

La Fondation Louis-Vuitton pour la création : modélisations géotechniques croisées 2D et 3D, et confrontation avec les auscultations

**A. BEAUSSIER
A. GUILLOUX**

Terrasol
Immeuble Central Seine
42-52, quai de la Rapée
CS 71230
75583 Paris Cedex 12
a.beaussier@terrasol.com
a.guilloux@terrasol.com

J. VERSCHUERE

VINCI Construction
Grands Projets
6, cours Ferdinand-
de-Lesseps
92851 Rueil-Malmaison
jonas.verschuere@
vinci-construction.com

Résumé

La « Fondation Louis-Vuitton pour la création » est un bâtiment exceptionnel construit près du Jardin d'acclimatation (Paris) : c'est un ouvrage fondé sur un radier à l'intérieur d'une excavation réalisée en paroi moulée. La géométrie de l'ouvrage est complexe, avec des descentes de charges fortement tridimensionnelles et une structure très sensible aux mouvements ; en outre, il fonctionne « en déchargement » (poids des terrains excavés supérieur aux charges apportées) dans un contexte géologique présentant des couches argileuses au comportement différé. En phase de conception du projet, le bureau d'études de la maîtrise d'œuvre a étudié l'interaction entre le sol et le radier par le biais d'un modèle d'éléments finis 3D, dont la lourdeur a nécessité le recours à des lois de comportement simples, avec un choix approprié de paramètres de calcul et des analyses complémentaires concernant la consolidation. Lors des études d'exécution, l'entreprise a réalisé plusieurs modélisations 2D, donc plus simples et permettant d'utiliser des lois plus évoluées pour décrire le comportement des sols, prenant en compte l'écroûissage et les phénomènes de consolidation. L'objet de cet article est de présenter les deux approches de modélisation, de montrer comment ces deux modèles ont chacun permis d'appréhender les déplacements du radier au cours du temps, de comparer leurs résultats et de les confronter avec les auscultations réalisées sur l'ouvrage en cours de construction.

Mots-clés : interaction sol-structure, radier, comportement différé, modélisation par éléments finis, instrumentation.

« Fondation Louis-Vuitton pour la création » building: 2D and 3D FEM geotechnical models – comparison between calculated and observed displacements

Abstract

The « Fondation Louis-Vuitton pour la création » is an exceptional building built close to the « Jardin d'acclimatation » in Paris: it is a raft-founded building inside an excavation with diaphragm walls. It has a complex 3D geometry and loading, and is very sensitive to deformations; in addition it works in a « unloading state » (weight of the excavated ground higher than the applied loads) and in a geological context including clay layers with long-term behaviour. For the project phase studies, the Designer studied the soil/structure interaction

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} octobre 2012.

via a 3D FEM model, whose complexity allowed only the use of simple constitutive laws, with of course adequate choice of the soil parameters and additional consolidation analysis. For the execution phase studies, the Contractor performed several 2D FEM calculations, « lighter » and therefore allowing the use advanced constitutive laws, taking in account strain-hardening and consolidation. This paper aims to present both studies, to show how both models have allowed the calculation of the time and construction-phasing dependent displacements of the raft, and to compare the results of both models with the settlement monitoring of the building during construction.

Key words: soil-structure interaction, raft, long-term behaviour, FEM model, settlement monitoring.

1

La Fondation Louis-Vuitton pour la création

1.1

Un ouvrage architectural exceptionnel

Au cœur du Jardin d'acclimatation, à Paris, la Fondation Louis-Vuitton pour la création sera un lieu d'exception pour l'art et la culture.

Partant sur « l'audace et l'émotion », la réalisation de ce bâtiment à figure emblématique du XXI^e siècle a été confiée à l'architecte Frank Gehry, auteur de nombreuses réalisations exceptionnelles dont le fameux musée Guggenheim de Bilbao ou le DZ Bank Building à Berlin. L'architecte « a eu à cœur de concevoir, à Paris, un vaisseau magnifique qui symbolise la vocation culturelle de la France ».

Ouvrage prestigieux à l'architecture complexe, la Fondation Louis-Vuitton pour la création représente un formidable défi technique du sommet des verrières de la structure jusqu'aux fondations. Une maquette de la Fondation Louis-Vuitton est présentée en figure 1.

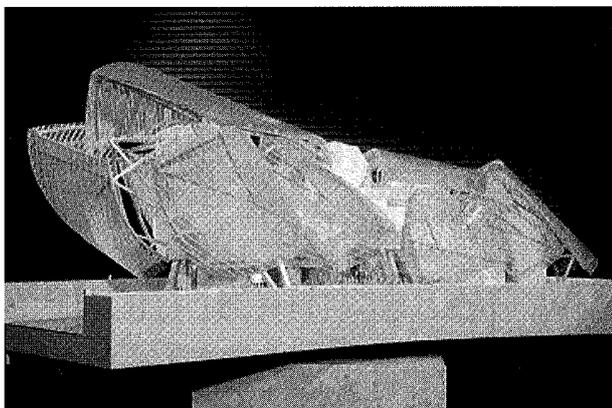


FIG. 1 Maquette de la « Fondation Louis-Vuitton pour la création ». Model of the « Fondation Louis-Vuitton pour la création » building.

Tout au long des phases d'étude de faisabilité, d'avant-projet, de projet, les bureaux techniques de la maîtrise d'œuvre, en particulier Setec Bâtiment et Terrasol, ont dû intégrer dans la conception de l'ouvrage de fortes contraintes géotechniques. La prise en compte de ces problématiques a été poursuivie durant les études d'exécution menées notamment par Vinci Grands Projets.

1.2

Un contexte géotechnique particulier

1.2.1

Un contexte géologique typiquement parisien

D'un point de vue géologique, l'ouvrage s'inscrit dans le contexte bien connu des formations paléogènes du Bassin de Paris. Les campagnes géotechniques réalisées sur le site ont montré que la géologie de la zone du Jardin d'acclimatation comporte les formations suivantes, sous une épaisseur variable (1 à 3 m) de remblais (cf. coupe stratigraphique de la figure 2) :

- les alluvions anciennes de la Seine, sablo-graveleuses, compactes, sur une dizaine de mètres ;
- les calcaires grossiers du Lutétien, sur une épaisseur de 3 à 4 m. Ces calcaires sont ici altérés, et se présentent sous forme de marno-calcaires sableux glauconieux ;
- les sables grossiers glauconieux (niveau d'Hérouval), sables grossiers argileux lâches, sur 1 à 2 m ;
- les sables du Cuisien, que l'on peut différencier en deux couches :
 - sables de Cuise, sables fins homogènes, denses, sur 2 à 3 m. Cette couche forme l'assise de fondation du radier de l'ouvrage,
 - sables supérieurs, sables plus grossiers et plus hétérogènes que les sables de Cuise, mais de densité comparable, sur 4 m ;
- les argiles du Sparnacien, qui peuvent être différenciées en deux couches argileuses séparées par un lit sableux plus fin :
 - fausses glaises sur 7 à 8 m, argiles gris-noir, hétérogènes. Cette couche sert de « bouchon étanche » pour la fouille, la fiche hydraulique de la paroi moulée y est ancrée,
 - sables d'Auteuil, sur 3 m,
 - argiles plastiques, argiles gris rouge, plus homogènes que les fausses glaises, sur 18 m ;
- les marnes du Montien, substratum indéformable à l'échelle du projet.

La figure 2 montre une coupe schématique du soutènement situé au bord de la fouille, représentant la stratigraphie, la paroi moulée et le niveau de fondation du radier.

Trois niveaux de nappe ont été définis pour ce projet :

- étiage : 25,58 NVP ;

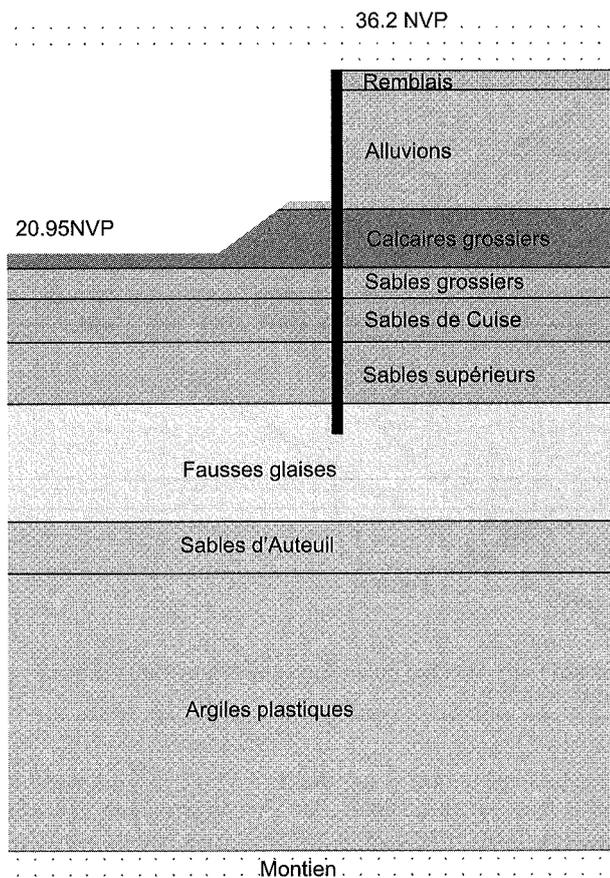


FIG. 2 Coupe du soutènement de la fouille et stratigraphie.
Stratigraphy and diaphragm wall section.

- hautes eaux (niveau pour la phase chantier), correspondant à la crue décennale : 27,05 NVP ;
- hautes eaux extrêmes, correspondant à la crue centennale : 29,00 NVP.

1.2.2

Un principe de fondation dicté par des contraintes fonctionnelles

La réalisation de niveaux de sous-sols relativement profonds (supérieurs à 12 m), destinés au stockage des œuvres, s'est rapidement imposée dans la conception de l'ouvrage. Certains niveaux se retrouvant sous la nappe, la réalisation d'une enceinte périphérique étanche était indispensable.

Les zones de stockage nécessitant une étanchéité absolue, le choix d'un ouvrage fondé sur un radier épais, limitant les déformations relatives dues aux fortes différences de charges ponctuelles entre points d'appuis rapprochés et permettant un cuvelage par l'extérieur de ce radier, s'imposait.

L'objet de la première partie des études géotechniques de conception fut donc de déterminer le couple profondeur/épaisseur de radier optimal respectant les contraintes fonctionnelles (cote supérieure du radier inférieure à 24 NVP). Le système de fondation devait permettre : de limiter les tassements différentiels à des valeurs admissibles par les structures, de minimiser les terrassements et les quantités de matériaux à mettre en œuvre, et de minimiser les débits d'exhaure en fond de fouille...

Ainsi, les études s'arrêtèrent sur la réalisation d'un radier de 2,6 m d'épaisseur ancré dans les sables de Cuise (sous face à la cote 20,95 NVP) permettant, d'une part, le respect des contraintes fonctionnelles et, d'autre part, une optimisation géotechnique. L'ouvrage est ainsi fondé :

- sous les calcaires grossiers glauconieux et sables grossiers glauconieux présentant des caractéristiques hétérogènes et relativement médiocres ;
- sur des sables compacts, relativement loin (7 m) au-dessus des formations à dominante argileuse du Sparnacien recelant des horizons argileux médiocres : fausses glaises et argiles plastiques. La présence d'une telle épaisseur de sables compacts permet une diffusion des contraintes dans le sol.

1.2.3

Des problématiques géotechniques particulières

Les terrains formant le sous-sol de la fondation sont constitués d'argiles du Sparnacien. Au sein de cette formation, les fausses glaises et argiles plastiques présentent un comportement différé, délicat à prendre en compte dans un modèle.

Par ailleurs, du fait de la profondeur du radier, du rabattement de la nappe à l'intérieur de l'enceinte, et du poids relativement faible de l'ouvrage (contrainte moyenne sous le radier de l'ordre 200 kPa en exploitation), la construction de l'ouvrage est globalement à l'origine d'un déchargement des terrains.

A ces contraintes de site s'ajoutent les contraintes structurelles propres à l'ouvrage :

- aspect fortement tridimensionnel de l'ouvrage et des descentes de charges ;
- sensibilité des structures.

Les études de l'interaction entre sol et structure menées depuis le stade du projet et poursuivies en exécution ont donc constamment dû intégrer ces particularités liées tant au site qu'au caractère exceptionnel de l'ouvrage.

L'objet de cet article est de montrer comment les deux approches totalement différentes menées en phases de projet et d'exécution ont permis de modéliser le comportement de l'ouvrage, et de comparer les résultats de ces modélisations aux instrumentations ayant été mises en place.

2

Présentation des modèles de calcul

2.1

Modélisation en phase de projet

2.1.1

Choix d'une modélisation par éléments finis 3D

La complexité structurelle de l'ouvrage est à l'origine d'une forte hétérogénéité des descentes de charges sur le radier. Celles-ci sont en effet transmises au radier par le biais de poteaux et voiles descendant des charges variables d'un porteur à l'autre. Une vue en plan du radier est présentée en figure 3.

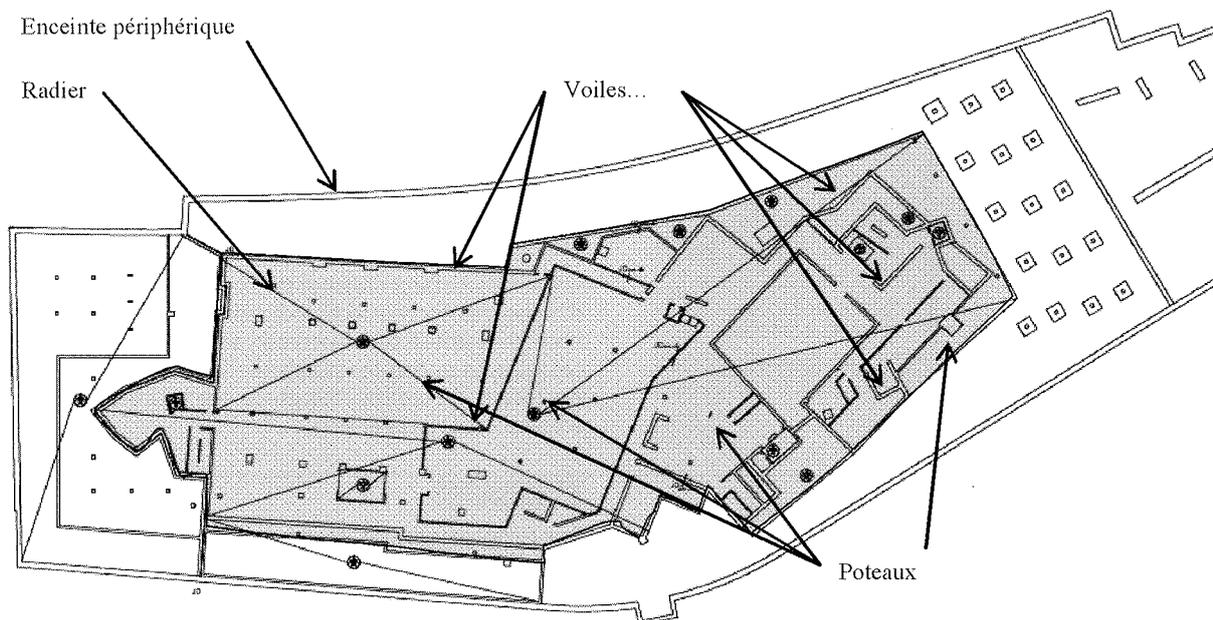


FIG. 3 Vue en plan de la Fondation : localisation des porteurs de charge en face supérieure du radier.
Plan view of the building raft with walls and columns location.

Les voiles présentent des orientations, hauteurs, longueurs, variables, à l'origine d'une hétérogénéité et d'une anisotropie d'inertie de l'ouvrage (radier + structure).

Ces hétérogénéités pouvant avoir une forte influence sur les déplacements et efforts au sein du radier et des structures, il a été retenu en phase de projet la réalisation d'un modèle d'éléments finis tridimensionnel permettant de tenir compte explicitement de l'aspect fortement tridimensionnel de l'ouvrage à construire.

Les études ont été menées à l'aide du logiciel Cesar-LCPC en modélisant le sol, le radier et les voiles par des éléments volumiques (Fig. 4).

2.1.2

Définition des lois de comportement

En raison de la complexité géométrique du modèle d'éléments finis (environ 70 000 nœuds) et de la durée prévisible des calculs, le recours à des lois avancées

pour décrire le comportement des sols, notamment les comportements différés, les évolutions des modules avec les contraintes, les réponses différentes pour des sols sollicités en chargement, en déchargement ou en rechargement, n'a pas été envisagé.

Les modélisations numériques ont donc été réalisées en considérant pour l'ensemble des sols une loi élastique-parfaitement plastique combinant une élasticité linéaire isotrope avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

Les paragraphes suivants expliquent comment, lors des études de projet, il a été possible, sur la base de deux calculs tridimensionnels (EF3D) réalisés en considérant des caractéristiques drainées et non drainées, de tenir compte du phasage de construction et du comportement différé des argiles du Sparnacien (fausses glaises et argiles plastiques) dans l'étude du radier.

La détermination des paramètres en conditions drainées et non drainées est brièvement exposée avant de décrire la prise en compte du comportement différé dans les études.

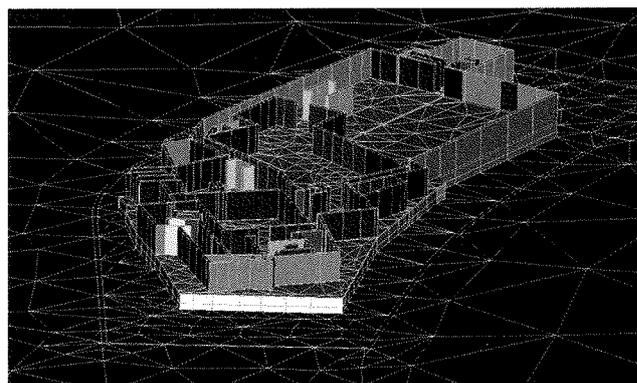
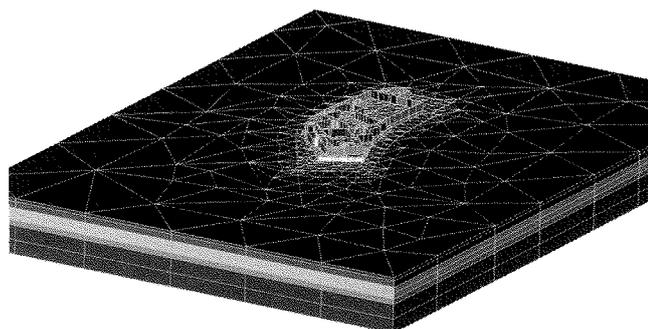


FIG. 4 Vue d'ensemble et vue centrée sur le radier du modèle EF3D (Cesar LCPC) utilisé pour les études de phase Projet.
General view and close up of the 3D model (Cesar LCPC software) used for Project Phase studies.

2.1.2.1

Définition des paramètres en conditions drainées

2.1.2.1.1

Paramètres de cisaillement

Les paramètres de cisaillement retenus pour les différents horizons situés sous le radier ont été déterminés de manière classique en analysant globalement l'ensemble des essais triaxiaux réalisés au sein d'un faciès. L'état de contraintes effectives lié à chaque éprouvette au moment de sa rupture est reporté dans le plan (s' , t). La figure 5 présente les résultats de ces essais dans la couche de sables supérieurs et la caractérisation de la droite de Mohr-Coulomb pour une approche à long terme.

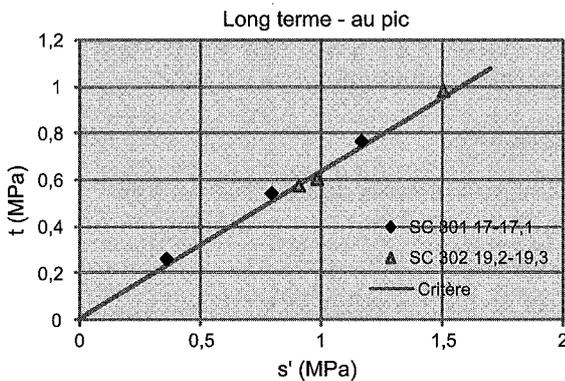


FIG. 5 Sables supérieurs : détermination des paramètres de cisaillement drainés. Upper sands layer : determination of drained shear parameters.

2.1.2.1.2

Modules drainés dans les couches sableuses

Les modules d'Young drainés (E') pour les couches sableuses ont été déterminés à partir des courbes contraintes/déformations déduites des essais triaxiaux consolidés drainés. Les essais montrent une réduction sensible du module d'Young lorsque le niveau de déformations augmente (Fig. 6). En effet, ce module vaut :

– environ 250 MPa pour des déformations de l'ordre de 0,25 % ;

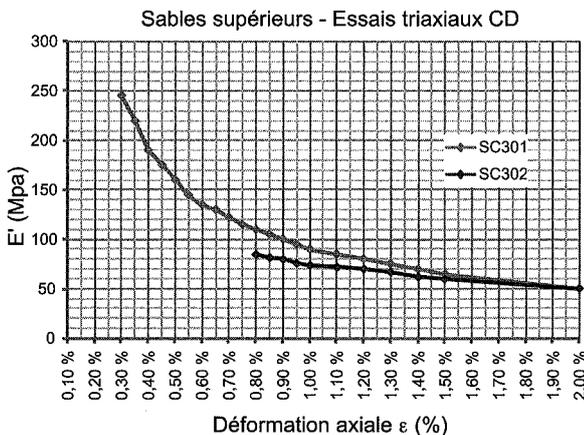


FIG. 6 Sables supérieurs : essais triaxiaux consolidés drainés. Détermination du module drainé (E'). Upper sands layer : consolidated drained triaxial tests. Determination of the drained modulus (E').

– environ 80-90 MPa pour des déformations de l'ordre de 1 % ;

– environ 40 MPa pour des déformations de 2 %.

Pour les modélisations, les modules d'Young retenus dans les différents sables ont été déterminés suivant un processus itératif :

– calcul par éléments finis sur la base d'une première valeur de module pour les différents horizons sableux ;

– vérification de la compatibilité des modules retenus avec les niveaux de déformations calculés avec le modèle ;

– redéfinition éventuelle des modules jugés incompatibles.

Dans le cas de la modélisation du radier, les modules initialement choisis étaient de 150 MPa pour les sables de Cuise et sables supérieurs, correspondant à des déformations de l'ordre de 0,5 %. Le modèle ayant mis en évidence des déformations moyennes de l'ordre de 0,15-0,2 %, il aurait été possible de revoir à la hausse ces modules jusqu'à des valeurs de l'ordre de 250 MPa et d'effectuer une nouvelle modélisation permettant de justifier la valeur retenue. Toutefois, en raison du faible poids des tassements des couches sableuses sur le tassement total du radier, les couches sableuses étant à l'origine d'environ 15 % du tassement, la valeur de 150 MPa a été conservée bien qu'elle semble pessimiste.

2.1.2.1.3

Modules drainés dans les couches argileuses

Pour les sols argileux, le module de déformation dépend fortement du niveau de contraintes et de l'histoire du sol. Ainsi les modules drainés (E') retenus dans les couches argileuses (fausses glaises et argiles plastiques) ont été déterminés à l'aide des essais oedométriques réalisés sur les échantillons intacts prélevés en sondage carotté.

L'ouvrage étant en déchargement, les modules pour les différentes couches d'argile ont été déterminés comme des modules sécants entre les niveaux de contraintes verticales initiaux et finaux au sein des couches argileuses en se déplaçant sur les droites de gonflement (pente C_s) (Fig. 7).

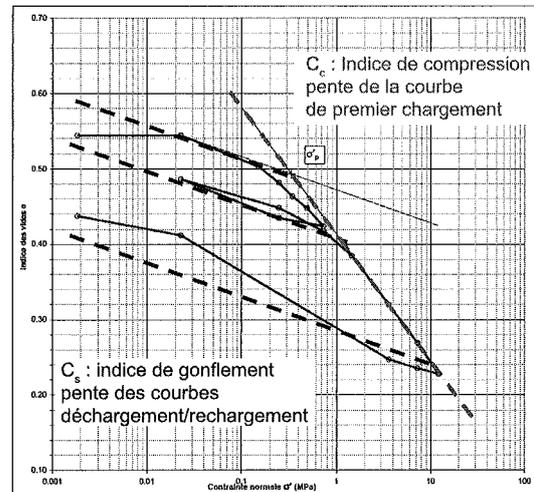


FIG. 7 Fausses glaises, essais oedométriques. Définition des paramètres de compressibilité. « Fausses glaises » clay layer, oedometer test. Definition of compressibility coefficients.

2.1.2.2

Définition des paramètres en conditions non drainées

Un ensemble de paramètres non drainés a été défini pour les couches argileuses, permettant de simuler leur comportement à court terme.

2.1.2.2.1

Paramètres de résistance au cisaillement

De manière analogue aux paramètres de cisaillement en conditions drainées, les paramètres de cisaillement non drainés retenus pour les fausses glaises et argiles plastiques ont été déterminés en analysant de manière globale l'ensemble des essais triaxiaux réalisés au sein de chacun de ces faciès (report des états de contraintes totales pour chaque éprouvette au moment de sa rupture dans un plan (s, t)). La figure 8 présente ces résultats dans la couche d'argiles plastiques.

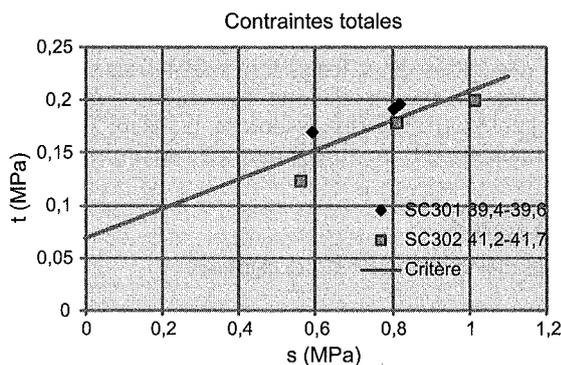


FIG. 8 Argiles plastiques. Détermination des paramètres de cisaillement non drainés. Plastic clays. Determination of undrained shear parameters.

2.1.2.2.2

Modules non drainés

Comme les essais pressiométriques sollicitent rapidement le sol, ceux-ci peuvent être utilisés pour la détermination du module non drainé E_u d'un matériau argileux, au moyen de la formule suivante :

$$E_u = k \cdot E_M$$

avec k dépendant de la dimension de la fondation (Combarieu, 2006).

TABLEAU I Paramètre de sol, étude de phase Projet. Soil parameters, Project phase studies.

Horizon	cote base (NVP)	γ (kN/m ³)	E_m (MPa)	P_1 (MPa)	α (-)	E' (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)	E_u (MPa)	c_{cu} (kPa)	ϕ_{cu} (°)	ψ_{cu} (°)	C_v (m ² /s)
TN	36,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Remblais	35	21	2	0,2	1/2	ND	0	28	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Alluvions anciennes	27,4	21	30	2,5	1/3	ND	2	36	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Calcaire Grossier / Calcaire Grossier glauconieux	23,7	21	30	2,5	1/2	ND	15	40	ND	ND	XX	XX	XX	XX
Sables Grossiers glauconieux	21,7	21	15	1	1/2	ND	2	35	ND	ND	XX	XX	XX	XX
Sables de Cuise	19	19,3	25	2,6	1/3	150	10	35	5	150	XX	XX	XX	XX
Sables Supérieurs	15	19,3	40	3,5	1/3	150	10	39	5	150	XX	XX	XX	XX
Fausses Glaises	7,3	19,9	15	2,2	1/2	50	40	23	0	150	70	20	0	$4 \cdot 10^{-3}$
Sables d Auteuil	4,25	20	28	3,8	1/3	85	50	20	0	85	80	13	0	XX
Argiles Plastiques	-13,5	19,5	15	1,8	1/2	50	40	9	0	150	70	7	0	$6,5 \cdot 10^{-3}$
Montien, Craie														

SUBSTRATUM INDEFORMABLE, COUCHE DRAINANTE

Les sols sous le radier étant globalement en déchargement, les modules non drainés ont été déterminés à l'aide du module pressiométrique de second chargement (E_{M2}) des sols selon la formule :

$$E_u = k \cdot E_{M2}$$

avec k égal à environ 7 pour un radier de 150 m × 40 m.

2.1.2.3

Paramètres de projet

Le tableau I regroupe l'ensemble des paramètres de sol considérés pour l'étude de la fondation :

- les cellules grisées correspondent aux sols situés sous le radier ;
- l'annotation ND signifie Non Déterminé : paramètre non nécessaire aux études de projet ;
- l'annotation XX signifie : paramètre non adapté au comportement mécanique de l'horizon.

2.1.2.4

Prise en compte du comportement différé des argiles

2.1.2.4.1

Influence des horizons argileux sur le comportement du radier

Les modélisations effectuées en contraintes effectives ou totales, à l'aide des paramètres définis précédemment, ont permis de mettre en évidence une nette prépondérance de la contribution des horizons argileux, à savoir les fausses glaises et les argiles plastiques dans les tassements sous le radier et à proximité de celui-ci. En effet, ces horizons sont respectivement à l'origine d'environ 25 et 60 % des tassements quel que soit l'avancement de la construction. La rhéologie des matériaux argileux étant largement fonction du temps, une évolution significative des déformations dans le temps est à prévoir, imposant ainsi une étude particulière.

2.1.2.4.2

Limites des modèles à long terme et à court terme

La modélisation à long terme est effectuée en contraintes effectives, en considérant les paramètres mécaniques drainés des sols (E' , v' , c' , ϕ' , ψ'), représentatifs du comportement à long terme, après dissipation des surpressions interstitielles.

Pour chaque phase, les déformations calculées sont celles que l'on obtiendrait si, au sein des couches argileuses, les surpressions interstitielles induites par la modification de l'état de contraintes sous l'effet d'un chargement avaient le temps de se dissiper entièrement avant l'application du chargement suivant ; ce qui ne correspond pas à la réalité au vu des épaisseurs et caractéristiques de consolidation des fausses glaises et argiles plastiques.

A contrario, le modèle à court terme, en contraintes totales, utilisant les caractéristiques non drainées des sols ($E_u, \nu_u, c_u, \phi_u, \psi_u$), considère qu'entre deux phases de chargement, les surpressions interstitielles, induites par les chargements, n'ont pas eu le temps de se dissiper. Ce modèle fournit des déformations instantanées sous l'effet d'un chargement.

Dans la réalité, les surpressions interstitielles induites par un chargement vont avoir tendance à se dissiper de manière partielle avant l'application du chargement suivant qui occasionnera une évolution de la surpression.

Ainsi, aucun de ces modèles n'est représentatif du comportement réel des matériaux argileux : fausses glaises et argiles plastiques. Ce constat a conduit à la réalisation de calculs complémentaires « à la main » pour tenir compte de cette consolidation partielle des matériaux.

2.1.2.4.3

Principe adopté pour l'étude de l'évolution des déformations

En ne s'intéressant qu'aux déformations verticales des couches, celles-ci étant responsables des tassements en surface, nous avons considéré que la variation ΔH de l'épaisseur H d'une couche argileuse sous l'effet d'un chargement $\delta\sigma$ par rapport à un état d'équilibre (exempt de surpressions interstitielles) était régie par la loi suivante, en fonction du temps t :

$$\Delta H(t, \delta\sigma) = \Delta H_0(\delta\sigma) + U(t, \delta\sigma) \cdot [\Delta H_\infty(\delta\sigma) - \Delta H_0(\delta\sigma)]$$

où :

ΔH_0 est le tassement instantané de la couche sous l'effet du chargement ;

ΔH_∞ est le tassement final de la couche sous l'effet du chargement ;

U est le degré de consolidation moyen de la couche argileuse.

Les tassements instantanés ΔH_0 et finaux ΔH_∞ sont issus respectivement des résultats des modèles EF3D à court terme et à long terme.

2.1.2.4.4

Évolution des degrés de consolidation

L'analyse est basée sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. Dans ce cadre, on ne s'intéresse qu'aux contraintes verticales.

Évolution des contraintes au cours de la construction de la fondation

La convention de signe de la mécanique des sols a été utilisée : les contraintes positives représentent un état de compression.

La figure 9 schématise l'évolution des variations de contraintes $\delta\sigma(t)$ par rapport à l'état σ_i avant le début des travaux, au centre du radier au sein d'un niveau argileux, au cours de la construction de la fondation.

La courbe gris foncé représente l'évolution de la contrainte totale $\delta\sigma$, tandis que la courbe gris clair représente l'évolution de la contrainte effective $\delta\sigma'$.

Conformément à la théorie de la consolidation, toute modification de l'état de contrainte, traduite par une évolution de la courbe gris foncé, est :

- d'abord reprise par la phase aqueuse du sol, provoquant une modification de la pression interstitielle : création de sous ou surpression (u^*) ;
- avant de se reporter asymptotiquement sur la phase solide du sol, par dissipation des surpressions interstitielles : la surpression interstitielle (u^*) tend donc vers zéro, tandis que $\delta\sigma'$ tend vers $\delta\sigma$.

En considérant qu'à l'état initial, avant terrassement de la fouille, les argiles sont consolidées (pas de surpression interstitielle), l'espace entre les deux courbes représente à tout instant la surpression $u^*(t)$ dans la couche argileuse et le rapport $\delta\sigma'/\delta\sigma$ représente le degré de consolidation U .

Les courbes en pointillé sur le graphe présentent, pour chaque phase intermédiaire de construc-

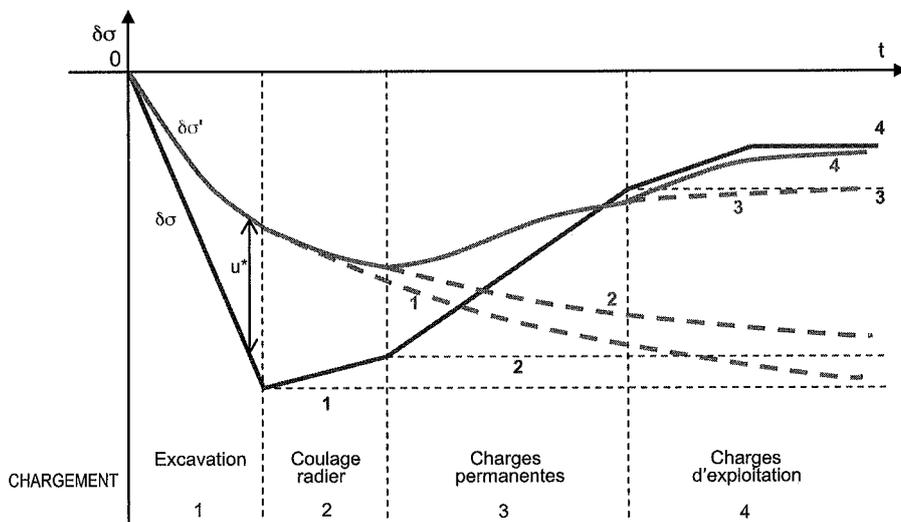


FIG. 9 Argiles du Sparnacien. Évolution de principe des contraintes totales et effectives au cours de la construction de la Fondation. Sparnacien clays. Sketch of the variation of the total and effective stress during the construction of the building.

tion considérée dans les modélisations numériques (1. Excavation, 2. Coulage du radier, 3. Construction des structures), l'évolution des contraintes totales ($\delta\sigma$) et effectives ($\delta\sigma'$), si la phase considérée était la dernière phase de travaux (et en particulier l'évolution asymptotique de ($\delta\sigma'$) vers ($\delta\sigma$)).

Principe de la méthode de calcul du degré de consolidation

L'évolution de la contrainte effective en fonction du temps est calculée en appliquant la théorie de la consolidation unidimensionnelle en considérant que les chargements en surfaces sont appliqués de manière instantanée pour chaque phase, et restent constants durant toute la durée de la phase (Fig. 10).

Au début de chaque phase n, à la mise en place du chargement (instant t_n), l'incrément de contraintes $\delta\sigma_n$ est repris par la pression interstitielle u. La surpression interstitielle devient $u_n^*(t_n) = u_{n-1}^*(t_n) + \delta\sigma_n$, où $u_{n-1}^*(t_n)$ représente la surpression interstitielle à l'instant t_n juste avant la mise en place de la charge $\delta\sigma_n$.

Tout au long de la phase n, et avant la mise en place de la charge de la phase n + 1, la valeur de la surpression interstitielle $u_n^*(t)$ diminue (en valeur absolue). L'évolution de u^* est compensée par une évolution égale et opposée de la contrainte effective $\delta\sigma'_n$. L'évolution de la surpression interstitielle au cours d'une phase est décrite par la relation suivante issue de la théorie de la consolidation : $u_n^*(t) = u_n^*(t_n) \times (1 - U_n(t-t_n))$, où le degré de consolidation U_n de la phase est relié au temps par les relations classiques dépendant des paramètres de drainage de la couche argileuse (hauteur de drainage H_{dr} et coefficient de consolidation verticale C_v).

Pour une couche argileuse, il est ainsi possible de déterminer, de proche en proche, à la fin de chaque phase n :

- le niveau de surpression interstitielle $u_n^*(t_{n+1})$;
- l'incrément de contraintes effectives par rapport à l'état initial $\delta\sigma'_n(t_{n+1})$.

Pour chaque phase n, l'incrément de contrainte totale par rapport à l'état initial $\delta\sigma_n$ étant connu, il est possible de déduire le degré de consolidation $U_n(t_{n+1})$ en fin de chaque phase : $U_n(t_{n+1}) = \delta\sigma'_n(t_{n+1})/\delta\sigma_n$ et donc le tassement en utilisant la formule.

$$\Delta H(t, \delta\sigma) = \Delta H_0(\delta\sigma) + U(t, \delta\sigma) \cdot [\Delta H_\infty(\delta\sigma) - \Delta H_0(\delta\sigma)]$$

2.1.2.4.5

Application de la démarche au projet

La démarche précédente a été appliquée aux fausses glaises et argiles plastiques suivant une coupe longitudinale (coupe C) et une coupe transversale (coupe A), traversant intégralement le radier de la fondation (Fig. 11).

Les modélisations ont été effectuées sur la base du planning prévisionnel du tableau II. La durée de la phase d'excavation correspond au temps entre la fin des terrassements et le début des travaux de construction du radier. En effet, il n'y a pas eu continuité de l'activité sur le site.

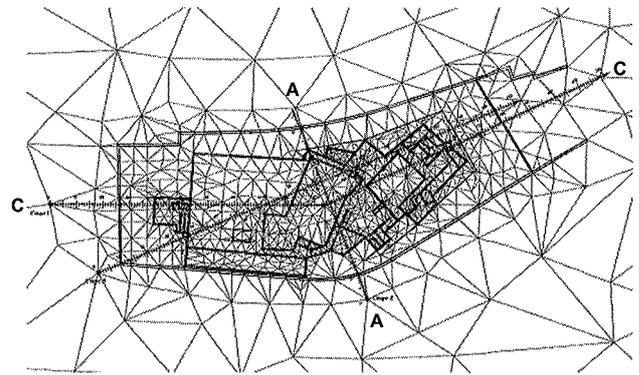


FIG. 11 Localisation des coupes étudiées. Location of the studied sections.

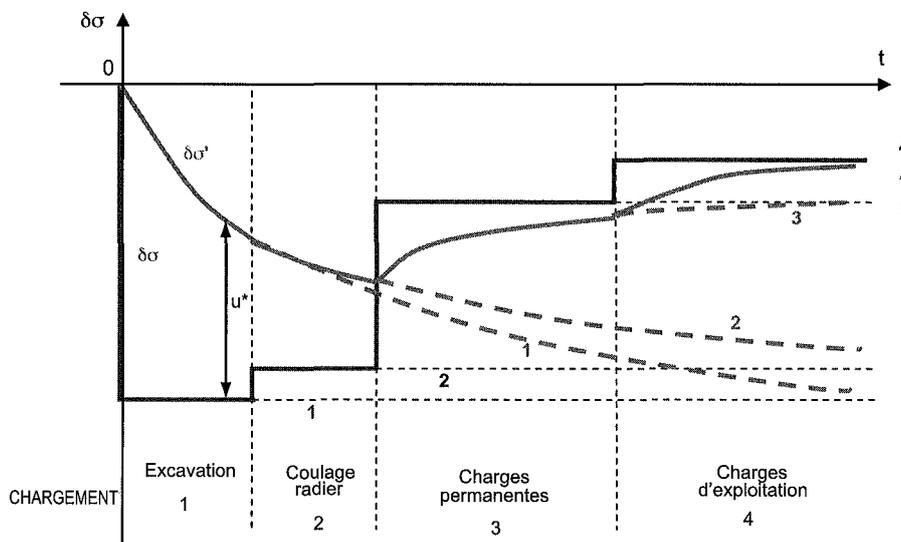


FIG. 10 Argiles du Sparnacien : hypothèse de chargements instantanés. Évolution de principe des contraintes totales et effectives au cours de la construction de la Fondation.

Sparnacien clays : instant loading hypothesis. Sketch of the variation of the total and effective stress during the construction of the building.

Phase	Durée depuis la fin de l'étape précédente	Temps total cumulé depuis le début l'excavation (mois)
Excavation	8 mois*	0
Coulage du radier	3 mois	3
Charges permanentes	2 ans	27
Charges d'exploitation	2 mois	29
Arrêt des pompages – remontée de la nappe à la cote 24,5 NVP)	1 mois	30
Évolution à long terme (pas de modification de chargement)	100 ans	1 229

La figure 12 présente tout au long de la coupe A, l'évolution des déformations au cours du temps. Les déformations sont calculées en prenant pour référence le début des travaux de construction du radier.

La construction du radier sur une durée estimée à trois mois est à l'origine d'un tassement régulier variant entre 10 mm sur les bords et 14 mm au centre du radier (courbe 2).

Durant la construction de l'ouvrage, pendant une période de deux ans, les déformations vont augmenter progressivement pour atteindre des valeurs comprises entre 28 et 35 mm, avec l'apparition d'un basculement de l'ouvrage vers le sud, du fait de la concentration de charges au niveau de l'escalier sud-est (courbe 3).

La mise en service (application des charges d'exploitation et aménagement intérieur de l'ouvrage...) est à l'origine d'un accroissement des tassements, déjà initiés par la construction de l'ouvrage. Ils varient de 37 mm à l'extrémité sud du radier, à 34 mm à l'extrémité nord, passant par un maximum de 43 mm, au niveau du tiers sud (courbe 4).

L'arrêt des pompages et la remontée de la nappe au niveau 24,5 NVP sont à l'origine d'une remontée homogène du radier (courbe 5), les tassements du radier retrouvent *grosso modo* les tassements calculés sous charges propres (courbe 3).

Enfin, entre l'arrêt des pompages (courbe 5) et la fin de la durée d'exploitation de l'ouvrage, 100 ans après sa mise en service (courbe 6), le radier remontera de manière assez homogène d'environ 6-7 mm. Les tassements calculés, cent ans après la mise en service, valent 27 mm à l'extrémité sud du radier, atteignent un maximum de 29 mm au tiers sud du radier et 23 mm à l'extrémité nord du radier.

On note que l'arrêt des pompages étant réalisé conjointement à l'application des charges d'exploitation, la courbe 3 n'est pas représentative du comportement réel de l'ouvrage.

Les modélisations mettent en évidence (Fig. 13) :

- une influence de la construction de l'ouvrage sur les terrains en dehors de l'enceinte périphérique, qui peut être attribuée à la profondeur des terrains responsables des tassements. Plus de 60 % des tassements sont causés par les argiles plastiques dont le toit et le mur sont situés respectivement à environ 16 et 35 m sous le radier ;
- un comportement différé de la fondation, après sa mise en service, uniquement contrôlé par les argiles plastiques ;
- une tendance au gonflement des terrains due à la faible dissipation des surpressions interstitielles au sein des argiles plastiques entre l'excavation de fouille et le début du rechargement.

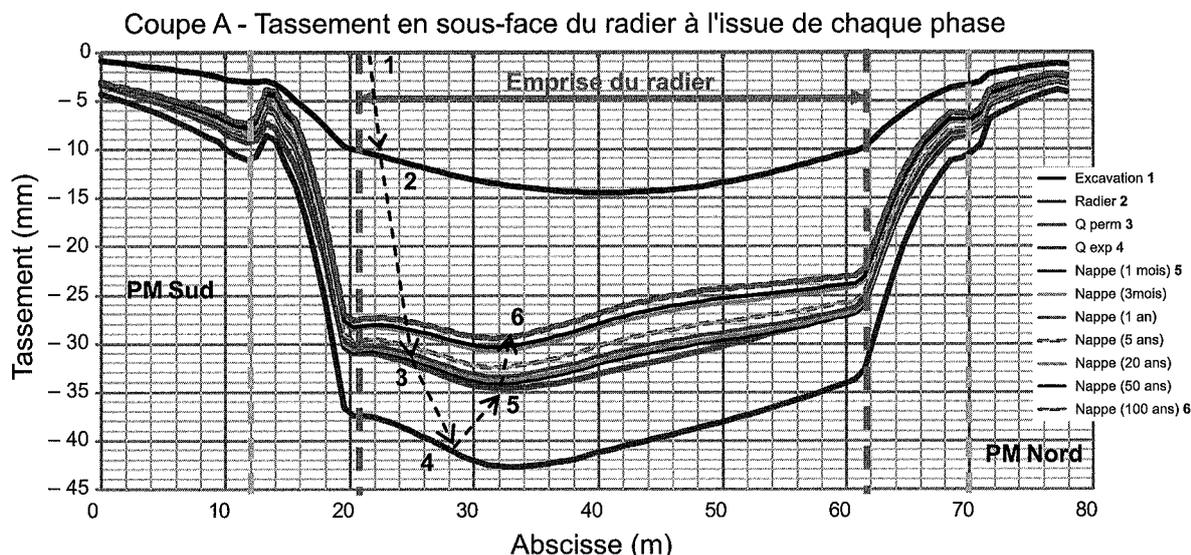


FIG. 12

Évolution des tassements en sous-face de radier le long de la coupe A.
 Evolution of the raft settlement during the construction along section A.

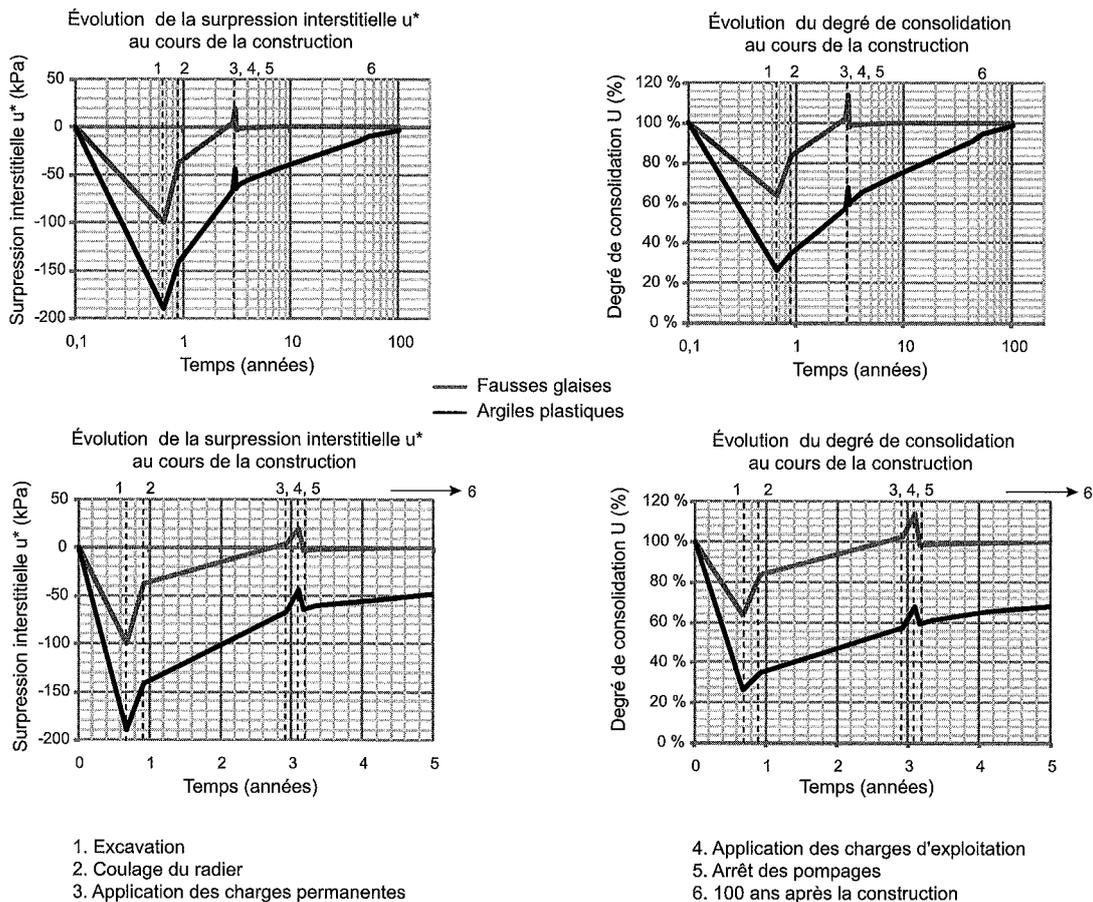


FIG. 13 Évolution des surpressions et degrés de consolidation au cours de la vie de l'ouvrage.
Evolution of the water excess pressure and consolidation degree during and after construction.

2.2

Modélisation avancée en phase d'exécution avec le modèle *Hardening Soil*

2.2.1

Choix de modélisations bidimensionnelles

Les études réalisées pendant la phase de projet ont montré, malgré la forte hétérogénéité des chargements sur le radier, des pressions homogènes en sous face de radier (Fig. 14). Du fait de sa forte épaisseur, le radier conduit à une bonne homogénéisation des pressions en sa sous face. Ainsi, l'aspect tridimensionnel de la descente de charges est fortement réduit par le système de fondation choisi. Pour les études d'exécution, il était donc envisageable de mener des calculs par éléments finis bidimensionnels permettant, tout en raffinant le maillage, de diminuer les tailles de modèle et donc les temps de calculs. Ce choix a permis *in fine* l'utilisation de lois de comportement avancées pour le sol et la réalisation d'études paramétriques afin de mieux appréhender le comportement des ouvrages.

2.2.2

Loi de comportement utilisée

La loi de comportement retenue pour les couches de sol situées sous le radier est un modèle élastoplastique avec écrouissage et prise en compte des phéno-

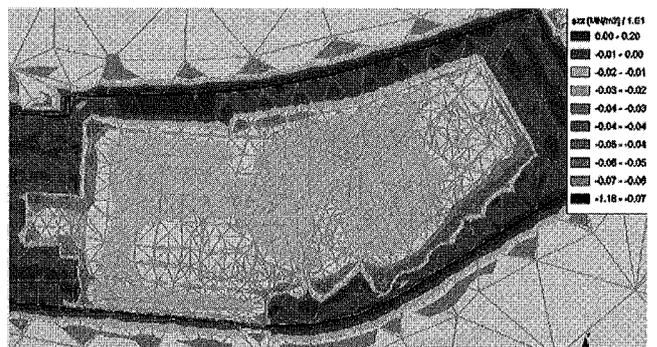


FIG. 14 Modèle PRO. Contraintes verticales en sous face de radier sous charges d'exploitation.
Project Phase model – Stress below the raft (service loads).

mènes de consolidation, nommé *Hardening Soil* dans le logiciel d'éléments finis PLAXIS. Ce modèle évolué a plusieurs avantages :

- différenciation entre module de chargement et de rechargement du sol, ce dernier étant usuellement 2 à 5 fois plus élevé. Ce point est crucial ici pour une bonne estimation des mouvements du radier de la structure, car le sol est sollicité par un chemin de contraintes représentant un déchargement global de la zone (les charges apportées par la structure sont globalement inférieures à celles retirées lors des terrassements de la fosse) ;

– évolution du module de déformation du sol en fonction de la contrainte moyenne. Le module augmente avec la contrainte effective locale ;

– prise en compte de la consolidation par la définition de la perméabilité des couches de sol et d'un phasage de construction alternant des phases de chargement avec des calculs élastoplastiques non drainés, et des phases de consolidation.

De par sa complexité, ce modèle nécessite la détermination de nombreux paramètres géotechniques pour chaque couche. Pour l'étude des déplacements du radier, les paramètres suivants ont une grande importance.

– paramètres de déformation :

- $E_{50, ref}$: module déviatorique sécant à une contrainte moyenne de 100 kPa,
 - $E_{oed, ref}$: module œdométrique à une contrainte moyenne de 100 kPa,
 - $E_{ur, ref}$: module sécant en déchargement/rechargement à une contrainte moyenne de 100 kPa,
 - m : exposant gouvernant la variation du module en fonction de la contrainte effective moyenne ;
- perméabilité des couches d'argiles.

Les méthodes utilisées pour déterminer ces paramètres dans les couches d'argile sont présentées dans la suite.

2.2.3

Détermination des paramètres de déformation des couches argileuses

Dans ces couches, les paramètres de déformation ont été déterminés à partir des essais œdométriques réalisés sur des échantillons supposés non remaniés.

2.2.3.1

Détermination de $E_{oed, ref}$ et m

Plusieurs essais œdométriques ayant été réalisés sur des échantillons de fausses glaises ou d'argile plastique, nous disposons de valeurs de module œdométrique (E_{oed}) pour divers paliers de chargement, ce qui permet d'étudier son évolution en fonction de la contrainte, et de déterminer le module $E_{oed, ref}$ (valeur de E_{oed} pour une contrainte de 100 kPa) et le coefficient m par calage de la courbe théorique du modèle *Hardening Soil* :

$$E_{oed}(\sigma) = E_{oed, ref} \left(\frac{\frac{c'}{\tan\phi} + \sigma}{\frac{c'}{\tan\phi} + \sigma_{ref}} \right)^m$$

avec $\sigma_{ref} = 100$ kPa.

La figure 15 présente la détermination des valeurs de m et $E_{oed, ref}$ dans la couche de fausses glaises. une détermination similaire a été réalisée dans la couche d'argile plastique.

2.2.3.2

Détermination de $E_{50, ref}$

En l'absence d'essais triaxiaux sur des échantillons d'argile, on a adopté une valeur de $E_{50, ref}$ égale à celle de $E_{oed, ref}$.

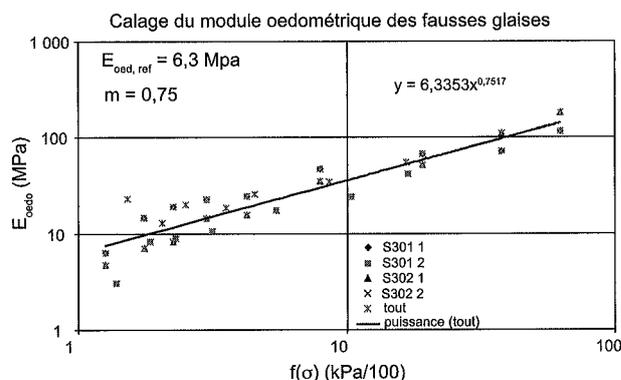


FIG. 15 Détermination de $E_{oed, ref}$ et m dans les fausses glaises.

Determination of $E_{oed, ref}$ and m in the « fausses glaises » clay layer.

2.2.3.3

Détermination de $E_{ur, ref}$

En l'absence d'essais triaxiaux, on a supposé que le module déviatorique de rechargement est égal au module œdométrique de rechargement. La procédure de détermination est similaire à celle utilisée pour la détermination de $E_{oed, ref}$. Les seules différences sont les suivantes :

– le paramètre m est fixé à la valeur déterminée précédemment ;

– on dispose ici d'un nombre moins important de valeurs de modules, la détermination de $E_{ur, ref}$ est donc moins précise que celle de $E_{oed, ref}$.

La figure 16 montre la détermination de la valeur de $E_{ur, ref}$ dans la couche d'argile plastique (m a été déterminé auparavant et est égal à 0,75).

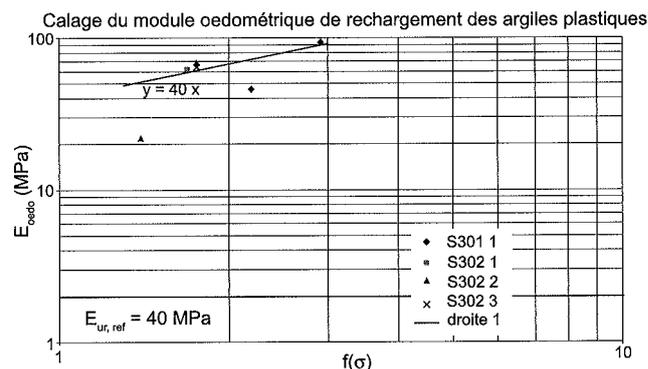


FIG. 16 Détermination de $E_{ur, ref}$ et m dans les argiles plastiques.

Determination of $E_{ur, ref}$ and m in the plastic clay layer.

2.2.4

Définition de la perméabilité des couches argileuses

L'interprétation des essais œdométriques réalisés sur des échantillons d'argile conduit à la définition de perméabilités très faibles pour les couches d'argile (inférieures à 10^{-11} m/s), qui ne sont pas réalistes. Cela est probablement dû à un remaniement inévitable des échantillons. Une corrélation entre perméabilité et limite de liquidité des couches d'argile a donc été utilisée pour définir les valeurs de perméabilité des

fausses glaises et des argiles plastiques (Fig. 17). Cela a conduit aux valeurs de perméabilité indiquées dans le tableau III.

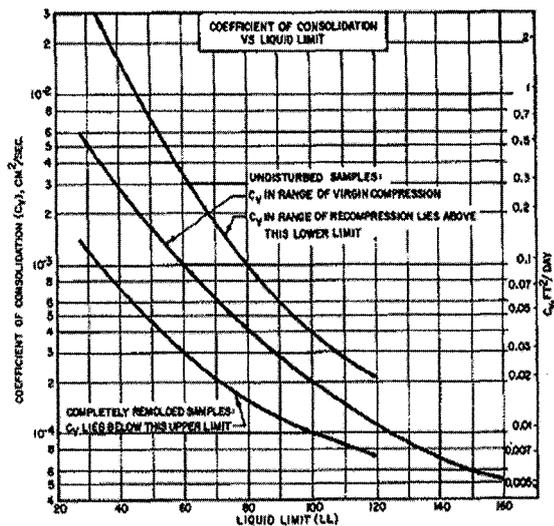


FIG. 17 Corrélation entre perméabilité et limite de liquidité.
Correlation between permeability and liquid limit for clays.

TABLEAU III Perméabilités considérées dans les couches argileuses.
Design clay layer permeabilities.

Couche	Perméabilité (m/s)
Fausses glaises	$1 \cdot 10^{-10}$
Argile plastique	$1 \cdot 10^{-11}$

2.2.5

Rétroanalyse du déplacement vertical des parois moulées

Des mesures du déplacement vertical des parois moulées ayant été réalisées au cours de l'excavation de la fouille, une rétroanalyse à l'aide du logiciel par éléments finis PLAXIS (Fig. 18) a été réalisée, avec les paramètres de sol préalablement déterminés, pour confronter les estimations de déplacement vertical des parois moulées avec les mesures. En effet, ce déplacement vertical (qui est ici un soulèvement) est direc-

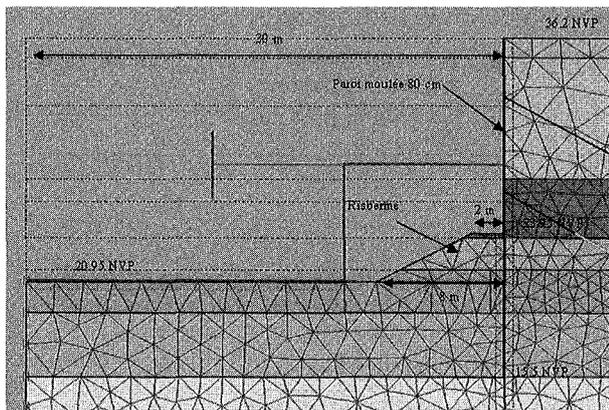


FIG. 18 Modèle PLAXIS d'étude des déplacements de la paroi moulée.
PLAXIS model for the study of the diaphragm wall displacements.

tement lié au module de déformation des couches sous-jacentes. Moins ces couches sont déformables, moins la paroi moulée remonte lors de l'excavation de la fouille.

Ce calcul a montré que les déplacements verticaux estimés à partir des paramètres de base étaient plus élevés que les valeurs mesurées (Fig. 19). Les modules de déformation du sol sont donc sous-évalués. Une augmentation des modules des couches situées sous le futur radier a été réalisée jusqu'à obtenir des valeurs de déplacement vertical compatibles avec les mesures. Cela a conduit à une multiplication des modules de déformation de ces couches par un facteur égal à 1,75.

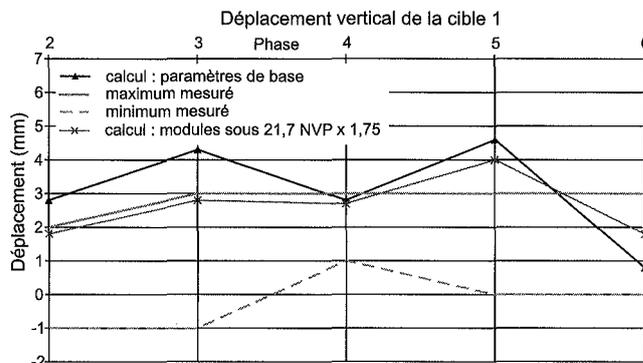


FIG. 19 Déplacements verticaux de la paroi moulée. Mesures et estimations.
Diaphragm wall vertical displacements. Measured and calculated displacements.

2.2.6

Étude de sensibilité

Pour tenir compte de la variabilité des modules de déformation et de la perméabilité du sol, des calculs ont été réalisés en utilisant six jeux de paramètres différents, définis par les plages de variation suivantes :

- perméabilité : $\times 0,1$ à $\times 10$, ce paramètre étant par essence soumis à une forte variabilité ;
- modules de déformation du sol : $- 30\%$ à $+ 20\%$.

Les calculs de déformation du radier ont été réalisés en prenant en compte ces plages de variation. Le jeu de paramètres le plus critique a été utilisé pour calculer les tassements différentiels et dimensionner les structures.

Les courbes de tassement provenant de ce modèle, présentées dans la suite, ont été calculées avec les paramètres caractéristiques.

2.3

Comparaison entre les modules de sol retenus pour les modélisations en phases de projet et d'exécution

Le graphe de la figure 20 permet de comparer les modules d'Young drainés en rechargement E' , définis pour la modélisation en phase de projet avec les modules de référence drainés en rechargement du modèle *Hardening Soil* $E'_{ur,ref}$ définis pour la modélisation en phase d'études d'exécution.

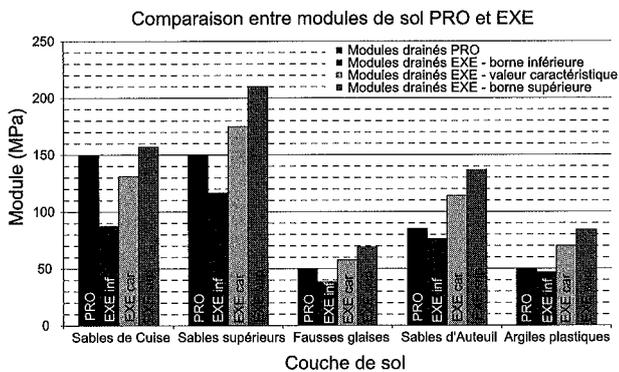


FIG. 20 Comparaison entre modules de sol PRO et EXE.
Comparison between Project Phase and Execution Phase soil moduli.

On remarque que les premiers modules (phase projet) se situent bien dans la plage de variation des modules en rechargement (phase exécution) pour toutes les couches de sol, ce qui montre la cohérence des deux méthodes utilisées pour la détermination des modules.

On constate également que les modules en phase de projet, retenus pour les couches argileuses (qui sont à l'origine de la grande majorité des tassements), sont globalement plus faibles que les modules caractéristiques en phase d'études d'exécution. Les tassements du radier calculés avec les premiers seront donc plus élevés que ceux calculés avec les secondes valeurs (caractéristiques).

2.4

Cinématique des déformations

Les calculs réalisés en phase EXE suivant différentes coupes d'ouvrage ont permis de retrouver une cinématique des déformations similaire à celle du modèle de PRO :

- les terrassements sont à l'origine d'un soulèvement du fond de fouille ;
- les apports de charges, liés à la construction du radier, de la structure et de la mise en service du bâtiment, seront à l'origine d'un tassement global du radier ;

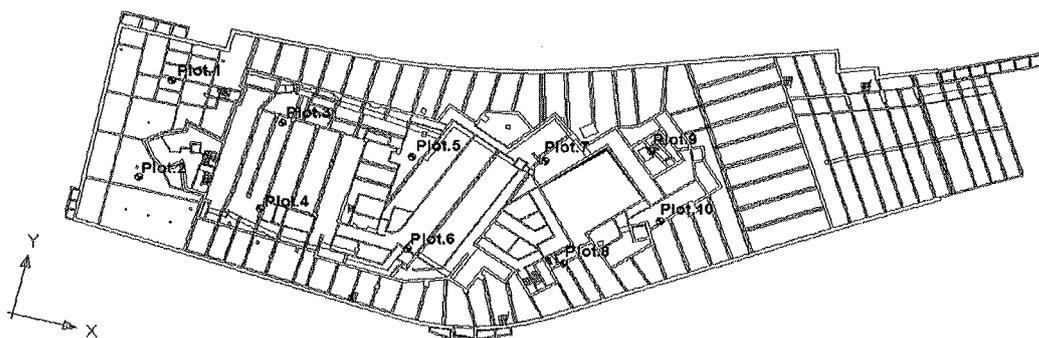


FIG. 21 Position des plots de mesure.
Location of the settlement monitoring points.

– après la mise en service, les effets différés des couches argileuses seront à l'origine d'une remontée générale du radier.

La sensibilité de la réponse de la fondation en fonction du jeu de paramètres retenu est assez importante. On notera notamment, que le jeu de « hautes perméabilités » est à l'origine d'une cinématique de tassement du radier à long terme.

Le prochain paragraphe comparera, le long d'une coupe particulière, les résultats des modélisations PRO et EXE et les confrontera à l'instrumentation mise en place.

3

Comparaison des résultats des modèles et confrontation avec les mesures

3.1

Soulèvement du fond de fouille avant coulage de l'ouvrage

Les mesures de déplacement du fond de fouille ont débuté cinq mois après la fin de la majeure partie des terrassements. Elles ont été réalisées sur une durée de trois mois, relativement courte par rapport aux phénomènes de consolidation. Les relevés de déplacement vertical en différents points de la fouille et les estimations selon les deux modèles de calcul peuvent être comparés (Figs. 21 et 22).

Les deux modèles sont en bon accord avec les mesures pour les plots 1 à 6. La différence observée sur les autres plots, situés dans la partie est de la fouille, s'explique par la réalisation d'un terrassement supplémentaire dans cette zone pendant la période des mesures. Le soulèvement du fond de fouille mesuré vaut 1 mm par mois en moyenne, pour une valeur calculée de 0,7 mm par mois (modèle en phase de projet) à 1,3 mm par mois (modèle en phase d'études d'exécution).

Cette observation est une première confirmation de la validité des valeurs de perméabilité et de modules de déformation des couches d'argile introduits dans les modèles.

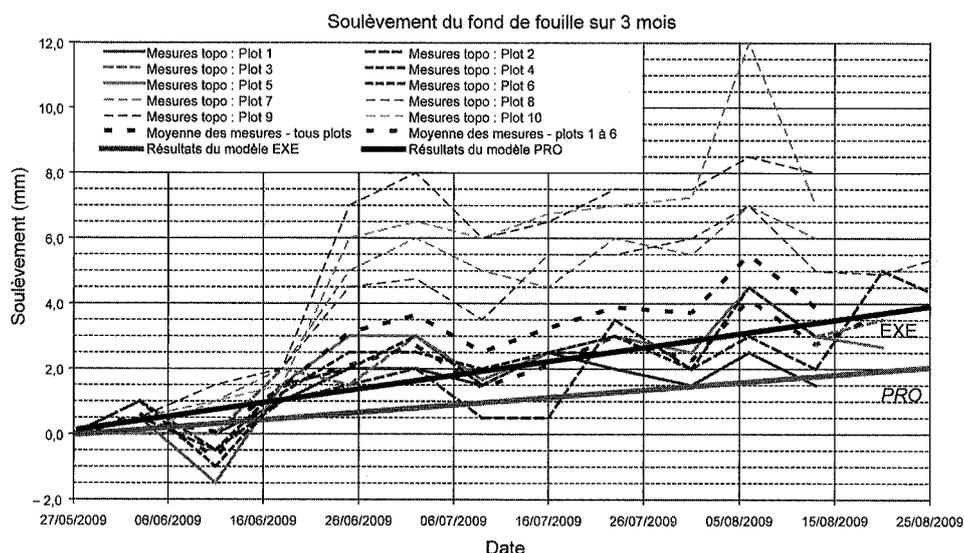


FIG. 22 Soulèvement du fond de fouille : estimations et mesures.
Bottom of -excavation heave : calculated and measured displacements.

3.2

Tassement sous poids propre du radier

Des mesures de déplacement ont été réalisées lors du coulage du radier aux points suivants (Fig. 23) : coffrages périphériques (murs CHAPSOL) et fosses du radier. La figure 24 présente la comparaison des valeurs de tassement calculées et mesurées à la fin du coulage du radier le long de la coupe A-A (indiquée sur la figure 23).

Le tassement du radier dû à son poids propre varie entre environ 4 mm au bord et 7 à 10 mm au centre à la fin de sa construction (d'une durée de trois mois).

Là aussi, les valeurs mesurées sont plutôt en bon accord avec les estimations, compte tenu des incertitudes inhérentes aux mesures, et de l'hypothèse de modélisation consistant à considérer le coulage du radier comme un évènement instantané suivi d'une période de consolidation (ici trois mois), ce qui n'est pas le cas en pratique.

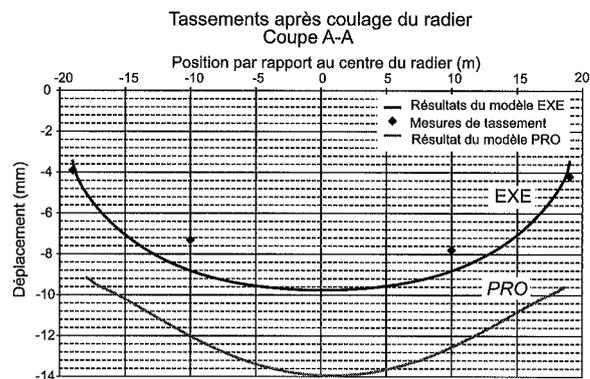


FIG. 24 Tassement du radier sous son poids propre : estimations et mesures.
Settlement of the raft under its own weight : calculated and measured displacements.

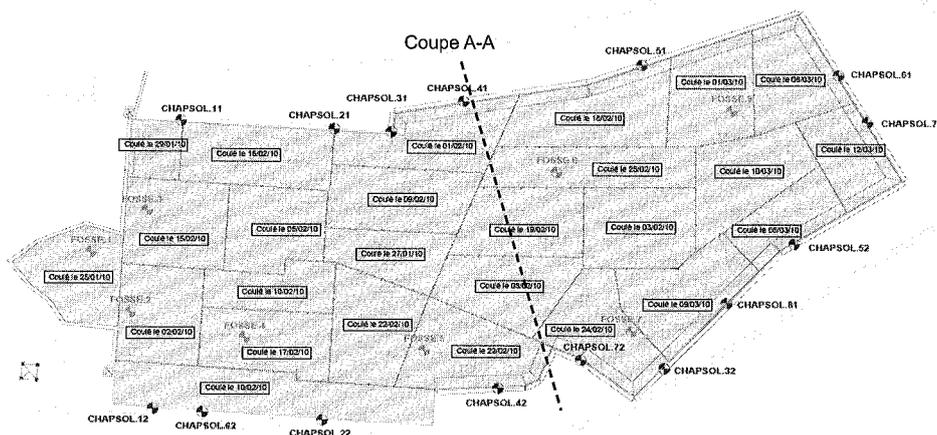


FIG. 23 Position des points de mesure.
Location of the settlement monitoring points.

On peut enfin noter que le modèle en phase d'études d'exécution (avec paramètres de sol caractéristiques) fournit des tassements en meilleur accord avec les mesures pour ce cas de chargement. Ce modèle a en effet pour avantage une modélisation plus fine du comportement du sol, et son principal inconvénient, l'absence de prise en compte du caractère tridimensionnel, n'a pas de conséquence pour ce cas de chargement uniforme.

3.3

Tassement à la fin de la construction de l'ouvrage

La construction du bâtiment n'étant pas encore achevée, on ne dispose pas de mesures de tassement du radier sous charge d'exploitation. Cependant, il est intéressant de comparer les estimations de tassement à court terme et à long terme données par les deux modèles utilisés.

La figure 25 représente les tassements calculés entre la fin du coulage du radier et la fin de la construction de l'ouvrage (court terme) ou 100 ans après la fin de la construction de l'ouvrage (long terme), sur la coupe A-A, pour chacun des modèles.

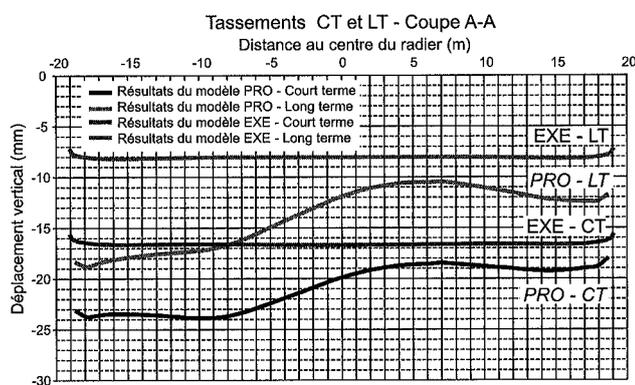


FIG. 25

Tassement à court terme et à long terme du radier sous charges permanentes et d'exploitation : estimations.

Calculated short term and long term settlement of the raft under the permanent and service loads.

Comme précédemment, les résultats du modèle en phase de projet donnent des tassements plus importants que ceux du modèle en phase d'études d'exécution, tout en restant du même ordre de grandeur :

- tassement à court terme moyen : 21 mm pour le modèle de phase PRO, 16 mm pour le modèle de phase EXE ;
- pour les deux modèles, le radier remonte d'environ 10 mm durant les 100 ans d'exploitation de l'ouvrage, à cause de la lente dissipation des surpressions interstitielles dans l'argile.

Bibliographie

Combarieu O. - L'usage des modules de déformations en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, n° 114, 2006, p. 3-32.

Les différences de tassement observées sont à nuancer, car il convient de rappeler que la seconde série de calcul (phase d'exécution) a été réalisée avec plusieurs jeux de paramètres, montrant une variabilité des tassements de + 30 % à - 20 % par rapport à la courbe correspondant aux paramètres de sol « caractéristiques ». Les tassements calculés avec le modèle en phase de projet se situent dans cette plage de variabilité.

Enfin, l'intérêt de la modélisation tridimensionnelle réalisée dans la première approche est ici évident. Cette modélisation donne une déformée du radier moins uniforme (et probablement plus réaliste) que celle obtenue dans les modélisations planes, grâce à la prise en compte de la distribution tridimensionnelle des descentes de charges.

Notamment le modèle de PRO permet de bien mettre en évidence le « basculement » du radier vers le sud le long de la coupe A, sous l'effet de la dissymétrie de charges liée à la présence de l'escalier sud-est : zone la plus chargée de la fondation.

Ces valeurs de tassement seront confrontées aux mesures réalisées tout au long de la construction de l'ouvrage.

4

Conclusion

Cet article a présenté deux approches différentes de modélisation du comportement du radier d'un ouvrage dans des contextes géométrique (descentes de charge fortement tridimensionnelles) et géotechnique (ouvrage « en déchargement » construit au-dessus d'horizons argileux compressibles) complexes :

- une méthode reposant sur une modélisation par éléments finis 2D avec une loi évoluée pour décrire le comportement non linéaire du sol, prenant en compte les phénomènes d'écrouissage et de consolidation, qui nécessite le calage de plusieurs paramètres à partir d'essais de sol soignés *in situ* ou en laboratoire ;
- une méthode reposant sur une modélisation par éléments finis 3D, prenant en compte la complexité de l'ouvrage, et une loi de comportement plus simple du sol.

La comparaison de ces deux approches et leur confrontation avec les mesures de déplacement, réalisées lors de la construction de l'ouvrage, montrent qu'elles donnent toutes les deux des résultats voisins, et proches des mesures. En fait, ces modélisations sont complémentaires pour la compréhension du comportement du radier de l'ouvrage, car chacune d'elle met en lumière un point particulier influençant la valeur et l'évolution des tassements de l'ouvrage :

- la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage pour la modélisation en phase de projet ;
- le comportement non linéaire et différé du sol pour les modélisations planes (phases d'exécution).