366.

Baheddi M., Djafarov M.D., Charif A. (2007). Design Method of Flexible Continuous Footings on Swelling Clayey Soils. *Journal of Engineering and Applied Sciences*, vol. 2, pp. 531-539.

Barla M. (1999). Tunnels in swelling ground. Simulation of 3D stress paths by triaxial laboratory testing. Ph. D. Thesis, Politecnico di Torino. 179 pages.

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. 2020. pp1-8.

Beaussier A. (2022). Dimensionnement des fondations étendues sur un sol gonflant par un modèle de plaque sur multicouche. 11èmes journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. 2022. pp1-8

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.

Berthelot P., Durand, Pal O. (2009). Gonflement et chemin de contraintes sur les caractéristiques de sol dans le dimensionnement des ouvrages. *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandria, Egypt, pp. 1429-1432.

Bigot G., Zerhouni M.I. (2000). Retrait, gonflement et tassement des sols fins. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 229, Nov-Déc 2000, pp. 105-114.

Bilgin O., Mansour E. (2013). Anchored sheet pile wall design in expansive soils. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris 2013, pp. 1943-1946.

Bin-Shafique S., Huang J., Ahmed A. Rezaeimalek S. Papagiannakis A.T. (2016). Tieback retaining wall in high plasticity expansive soil. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, September 2016, D4016006-1-10.

Bishop A.W. (1959). The principle of effective stress. *Tek Ukebl*, n° 106, pp. 859-863.

Björk Tocaj C., Toller E. (2017). Pressure caused by restrained heave. a study regarding the time-dependent unloading behavior of soft soils. Master's thesis in Infrastructure and Environmental Engineering & Structural Engineering and Building Technology. Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden, 70 pages.

BSI (1990). Standard BS 1377: Part 4: 1990. Determination of swelling and collapse characteristics of soils.

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.

Boucly-Norotte V. (1991). Évolution des caractéristiques mécaniques et de la perméabilité de matériaux argileux sous l'effet de sollicitations thermiques. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

Burland J.B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3) ; pp. 329-378.

Cahn M., Nguyen NH., 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.

Casagrande A. (1932). The structure of a clay and its importance in foundation engineering. *Contributions to Soil Mechanics*, Boston Society of Civil Engineers, 1925–1940, 72-112.

Chan D., Madabhushi G., Hsu Y.S., O'Brien A.S., Solera S.A. (2019). Experimental study of structural movements and swelling pressures on deep basements caused by long term heave

in over-consolidated clay. Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Geotechnical Engineering foundation of the future, Reykjavik, Island.

Chen F. H. (1975). Foundations on expansive soils, Elsevier Scientific Publishing

Clayton C.R.I., Serratrice J.F. (1993). The mechanical properties and behaviour of hard soils and soft rocks. Rapport général de la session 2. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, Athens, volume 3, pp. 1839-1877.

Cushing A., Hurt J., Carvalho J. (2016). Time-dependent deformations of excavations and tunnels in the Greater Toronto Area. Proceedings of the World Tunneling Congress, San Francisco. Cal.

Dampfhofer E (2022). Considérations autour des modèles de gonflement des sols argileux. 11èmes journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. 2022. pp1-9.

Delage P. (2020). Mécanismes de gonflement dans les sols fins ; application aux sols gonflants de la région parisienne. *Revue Française de Géotechnique*. 2020, 165, 3. pp1-13.

Di Remigio G., Rocchi I., Zania V. (2019). Swelling properties of a Danish Paleogene clay: a multiscale study on structure. *E3S Web of Conferences* 92 IS-Glasgow.

Einstein H.H. (1996). Tunnelling in difficult ground - Swelling behaviour and identification of swelling rocks. *Rock Mechanics Rock Engineering*, vol. 29, n°3, pp. 113–124.

Einstein H.H., Bischoff N. (1975). Design of tunnels in swelling rocks. Proceeding of the 16th U.S. National Symposium on Rock Mechanics, University of Minnesota, Minneapolis, MN, pp. 185-195.

Einstein H.H., Bischoff N. (1976). Dimensionnement des tunnels en roche gonflante. Tunnel et Ouvrages en Souterrains, n°15, pp. 109-119.

Fredlund, D.G. Rahardo H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils, John Wiley and sons

Gasparre A., Coop M.R. (2008). Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay. Canadian Geotechnical Journal, vol. 45, pp. 1324–1334.

Gillott J.E. (1987). Clay in engineering geology, Elsevier Science Publishers

Gourvenec S.M., Bolton M.D., Soga K., Gui M.W., Mair R.J., Edmonds H.E., Chudleigh I.L.J., Butler A.P. (2000). Field investigations of long term ground loading on an old tunnel in London Clay. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kusakabe, pp. 219–224.

Gourvenec S.M., Mair R.J., Bolton M.D., Soga K. (2005). Ground conditions around an old tunnel in London Clay. Geotechnical Engineering, n°158 Issue GEI, pp. 25–34.

Grob, H. (1972). Schwellldruck im Belchentunnel. Proceeding of the International Symposium on Underground Opening (für Untertagebau), Lucerne, pp. 99-119.

Grob H. (1975). Swelling and heave in Swiss tunnels. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, n° 3, pp. 55–61.

Gysel, M. (1987). Design of tunnels in swelling rock. Rock Mechanics and Rock Engineering, Volume 20, pp. 219-242.

Hawlder B.C., Lee Y.N., Lo K.Y. (2003). Three-dimensional stress effects on time-dependent swelling behaviour of shaly rocks. Canadian Geotechnical Journal, vol. 40, pp. 501–511.

Hawlder B.C., Lo K.Y., Moore I.D. (2005). Analysis of tunnels in shaly rock considering three-dimensional stress effects on swelling. Canadian Geotechnical Journal, vol; 42, pp. 1–12.

Higgins K.G., Mair R.J. Potts D.M. (1996). Numerical modelling of the influence of the Westminster Station excavation and tunnelling on the Big Ben clock tower. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 525–530.

Hight D.W., McMillan F., Powell J.J.M., Jardine R.J., Allenou C.P. (2003). Some characteristics of London Clay. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, pp. 851–907.

Huder J., Amberg G. (1970). Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. Schweizerische Bauzeitung, 83, pp. 975-980.,

ISSMFE (1989). Draft standard for evaluation of swelling potential of expansive soils in laboratory. Report of Technical Committee on expansive soils (TC 6). Publié en 1990 dans : Revue Française de Géotechnique, n°56, pp. 18-22.

ISRM (1989). Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 26, n°5, pp. 415-426.

ISRM (1995). Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 31, n° 5, pp. 535-546.

ISRM (1995). Suggested methods for rapid field identification of swelling and slaking rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 31, n° 5, pp. 547-550.

- ISRM (1999).** Suggested methods for laboratory testing of swelling rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 36, n° 5, pp. 291-306.
- Josseume H. (1998).** Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Revue Française de Géotechnique*, n° 84, pp. 3-26.
- Kavvas M.J., Anagnostopoulos A.G., Georgiannou V.N., Bardanis M.E. (2002).** Characterisation and engineering properties of the Corinth marl. *Proceedings of International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, pp. 1435-1459
- Kemisol Isolatie (2005).** Documentation technique VCE les caractéristiques mécaniques du polystyrène expansé
- Kinslev E.M., Hededal O., Rocchi I., Zania V. (2019).** Stress dependency and unloading-induced swelling behaviour of a high plasticity overconsolidated clay of Paleogene origin. *E3S Web of Conferences* 92, IS-Glasgow.
- Kovari K. (1988).** Design / construction methods – tunnelling in swelling rocks, K. Kovari et al., *Rock Mechanics*, 1988, Rotterdam.
- Kovari K. (2007).** Modular yielding support for tunnels in heavily swelling rock, STUVA Conference, November 2007, Köln.
- 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.
- Lambe T.W. (1958).** The structure of compacted clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 84, n° 2, pp. 1-34.
- Lambert S et al. (2022).** Modification in situ de la sensibilité des argiles au gonflement pour des fondations superficielles de bâtiments. 11^{èmes} journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. 2022. pp1-8.
- Laver R.G., Soga K. (2012).** Numerical simulation of long-term twin-tunnel behaviour at St James's park. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, pp. 395–402.
- Laver R.G., Li Z., Soga K. (2016).** Method to evaluate the long-term surface movements by tunneling in London clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 143, n°3.
- Le T.T., Cui Y.J., Munoz J.J., Delage P., Tang A.M., Li X.L. (2011).** Studying the hydric and mechanical coupling in Boom clay using an oedometer equipped with a high capacity tensiometer. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 5(2), 160-170
- Lecomte B., Guilian-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.
- Leroueil S., Vaughan P.R. (1990).** The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*, vol. 40, n°3, pp.467-488.
- Le Roux A. (1971).** Le microscope électronique à balayage - Application à l'étude des marnes. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°54, pp. 6-12.
- Likar J., Likar A., Žarn J., Čebašek T.M. (2015).** Analysis of shallow tunnels construction in swelling grounds. *RMZ Materials and Geoenvironment*, vol. 62, n° 3, pp. 175-191.
- Liu Y., Vanapalli S.K., Ba A.W. (2017).** Load-deformation analysis of a pile in expansive soil upon infiltration. *Proceedings of the 2nd World Congress on Civil, Structural, and Environmental Engineering (CSEE'17) Barcelona, Spain, April 2 - 4, 2017, Paper No. ICGRE 157.*

- Lo K.Y., Hefny A. (1996).** Design of tunnels in rock with long-term time-dependent and nonlinearly stress-dependent deformation. TAC annual conference Proceedings, pp. 179–214.
- Lo K.Y., Lee Y.N. (1990).** Time-dependent deformation behaviour of Queenston shale. Canadian Geotechnical Journal, vol. 27, n° 4, pp. 461–471.
- Lo K.Y., Wai R.S.C., Palmer J.H.L., Quigley R.M. (1978).** Time-dependent deformation of shaly rock in southern Ontario, Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, n° 4, pp. 537–547.
- Lo K.Y., Yuen C.M.K. (1981).** Design of tunnel lining for long term time effects. Canadian Geotechnical Journal, vol. 18, pp. 24–39.
- Locat J., Lefebvre G. (1985).** The compressibility and sensitivity of an artificially sedimented clay soil: the Grande Baleine marine clay. Journal Marine Georesources Geotechnology, vol.6, n°1, pp. 1–27.
- Lombardi G. (1984).** Underground opening in swelling rock, First national conference on “Case histories in geotechnical engineering”, Lahore.
- Magnan JP.** Déformabilité des sols, tassements et consolidation. Technique de l'ingénieur C214.
- Magnan JP. 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.
- Mai F., Zhang L., Magnan JP. (2019).** Ligne 15 lotT2E Arrière gare de Noisy-Champs. Tunnel et Espace souterrain, N°268, pp. 98–121.
- May J. (1974).** Heave on a deep basement in the London Clay. Proceedings of the Conference on Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press. London, pp. 177–182.
- Mesri G., Pakbaz M.C., Cepeda-Diaz A.F. (1994).** Meaning, measurement and field application of swelling pressure of clay shales. Géotechnique, vol. 44, n° 1, pp. 129–145.
- Mesri G., Rokhsar A., Bohor B.F. (1975).** Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay. Géotechnique, vol.25, n°3, pp. 527–554.
- 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., Boutonnier L., Mazaré B., Mahmutovic D. (2016).** Impact du comportement des argiles gonflantes sur les soutènements. Actes, Journées Nationales de Géotechnique et Géologie de l'ingénieur.
- Meyer G., Guichard A. (2020).** Contrôle du soulèvement d'un fond de fouille par une auscultation renforcée. Actes, Journées Nationales de Géotechnique et Géologie de l'ingénieur.
- Mitchell J.K. (1976).** Fundamentals of soil behavior. Wiley, New York, 422 pages.
- Mohajerani M., Delage P., Monfared M., Tang A.M., Sulem J., Gatmiri B. (2011).** Oedometric compression and swelling behaviour of the Callovo-Oxfordia argillite. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 48 n°4, pp. 606–615.
- Nash D.F.T., Lings M.L., Ng C.W.W. (1996).** Observed heave and swelling beneath a deep excavation in Gault clay. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, UK, pp. 191–196.
- Nelson J. D., Chao K. C., Overton D.D. (2015).** Foundations engineering for expansive soils, Wiley

- Ng C.W.W., Simpson B., Lings M.L., Nash D.F.T. (1998).** Numerical analysis of a multipropped excavation in stiff clay. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 35, pp. 115–130.
- Nica F.I., Iftimie T. (2017).** “Cut and Cover” tunnel in swelling soil. *Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions*. Bergen, Norway.
- Okkels N., Hansen P.B. (2016).** Swell pressure and yield stresses in Danish, highly over-consolidated, Palaeogene clays of extreme plasticity. *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting, NGM 2016*, Reykjavik, pp. 367–376.
- Ouedraogo M. (2021).** Conception et mise en place d'un dispositif de suivi in situ du gonflement. *SolscopeMag n°19*, Novembre 2021, pp.1-4.
- 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*.
- Persson J. (2004).** The unloading modulus of soft clay: a field and laboratory study. *Dissertation*, Gothenburg: Department of GeoEngineering, Chalmers University of Technology.
- Pimentel E. (2015).** Existing methods for swelling tests - a critical review. *Energy Procedia*, Vol. 76, pp. 96-105.
- Philipponnat G. (1991).** Retrait-gonflement des argiles. Proposition de méthodologie. *Revue Française de Géotechnique*, n° 57, pp. 5-22.
- Philipponnat B. et al. (2019).** Fondations et ouvrages en terre. *Manuel professionnel de géotechnique du BTP*, Eyrolles.
- 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.
- Rocchi I., Di Remigio G., Grønbech G.L., Varvara Z. (2018).** Compressibility and swelling of an overconsolidated highly plastic Paleogene clay. *Micro to Macro Mathematical Modelling in Soil Mechanics*, Reggio Calabria, Italy.
- Schädlich B., Marcher T., Schweiger H.F. (2012).** Application of a constitutive model for swelling rock to tunnelling. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, vol. 43, n° 4, pp. 4–27.
- Schädlich B., Schweiger H.F. (2013).** Modelling swelling rock behaviour in tunnelling. *Plaxis Bulletin*, Spring issue 2013, pp. 5-9.
- 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. (2007).** Retrait-gonflement des sols argileux et des marnes. *Revue Française de Géotechnique*, n°120-121, pp. 107-120.
- 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.
- Serratrice J.F., Dufour N., Gasc M. (2020).** De l'importance de préserver les bonnes conditions de réalisation des essais de laboratoire. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, JNGG 2020*, Lyon, 8 pages.
- Simonsen T.R., Sorensen K.K. (2017).** Field measurements of pore-water pressure changes in a stiff fissured very high plasticity Palaeogene clay during excavation and pile driving. *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, pp. 2865–2868.
- Sorochan E.A., Kim M.S. (1995).** Effect of swelling soil on a moving retaining wall. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 32, n°5, pp. 163-166.

Sridharan A., Rao A.S., Sivapullaiah P.V. (1986).

Swelling pressure of clays. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 9, n° 1, pp. 24–33.

Steiner, W. (1993). Swelling rock in tunnels: rock characterization, effect of horizontal stress and construction procedures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, vol.30, n°4, pp. 361-380.

Stempfél B., Leray L., Gérardin C. (2021). Le gonflement des marnes argileuses et argiles sur le prolongement de la ligne 11 du métro de Paris ; investigations et vérifications. Congrès AFTES 2021.

Takahashi A., Fung D.W.K, Jardine R.J. (2005). Swelling effects on mechanical behaviour of natural London clay. *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, volume 2, pp. 443-446.

Tang A.A., Cui Y.J., Trinh V.N., SzermanY., Marchadier G. (2009). Analysis of the railway heave induced by soil swelling at a site in southern France. *Engineering Technology*, vol. 106, n°1-2, pp. 68-77.

US Army Corps of engineers. Technical Manual TM 5 – 818- 7, Foundation in expansive soils.

USG&SyntecIngénierie(2023). Recommandations pour l'exécution des essais de mécanique des sols en laboratoire. Guide d'application des normes. Travaux en cours.

Von Wolffersdorff P.A., Fritzsche S. (2003). Laboratory swell tests on overconsolidated clay and diagenetic solidified clay rocks. *Proceedings of the International Symposium GTMM*, Karlsruhe, pp. 407-412.

Wan M.S.P., Standing J.R., Potts D.M., Burland J.B. (2019). Pore water pressure and total horizontal stress response to EPBM tunnelling

in London Clay. *Géotechnique*, vol. 69, n° 5, pp. 434–457.

Wei D., Liu Y., Zhang D., Ko M.W.L., Kim J.R. (2016). Numerical analysis for retaining walls subjected to swelling pressure. *Proceedings of 2016 International Conference on Architecture, Structure and Civil Engineering (ICASCE'16)*, London (UK) March, pp. 26-27.

Windal T., Shahrou 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.

Wojtasik A.T. et al. (2001). Case study of a deep raft foundation in expansive clay, 5th International Conference on Deep Foundation Practice, 2001, Singapore

Wongsaroj J., Soga K., Mair R.J. (2007). Modelling of long-term ground response to tunnelling under St James' Park London. *Géotechnique*, vol. 57, n° 1, pp. 75–90.

Wongsaroj J., Soga K., Mair R.J. (2013). Tunnelling-induced consolidation settlements in London Clay. *Géotechnique*, vol. 63, n° 13, pp. 1103–1115.

Xemard P. et al. (2019). Extension de la L14 au sud de Paris – gonflement sous radier et parois moulées sous gabarit réduit, revue Travaux N°956, Décembre.

Xiao H.B., Zhang C.S., Wang Y.H., Fan Z.H. (2011). Pile-soil interaction in expansive soil foundation: Analytical solution and numerical simulation. *International Journal of Geomechanics*, vol. 11, n°3, pp. 159-166.

Yeow H.C., Nicholson D., Man C.L., Ringer A., Glass P., Black M. (2014). Application of observational method at Crossrail Tottenham Court Road station, UK. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering vol. 167, Issue GE2, pp. 182–193.

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.



Publication Août 2024

Responsable de publication :

CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique)

Tél. : +33 (0)1 41 96 90 80 / **Fax** : +33 (0)1 41 96 91 05

Courriel : cfms.secretariat@geotechnique.org

Site internet : www.cfms-sols.org

Correspondance :

INSAVALOR/CFMS

66 boulevard Niels Bohr - CS52132

69603 VILLEURBANNE Cedex

Siège social :

Ecole des Ponts ParisTech

6 - 8 avenue Blaise Pascal

Cité Descartes

Champs sur Marne

77455 Marne-La-Vallée Cedex 2

Copyright :

© CFMS, Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique. En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Editeur ou du Centre français d'exploitation du droit de copie, 20 rue des Grands Augustins, 75006 Paris.

Le Comité français de mécanique des sols et de géotechnique, ses membres, ses administrateurs ou ses représentants déclinent toute responsabilité découlant d'omissions ou d'erreurs dans les documents qu'il émet et ne peuvent être tenus responsables de quelconque dommage lié à l'utilisation des informations contenues dans ces documents, en ce compris les informations fournies par des tiers, ou à l'impossibilité d'accès au site web ou à son contenu et ses documents, sauf en cas de faute grave ou délibérée de leur part.

La responsabilité du CFMS ne saurait davantage être engagée vis-à-vis des tiers, notamment dans le cas où les œuvres agréées par le Conseil après avis de la Commission Scientifique et Technique, donneraient lieu à des poursuites judiciaires sur le fondement de la loi du 11 Mars 1957 et de tous les autres textes protégeant les œuvres de l'esprit.

Conception graphique / mise en page :

Valérie SCOTTO DI CESARE - Studio Graphique VSDCom

VERSION FR - Ed. Août

2024

