

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR



76 €

3^e et 4^e TRIMESTRES 2012

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Sommaire



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 140-141
3^e et 4^e trimestres
2012

**L'intérêt des calculs éléments finis tridimensionnels
dans les projets géotechniques**

A. GUILLOUX

3

**Risques associés à l'utilisation de la méthode des éléments finis
pour la géotechnique**

R.B.J. BRINKGREVE, R.P.B. WITASSE

11

**Développements récents en modélisation aux éléments finis 3D :
apports pour l'ingénierie géotechnique**

D. REMAUD

21

**Apport de la modélisation numérique dans l'analyse
des risques sismiques liés à la liquéfaction**

F. LOPEZ-CABALLERO, A. MODARESSI-FARAHMAND-RAZAVI

29

**Infrastructure de la tour Odéon à Monaco :
calcul 3D d'une fouille de très grande profondeur réalisée
à flan de versant en milieu urain**

S. BAGHERY, O.J. GASTEBLED

41

Modéliser la propagation d'ondes et de vibrations dans les sols

J.-F. SEMBLAT

53

**Modélisation numérique des mouvements de sol induits
par des excavations**

S. BURLON, H. MROUEH

63

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (**www.geotechnique.org**).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (IFSTTAR)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2012 (numéros 138-141) franco : 140 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses des Ponts et chaussées

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40

presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 158958. Dépôt légal : février 2014

L'intérêt des calculs éléments finis tridimensionnels dans les projets géotechniques

A. GUILLOUX

Terrasol
42-52, quai de la Rapée
75583 Paris Cedex 12

Résumé

L'article a pour objet de présenter un avis sur l'intérêt des calculs éléments finis tridimensionnels dans les projets géotechniques. Après une revue des avantages, évidents, de ce type de modélisation, mais aussi de ses limites, il présente un certain nombre de cas réels où la méthode a été utilisée, et qui illustrent à la fois ses atouts et ses faiblesses. Il conclut sur certains cas où ce type de modélisations 3D peut être considéré comme d'un usage courant, ne posant pas de difficultés majeures, du fait de la relative simplicité du projet, mais avec un caractère tridimensionnel très marqué. En revanche dans certains projets, souvent plus extrêmes en raison de la complexité de l'ouvrage, la modélisation 3D peut effectivement apporter des réponses à des problèmes auxquels il est impossible de répondre simplement, mais au prix d'efforts importants et souvent d'hypothèses simplificatrices, qui doivent inciter à la prudence quant à l'exploitation des résultats. Bien souvent des approches multiples, plus ou moins simplifiées, restent nécessaires en complément pour valider les modélisations complexes, et bien évaluer les mécanismes essentiels du comportement de l'ouvrage.

Mots-clés : géotechnique, modélisation numérique, éléments finis, tridimensionnels, lois de comportement, interaction sol-structure.

The interest of finite elements method tridimensional calculations in geotechnical design

Abstract

The paper aims to present an evaluation of the interest of 3D FEM calculations in geotechnical design. It reviews the obvious advantages of the method, but also some of its limitations. Then it shows some real case histories which show its potential but also its weaknesses. The conclusion is that in some case with simple but truly 3D geometry calculation can be considered as a standard way of design without any major difficulties. But in very complex and « extreme » projects 3D calculations can help answer to very difficult questions, almost impossible to solve with simple methods, but with a very large amount of efforts and some simplifying hypothesis which must lead the engineer to be very careful when analyzing the results. Multiples approaches, including more or less simplified ones, are still necessary in order to validate the 3D models and to understand the fundamentals of the behavior.

Key words: geotechnics, numerical modeling, finite elements, tridimensional, constitutive laws, sol-structure interaction.

Introduction

Il est courant d'entendre dire que la modélisation numérique en géotechnique et, en particulier, la pratique des calculs aux éléments finis tendent à se banaliser. C'est déjà devenu pratiquement le cas pour les calculs bidimensionnels, mais les modélisations tridimensionnelles restent encore peu fréquentes dans les projets. Le but de cet article est de discuter de l'intérêt des calculs éléments finis 3D dans les projets géotechniques.

Avant de poser, en 2012, la question de l'intérêt des calculs éléments finis tridimensionnels, il est utile de faire un petit retour en arrière, et de voir quelles ont été les évolutions récentes. Et tout d'abord rappelons ce qu'avaient écrit Magan *et al.* (1998) en introduction des Journées d'études sur la pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique :

« ... l'application de méthodes de calcul complexes nécessite plus de paramètres que ceux que l'on a déterminés au cours du XX^e siècle... et, dans beaucoup de cas, le calcul tridimensionnel se retrouve tellement simplifié qu'il ne fait guère plus que le calcul bidimensionnel ou l'application d'abaques... L'avenir du calcul tridimensionnel dépend pour beaucoup des évolutions :

- du contenu des reconnaissances ;
- des types d'essais qu'il sera possible de réaliser ;
- de la représentativité des résultats de ces essais par rapport au comportement des terrains naturels ;
- de la description détaillée du déroulement des travaux de construction... ».

Avant d'évoquer la « validation de toutes les méthodes de calcul par rapport au comportement réel » et de conclure qu'« un tel travail demandera de cinq à dix années »...

Plus probablement le calcul tridimensionnel restera réservé à la recherche et aux études d'ouvrages complexes et importants...

Il est donc temps, quatorze années plus tard, de voir comment les choses ont évolué, et comment la profession a su mettre à profit les différents outils devenus maintenant plus facilement accessibles.

Quelques considérations générales

Il convient d'abord de s'interroger sur la question elle-même : pourquoi mettre en cause l'intérêt des calculs tridimensionnels ? En effet, il apparaît évident qu'un certain nombre d'ouvrages relève manifestement de problèmes tridimensionnels, tels que :

- le cas élémentaire d'un pieu chargé horizontalement, qui en est une parfaite illustration élémentaire (Fig. 1) ;
- les cas de géologies très hétérogènes ;
- les ouvrages dont la géométrie ne peut pas se résumer à un coupe transversale unique, voire à plusieurs coupes (barrage-voûte ; cf. Fig. 2 ; intersections de tunnels, etc.) ;
- les cas d'ouvrages apportant des chargements et ayant des raideurs très hétérogènes, telles que par exemple les tours de grande hauteur avec noyau central (Fig. 3) ;

- les fondations isolées sur versant ;
- les écoulements hydrauliques à partir ou vers des zones localisées, tels que des ouvrages-siphon ponctuels sous des tranchées couvertes recoupant la nappe phréatique ;
- le comportement des fronts de taille de tunnels ;
- les mécanismes d'interaction sol-structure entre éléments de renforcement linéaires (clous, inclusions, etc.) et le sol...

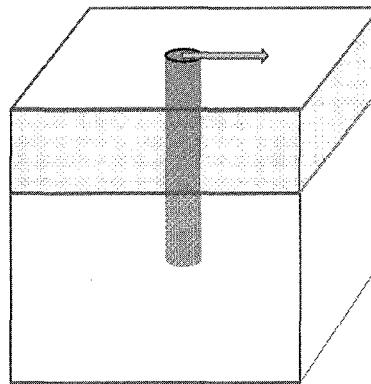


FIG. 1 Cas d'un pieu chargé horizontalement.
Case of a horizontally loaded pile.

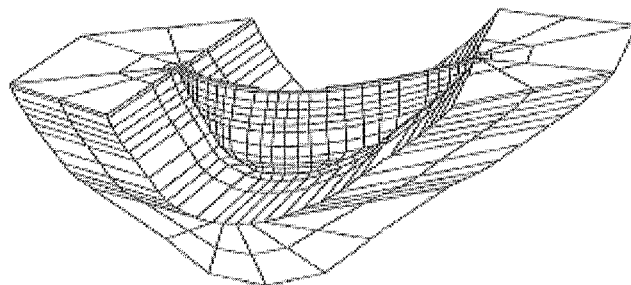


FIG. 2 Exemple de modèle 3D d'un barrage-voûte et sa fondation.
Example of a 3D model for a vault dam and its foundations.

Mais il y a également un certain nombre de raisons pour lesquelles ce type de modélisations 3D n'est pas encore aussi fréquent dans la pratique que ce que pourrait suggérer l'énumération précédente des nombreux cas relevant de modèles 3D. Ces raisons sont pour l'essentiel liées à la modélisation elle-même du projet :

- la construction du modèle numérique peut être parfois très lourde, surtout lorsqu'on souhaite modéliser à la fois des sols et des éléments structurels (ouvrages, renforcements, fondations profondes...), et prendre en compte des conditions d'interface ;
- pour un projet complexe, le nombre de phases de calculs peut être très élevé (plusieurs dizaines), ce qui multiplie les risques d'erreurs, et rend toute modification de projet très difficile à gérer ;
- pour les mêmes raisons l'exploitation des résultats devient vite complexe, rendant plus délicate la validation du modèle ;

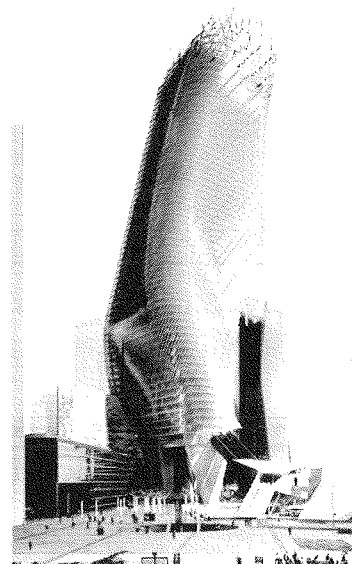
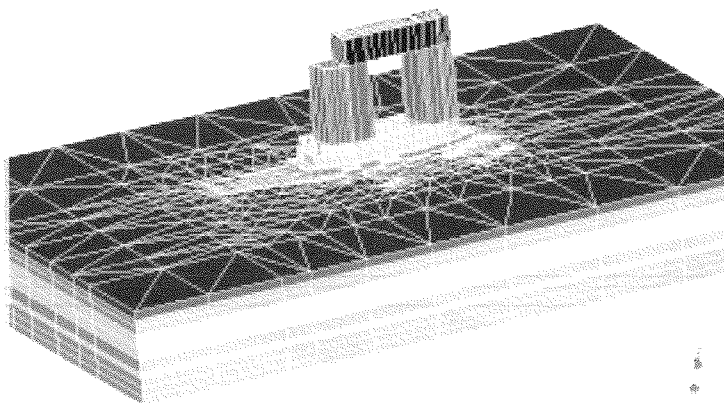


FIG. 3 Exemple de modèle d'une tour complexe avec noyau central.
Example of a complex high rise tower model with central core.

– enfin, avec de tels modèles lourds, on ne peut pas facilement utiliser des lois de comportement des sols un peu élaborées : il faut souvent faire un choix entre soit un modèle détaillé en ce qui concerne la géométrie des horizons de sols et des ouvrages mais avec des lois de comportement « simples » de type élasticité ou élasto-plastique en élasticité linéaire et critère de Mohr-Coulomb, soit un modèle simplifié par rapport à la réalité mais avec des lois de comportement plus complexes.

C'est pourquoi on cherche souvent à simplifier des problèmes 3D, par des modélisations axisymétriques, si la géométrie du problème le permet, ou en « croisant » des calculs 2D dans différentes directions, ou encore par des approches spécifiques telles que la méthode convergence – confinement dans les calculs de tunnels consistant en fait à introduire un « chargement fictif » tenant compte des phénomènes tridimensionnels qui se produisent au voisinage du front de taille.

Mais bien sûr de telles simplifications ne permettent pas toujours de répondre à la question posée et, en outre, il est souvent difficile d'apprécier l'impact des simplifications considérées sur les résultats obtenus.

Nous nous proposons d'illustrer ces apports et ces limites des calculs 3D par quelques exemples concrets de projets variés en terme de complexité des ouvrages ou de la géologie.

3

Exemples de projets géotechniques

3.1

Plates-formes de tramway

Les spécificités pour la modélisation de plates-formes de tramway résident dans le caractère ponctuel des charges appliquées modélisant le passage des véhicules, dans un « problème géométriquement simple » avec le plus souvent deux couches horizontales de chaussée « béton », mais avec des joints (Fig. 4). L'objectif d'un calcul élaboré est d'optimiser le dimensionnement, sachant que sur de grands linéaires, le gain de quelques centimètres sur l'épaisseur des chaussées peut être une source d'économie important.

Dans un tel cas, le calcul 3D permet de vérifier que les tassements sont assez uniformes dans la zone chargée, mais surtout de déterminer les contraintes de traction à la base de chaque sous-couche, en tenant compte de la présence du joint, que l'on peut comparer à la résistance en traction admissible du matériau, permettant ainsi d'ajuster les épaisseurs de couches (Fig. 5).

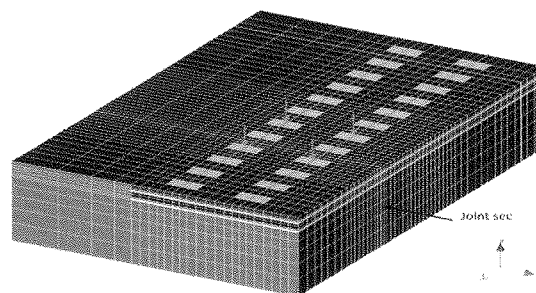
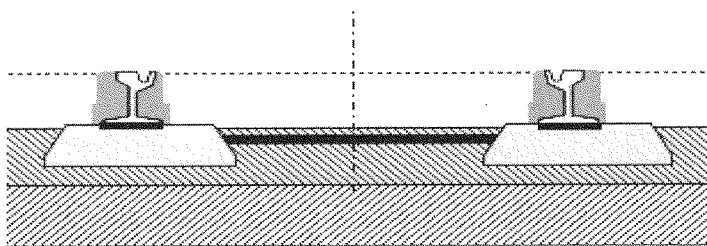


FIG. 4 Plate-forme de tramway.
Tramway Platform.

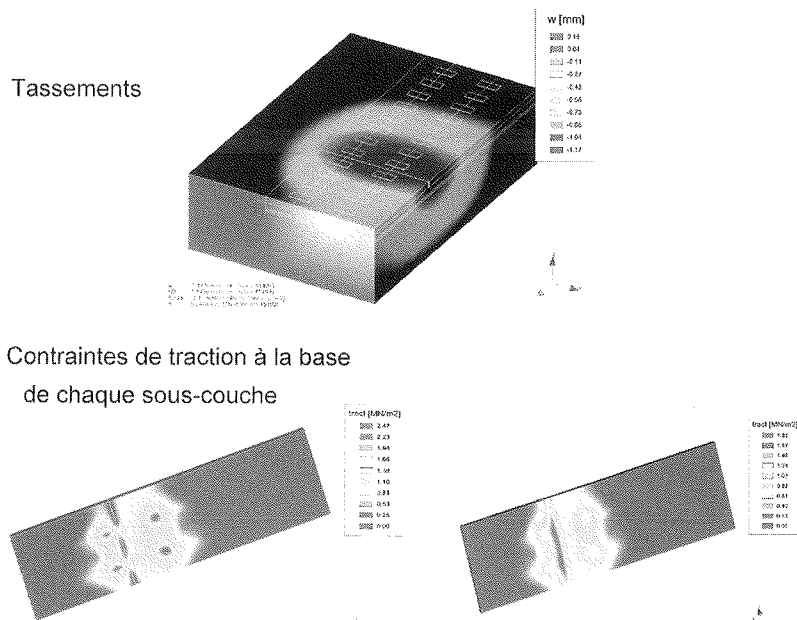


FIG. 5 Résultats sur le modèle de plate-forme de tramway.
Results on the tramway platform model.

3.2

Excavation de faible longueur par rapport à sa largeur

Une question qui se pose dans le cas d'une excavation de longueur limitée par rapport à sa largeur est celui de l'évaluation des soulèvements en fond d'excavation et en particulier des « effets de bords » du fait de la faible longueur. C'est clairement un cas où un modèle 2D ne peut répondre à la question, puisqu'il suppose implicitement une longueur d'excavation infinie.

L'exemple illustrant ce sujet concerne l'extension d'une station existante de métro de Toulouse, faisant 55 m de longueur et que l'on souhaite allonger à 70 m, soit une extension de 15 m, et de son incidence sur le tunnel existant que la nouvelle excavation va venir dégager (Le Bissonnais et Bretelle, 2002).

En pratique, et pour bien identifier les mécanismes, nous avons conduit trois modèles de calcul, un modèle 2D représentant le cas extrême d'une station de très grande longueur, et deux modèles 3D, l'un dans la situation actuelle avec la station de 55 m et l'autre après extension de 15 m (Fig. 6). En outre nous avons

utilisé deux lois de comportement : une loi élastique linéaire avec plasticité selon le critère de Mohr-Coulomb, et une loi non linéaire avec le modèle *Hardening Soil* (élasticité non linéaire et écrouissage) en considérant pour cette loi un module $E_{50HS} = 1.1 E_{MC}$ (E_{MC} étant le module utilisé dans le modèle Mohr-Coulomb) et un module en déchargement $E_{ur} = 3 * E_{50HS}$.

Les résultats, représentés sur la figure 7, montrent que :

- l'effet géométrique 3D divise par 4 les soulèvements entre un modèle 2D et le modèle 3D « réel » avec extension de 15 m, confirmant ainsi le rôle majeur des effets de bord ;
- l'effet d'une loi de comportement de type *Hardening Soil*, modélisant mieux les comportements en déchargement, réduit aussi par 4 les soulèvements entre un modèle linéaire et un modèle non linéaire.

Au final, il apparaît qu'une « bonne modélisation », incluant à la fois les effets géométriques et un comportement réaliste en déchargement, réduit par un facteur 17 le soulèvement, qui passe de 50 mm pour le modèle 2D le plus simple à 3 mm pour le modèle 3D conforme à la géométrie réelle et avec une loi de comportement des sols plus pertinente !

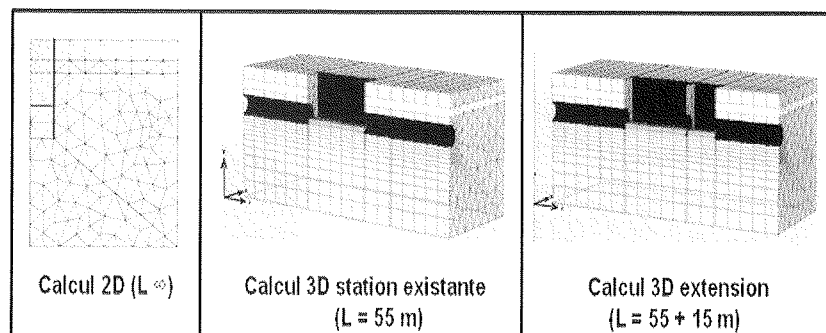


FIG. 6 Modèles d'excavation.
Models for an excavation.

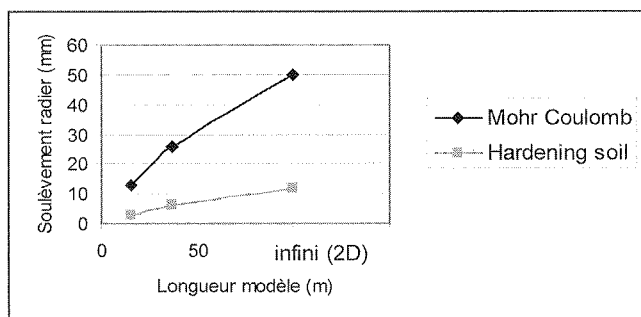


FIG. 7 Cas d'une excavation : effet du type de modèle et de la loi de comportement sur le soulèvement du fond.

Case of an excavation : effect of the type of model and constitutive law on the heave of the excavation bottom.

3.3

Grande tour à La Défense

Le cas des grandes tours est un autre exemple où la modélisation 3D peut apporter des réponses utiles pour la conception d'un projet, lorsqu'on cumule des hétérogénéités de structure et de géologie.

Le cas de la tour Phare à La Défense (Guilloux, 2010), haute de 300 m illustre bien cette situation, avec un ouvrage à noyau central très rigide et des voiles façades supportant les planchers plus légers et « souples », et également des appuis extérieurs ponctuels mais fortement chargés, le tout, bien sûr, dans un souci de compatibilité des déformations. La tour est fondée sur un radier général, apportant une contrainte moyenne de 1 MPa et reposant sur la couche raide de calcaire grossier, surmontant elle-même des horizons plus compressibles d'argiles plastiques.

La question posée était essentiellement de savoir si « l'effet dalle » de l'horizon de calcaire grossier permettait de répartir suffisamment les charges en profondeur pour conduire à des tassements relativement uniformes, et quel était l'incidence de ces tassements sur les constructions voisines existantes (bâtiment, voies ferrées...).

La géométrie du modèle 3D a été détaillée au niveau de la structure pour éviter des simplifications excessives de type fondation souple ou au contraire infiniment rigide (Fig. 8). En revanche la modélisation du comportement du sol a été faite avec des lois « simples » et notamment un comportement linéaire en phase élastique, mais en faisant varier le module au cours des étapes de calcul modélisant les phases de construction successives (déchargement lors de l'excavation, court terme, long terme...), et un critère de

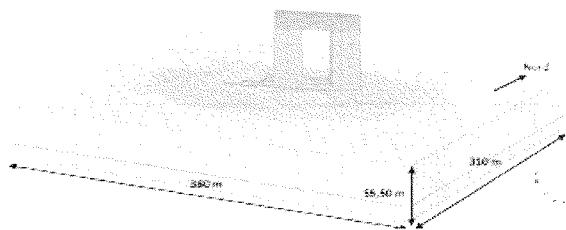
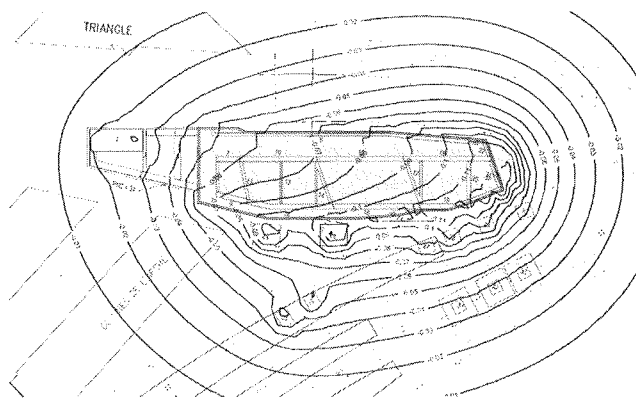


FIG. 8 Modélisation de la tour Phare à La Défense. Model of the « Phare tower » in La Défense (Paris).

plasticité de Mohr-Coulomb, intervenant peu en pratique, le comportement global restant principalement dans le domaine élastique.

Les résultats ont montré que, malgré des contraintes très variables sous les fondations, entre 0,4 et 3 MPa, le tassement global avait bien la forme d'une cuvette, légèrement excentrée du côté du noyau central, plus chargé, mais sans distorsions majeures (Fig. 9). De même ces calculs ont permis d'évaluer les tassements attendus sur les avoisinants, et également de définir une « carte des raideurs » à introduire dans les modèles de structures, et qui se sont avérés très fortement variables selon la position : en moyenne de l'ordre de 3 MN/m³ pour les zones les « moins chargées » du radier à plus de 10 MN/m³ pour les zones les plus chargées et notamment les appuis ponctuels.



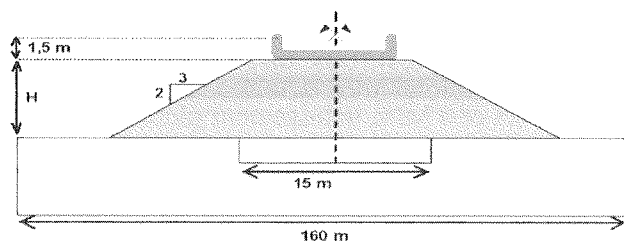
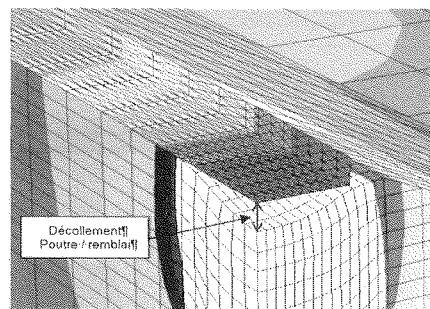


FIG. 10 Modélisation d'une poutre reposant sur un remblai au-dessus d'une cavité.
Model of a beam resting on an embankment over a cavity.



Les résultats ont ainsi, grâce à des études paramétriques, fourni des éléments permettant de trouver le compromis entre des solutions de traitement aux liants hydrauliques du remblai, ou de renforcement de ce remblai par géogrilles destinées à limiter l'effet entonnoir, et un surdimensionnement de la structure pour franchir une brèche de 15 m à la base du remblai, mais pouvant atteindre 20 à 25 m sous la poutre. Ils ont également fourni des éléments de raideur pour le dimensionnement de la structure.

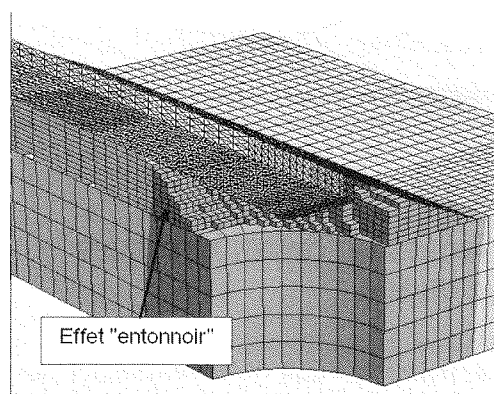


FIG. 11 Modélisation de l'effet-entonnoir dans le remblai au-dessus de la cavité.
Modélisation of the funnel effect in the embankment above the cavity.

3.5

Grande excavation à Monaco

L'exemple de la tour Odéon à Monaco est également un cas extrême, puisqu'il s'agit d'une excavation de 70 m de profondeur, constituée de parois berlinoises et parois moulées superposées, ancrées par tirants précontraints pour la partie haute, et soutenues par les planchers des sous-sols pour la partie basse, avec une méthode de construction *Up & Down* (Fig. 12). L'ensemble est situé sur un versant à forte pente, au milieu de constructions existantes dont les déformations devaient être strictement contrôlées.

Il a fallu bâtir un modèle incluant plus de 500 tirants, pieux et micropieux, et comportant au final 695 000 éléments avec 57 phases de calcul ! L'ensemble a nécessité plusieurs mois de travail, mais les résultats ont permis d'estimer que les tassements et déplacement horizontaux des avoisinants ne dépassaient pas 5 à 10 mm, et plus généralement de fournir des valeurs de référence pour l'application de la méthode observationnelle mise en œuvre sur ce chantier.

Elle a aussi permis de quantifier les effets de cette excavation de faible largeur au sein d'un versant raide, d'une part par effets de voûte contournant l'excavation et venant « surcharger » les « culées de ce barrage-voûte », mais aussi vis-à-vis de la stabilité générale du versant en cours et après construction (par une procédure de type $c - \phi$ réduction), impossible à analyser correctement dans des analyses classiques bidimensionnelles.

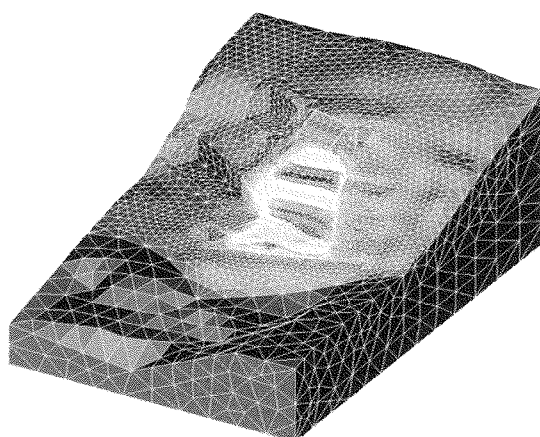
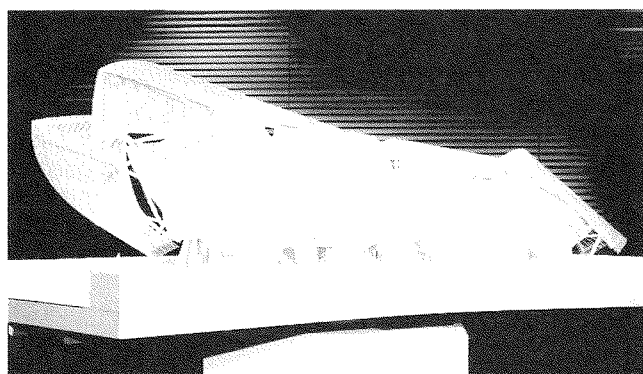


FIG. 12 Tour Odéon à Monaco : vue générale du modèle et vue des éléments structuraux.
Odeon tower in Monaco : general view of the model and view of the structural elements.

Bâtiment complexe : la Fondation Louis Vuitton pour la Création

Le dernier exemple présenté est celui de la Fondation Louis Vuitton pour la Création, en cours de construction au jardin d'Acclimatation à Paris (Beausier *et al.*, 2011) ; c'est un bâtiment prestigieux, conçu par l'architecte Franck Gehry. Il est construit à l'intérieur d'une excavation réalisée en parois moulées, et est fondé sur un radier de 2,6 m d'épaisseur et 40 m de largeur environ ; la géométrie de l'ouvrage est complexe (Fig. 13), avec des descentes de charges fortement dissymétriques et une structure très sensible aux mouvements différentiels ; en outre il fonctionne « en déchargement » (poids des terrains excavés en moyenne supérieur aux charges apportées) dans un contexte géologique présentant en profondeur des couches argileuses au comportement différé marqué.



© Emanuele SCORCELLETTI - Fondation Louis Vuitton pour la création

FIG. 13 Fondation Louis Vuitton pour la Culture :
vue de l'ouvrage.
View of the « Fondation Louis Vuitton pour la Culture » museum.

Il a fait l'objet de deux approches complémentaires :
– au stade du projet, une modélisation 3D privilégiant l'analyse de l'interaction sol-structure par le biais d'un modèle éléments finis 3D détaillé sur la structure (notamment du radier et des voiles d'infrastructures) (Fig. 14), dont la lourdeur a conduit à utiliser des lois de comportement simples (élasticité linéaire, critère de plasticité de Mohr-Coulomb), avec bien sûr un choix approprié de paramètres de calculs et des analyses complémentaires sur la consolidation ;

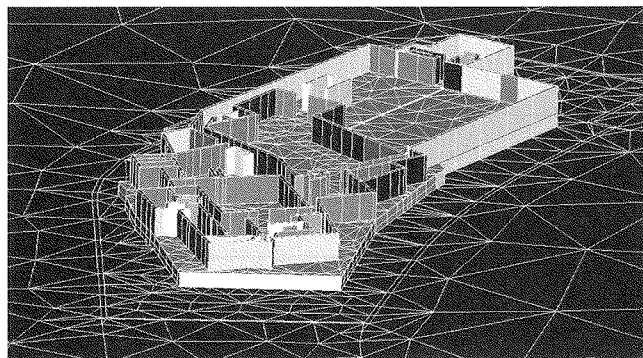


FIG. 14 Vue du modèle de Fondation Louis Vuitton pour la Culture.
View of the model for the « Fondation Louis Vuitton pour la Culture ».

– au stade de l'exécution, à l'aide de plusieurs modélisations 2D, donc avec une modélisation simplifiée de la structure et des charges appliquées, mais permettant d'utiliser des lois plus évoluées de comportement des sols, prenant en compte l'écroutissage et les phénomènes de consolidation, et de réaliser des études paramétriques sur les variations probables des paramètres géotechniques.

En outre les paramètres géotechniques utilisés pour les calculs 2D ont pu être calés sur les essais géotechniques réalisés lors des reconnaissances de projet, mais aussi grâce à une rétro-analyse des mouvements enregistrés sur chantier lors des phases d'excavation.

Les calculs 3D ont montré que, grâce à la forte épaisseur du radier, les contraintes sous le radier étaient relativement uniformes, ce qui a permis de valider le principe d'une approche bidimensionnelle.

Dans l'ensemble les résultats des deux approches sont comparables et cohérents avec le comportement réel mis en évidence par les auscultations. L'avancement du chantier a permis de faire une comparaison plus précise entre les soulèvements de fond de fouille calculés par les deux modèles et ceux mesurés sur chantier sur une période de trois mois entre la fin d'excavation et le coulage du radier. Le modèle 3D prévoyait un soulèvement de 1,3 mm/mois, le modèle 2D de 0,7 mm/mois, et la réalité montre en moyenne 1 mm/mois.

La figure 15 montre que, après coulage du radier, les deux modélisations conduisent à des cuvettes de tassements de formes comparables, mais avec 14 mm de tassement maximal dans le calcul 3D contre 10 mm dans les calculs 2D. Et la réalité est très proche des calculs 2D.

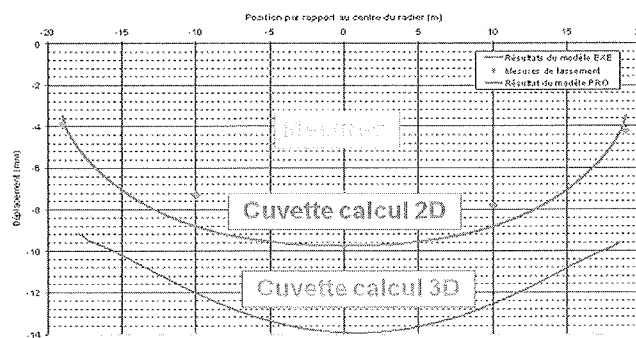


FIG. 15 Tassements enfin de bétonnage du radier.
Settlements at the end of the raft concreting phase.

Dans ces deux phases, l'hypothèse de déformation plane est justifiée puisque les chargements sont uniformes, et les différences entre modèles ne sont dues qu'au choix de lois de comportement différentes et des paramètres associés.

C'est lors de phases suivantes que ces différences seront plus importantes, du fait des dissymétries de chargement, comme l'illustre la figure 16, où l'on voit que le modèle 2D conduit à des tassements très uniformes sur toute la largeur du radier, tandis que le calcul 3D montre une dissymétrie assez marquée entre les côtés les plus chargés et les plus légers, avec des différences de tassements de 6 mm à court terme, et 9 mm à long terme.

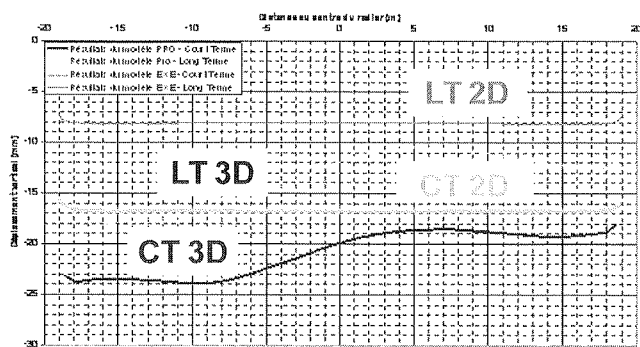


FIG. 16 Tassements calculés en fin de construction.
Calculated settlements at the end of construction.

Ce cas illustre bien la complémentarité des deux modèles, le modèle 3D permettant de valider les simplifications à introduire dans des calculs 2D, lesquels semblent être plus proches de la réalité en ce qui concerne l'amplitude des tassements, mais « gommer » un peu trop fortement l'effet des charges non uniformes.

4

Synthèse et conclusions

Comme souvent dans ce genre de problématique, il n'y a pas de réponse dogmatique. Les modélisations tridimensionnelles, qui sont devenues assez facilement « accessibles » même en dehors des organismes de

recherche, trouvent leur place dans la panoplie des outils à la disposition de l'ingénieur. Mais elles ne doivent pas être considérées comme « l'outil absolu » permettant de répondre à tous les problèmes.

Leur utilisation ne pose guère de difficultés lorsqu'il s'agit de mettre en œuvre des modèles simples avec un caractère tridimensionnel très marqué, comme les cas des plates-formes de tramways ou d'excavations de longueur limitée que nous avons présentées dans cet article, contredisant quelque peu la prédiction évoquée en introduction « le calcul tridimensionnel restera réservé à la recherche et aux études d'ouvrages complexes et importants ».

Mais il est vrai que la tendance est forte à l'appliquer à des cas beaucoup plus complexes en termes de géométrie des terrains et des ouvrages, de comportements géotechniques spécifiques, et d'interactions sol-structure multiples. De telles modélisations ne peuvent être abordées qu'au prix d'efforts importants, en particulier sur les délais pas toujours compatibles avec les contraintes de planning d'un projet, et moyennant des choix de simplifications préalables, privilégiant soit la structure, soit le sol, mais plus difficilement les deux ensembles.

Et gardons à l'esprit que, dans ces cas extrêmement complexes, une modélisation lourde ne permet pas toujours d'identifier facilement les mécanismes de comportement global de l'ouvrage, et qu'il y a tout intérêt à conduire en parallèle des approches analytiques simples ou des modélisations 2D, qui permettent de mieux appréhender les phénomènes, et de valider les simplifications que l'on devra inévitablement introduire dans les calculs complexes.

Bibliographie

- Beaussier A., Guilloux A., Verschuere J. – La Fondation Louis Vuitton pour la Création : modélisations géotechniques croisées 2D et 3D et confrontation avec les auscultations. *Revue française de géotechnique*, n° 137, 2011.
- Bergère A., Guilloux A., Chapron G. – Modélisation de la remontée d'un fontis à travers un remblai. *Travaux* n° 856, octobre 2008.
- Guilloux A., Simon B. – La problématique des fondations des grandes tours ; le cas de La Défense à Paris. Présenté à la conférence franco-maghrébine en ingénierie géotechnique. Tunis, 9-11 décembre 2010.
- Le Bissonnais H., Bretelle S. – Analyse de soulèvements induits par l'agrandissement d'une grande excavation. *Comptes rendus du 3^e symposium international TC 28*, Toulouse. Éditions spécifiques, 2002.
- Magnan J.-P., Guilloux A., Mestat Ph. – *La pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique*. Presses des Ponts, Journées d'études, Paris, 24-25 novembre 1998.
- Bounatirou S., Storry R., Viallon J.-P., Pignerol F., Demonceaux T., Guilloux A., Bergère A. – Le projet Gautrain : la zone dolomitique. *Travaux*, n° 858, février 2009.

Risques associés à l'utilisation de la méthode des éléments finis pour la géotechnique

R.B.J. BRINKGREVE^{1, 2}

R.P.B. WITASSE¹

¹ Plaxis bv, Delftechpark 53
PO Box 572
2600 AN Delft
The Netherlands

² Delft University
of Technology
Section Geo-Engineering
PO Box 5048
2600 GA Delft
The Netherlands

Résumé

La méthode des éléments finis a considérablement évolué au cours des vingt dernières années pour devenir aujourd'hui un outil essentiel pour le dimensionnement et l'analyse en ingénierie géotechnique. Pourtant, l'exactitude et la pertinence des calculs en éléments finis dépendent principalement de la capacité de l'utilisateur à parfaitement comprendre et maîtriser les possibilités et les limitations des méthodes et modèles employés. Cet article a pour but de dresser un inventaire des limitations et des principaux risques associés à l'utilisation de cet outil numérique particulier afin d'en accroître la connaissance et d'améliorer la qualité des résultats fournis.

Mots-clés : analyse éléments finis, risques, limitations, exactitude, modélisation numérique.

Risks related to geotechnical finite element analysis

Abstract

The finite element method has evolved as an essential tool in geotechnical engineering, analysis and design over the last 20 years. However, the accuracy and therefore the relevance of finite element calculations mostly depends on the ability of the user to clearly understand and properly deal with the possibilities and limitations of the various models and methods being used. This publication intends to create awareness for those risks with the purpose to increase the knowledge of the limitations and to improve the quality of the results.

Key words: finite element analysis, risks, accuracy, limitations, numerical modeling.

Introduction

Since the early nineties of the previous century, the finite element method has evolved as an essential tool in geotechnical engineering, analysis and design. The advantages of the method over conventional design methods are quite clear. The finite element method can deal with different types of design issues: settlements, deformations, stability, structural forces, but also issues related to groundwater flow or temperature. Geometries and construction stages can be modelled realistically and there is no pre-assumption of a particular mechanism.

In comparison with conventional analysis, the finite element method requires more data to be specified, but user-friendly software packages exist that enable a relatively fast modelling procedure. Despite the user-friendliness, there are some traps and pitfalls related with the limitations of the numerical methods and the models being used. These limitations are not always recognized; neither by the often young project engineers who operate the software, nor by their managers who control their work. This may lead to risks related to the use of the finite element method for geotechnical analysis and design. This publication intends to create awareness for those risks with the purpose to increase the knowledge of the limitations and to improve the quality of results.

With the increasing computer power it is now feasible to perform fully three-dimensional (3D) finite element calculations for complex situations, but most calculations are still two-dimensional (2D). The more finite elements are used, the more accurate the results might be in principle, but the more time is required to perform the calculations. Setting up a finite element model requires decisions about the type of analysis to be used, the detail and extend of the geometries to be included in the model, the position of the model boundaries, the soil constitutive models to be used, the fineness of the finite element mesh, the generation of initial conditions, the definition of construction stages, the types of calculations to be used and finally the interpretation and translation of the results into geotechnical design aspects. Each of the decisions that are made requires knowledge about the possibilities and limitations of the corresponding modelling features. This publication describes a number of such limitations, mostly related to the mechanical behaviour of soil structures (deformation and stability). Thereby, the publication is structured according to the various modelling categories as described above. In the end a visual checklist is proposed as an efficient method to check finite element modelling issues. The publication ends with the major conclusions and a reference list for further reading.

Geometric modelling

The first decision that needs to be made to set up a finite element model is the type of analysis to be used. Distinction is made between a 2D plane strain model, a 2D axi-symmetric model or a 3D model. The position of the boundaries is also part of the decision process. In the case the situation is symmetric,

it may be decided to model only one symmetric half, while appropriate boundary conditions are used reflecting the symmetry. Other boundaries should be sufficiently far away such that the boundary conditions do not influence the results. Also decisions need to be made about the modelling of structures; using volume elements or using special structural elements. When structures are being modelled, soil-structure interaction also needs to be properly accounted for, and special interface elements or contact elements can be used for this purpose. In the following some traps and pitfalls related to the type of analysis, the selection of model boundaries and special elements are described.

Type of analysis

A plane strain model is a two-dimensional model in which the strain perpendicular to the modelling plane is zero. Note that the stress is generally non-zero and it can change as a result of loading. Typical situations that could be modelled with a plane strain model involve structures where one dimension is long compared to the other dimensions, such as embankments, slopes, strip foundations, retained excavations and tunnels. However, when the conditions change along the long direction, it should be considered whether a plane strain model is still appropriate or whether a 3D model should be used (Fig. 1). In case a plane strain model is used anyway, it should be considered whether the results are optimistic or conservative.

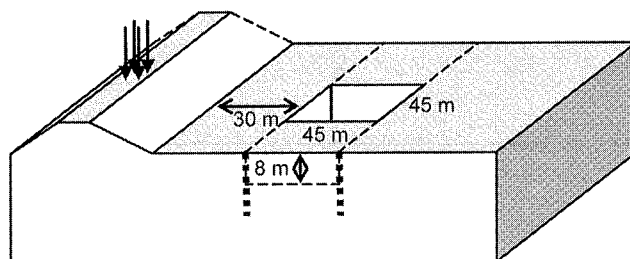


FIG. 1 Non plane strain situation example.

An axi-symmetric model is a two-dimensional model which is symmetric around its central axis. Deformations and stresses perpendicular to the axis of symmetry apply to any radial direction. Typical situations that could be modelled with an axi-symmetric model involve structures that are circular, such as circular footings, piles, oil tank foundations and suction caissons. However, as soon as the situation involves conditions perpendicular to the central axis which are not radial, it should be considered whether an axi-symmetric model is still appropriate or whether a 3D model should be used (Fig. 2). In case an axi-symmetric model is used anyway, it should be considered whether the results are optimistic or conservative.

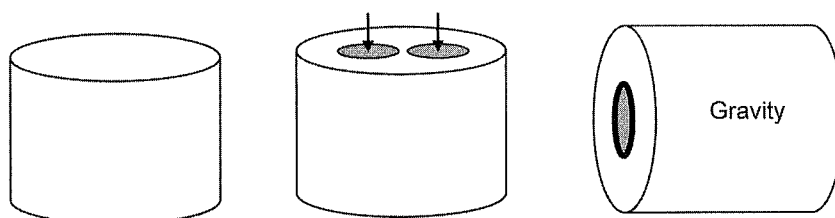


FIG. 2 Non axi-symmetric situation examples.

In the case a situation is neither plane strain nor axi-symmetric, it should be considered whether a 3D model is really required. Although 3D calculations are quite feasible nowadays, they are more complex and time-consuming than 2D calculations. Moreover, 3D finite element meshes are generally coarser than 2D meshes due to their relatively high computational cost which could possibly lead to less accurate results.

Another interesting case is the modelling of structures involving one or more rows of piles, such as pile foundations or quay walls. When using a plane strain model, the piles could be modelled by means of beam elements (Fig. 3). However, it should be noticed that the beam elements in a plane strain model actually represent plates in the out-of-plane direction. Especially when the piles are subjected to lateral loading or lateral soil movement, this way of modelling may become highly unrealistic. In reality, lateral soil movement can be different than the lateral pile movement, but a plane strain model cannot cope with this.

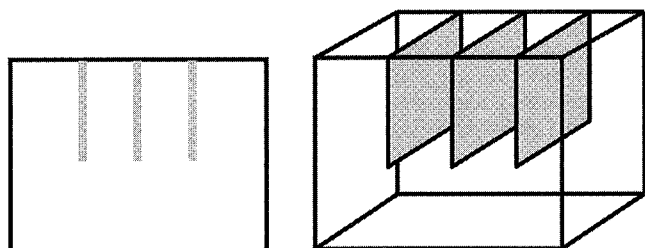


FIG. 3 Modelling rows of piles by means of beam/plate elements.

2.2

Model boundaries

Model boundaries should be chosen sufficiently far from the part of the model where the action takes place. This applies to the vertical sides of the model as well as the bottom boundary. The main criterion is that the model boundaries should not influence the analysis results. This requires that the dominant "mechanism" should fit in the model. The type of analysis (drained or undrained deformation analysis, stability analysis, dynamic analysis, etc.) may influence the decision where to define the model boundaries (Fig. 4).

It is also worthwhile mentioning that in dynamic calculations special boundary conditions should be used to damp waves that reach the model boundaries. However, these boundary conditions are never perfect, so that a small fraction of the wave is still reflected. Ideally, the distance of vertical boundaries with respect

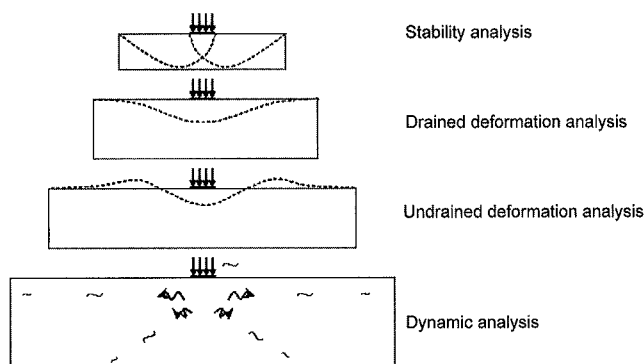


FIG. 4 Selection of vertical boundaries.

to the dynamic source should be more than half the wave velocity times the time interval of the calculation, such that reflected waves do not interfere with the dynamic source.

Regarding the position of the bottom boundary, one should consider the relative change of stress, taking into account the spreading of stress changes with depth. The bottom boundary should be put at the depth where the relative stress change is less than 10% as illustrated in figure 5 (see also Vermeer & Wehnert, 2005). The use of a small-strain stiffness model can help to reduce the dependency of results on the position of the bottom boundary (Brinkgreve *et al.*, 2006).

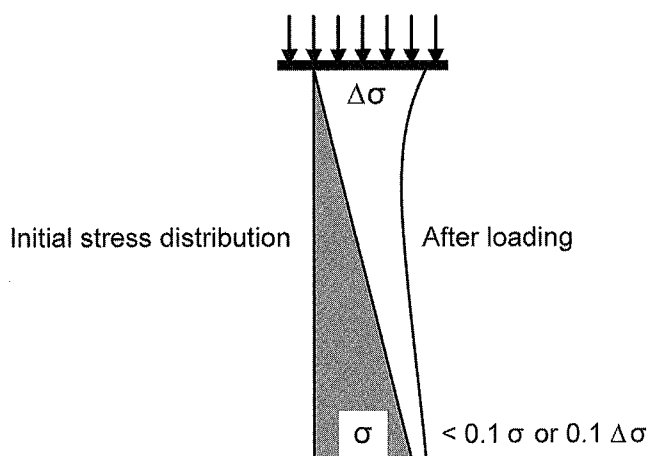


FIG. 5 Selection of bottom boundary based on relative stress criterion.

Structural elements

Structures in geotechnical applications, like piles, walls, anchors, plates, tunnel linings, etc., are often slender, which means that their thickness is small compared to their length making them well-adapted for being modelled by means of beam or plate elements. Moreover, using volume elements to model such structures could lead to badly shaped elements with unacceptably large aspect ratio. In most cases it is preferred to use beam elements for structures with a flexural rigidity. Such elements also have the advantage that the output of structural forces is directly available as primary output.

However, in the case of thick structures, volume elements with the properties of the corresponding material are more appropriate especially if transverse shearing or end-bearing capacity need to be accounted for within those structures. In order to be able to obtain structural forces, a very flexible fictitious beam may be placed inside the thick wall. This fictitious beam element should have the stiffness properties of the real structure divided by a high factor δ (in the order of 10^6). When interpreting the structural forces, the results from the beam should be multiplied by the same factor δ in order to obtain realistic values. Note that this "trick" gives only realistic results in the case of elastic behaviour of the structure. This "trick" should not be used in the case of plastic structural behaviour or complex connections where typically C1-continuity (i.e. the continuity of the tangent along the neutral axis) is not satisfied between continuous structural members.

Interface elements

Interfaces are used to model soil-structure interaction. Interfaces consist of node pairs with one node of the pair being connected to the structure and the other one being connected to the soil. Interface elements should primarily yield plastic deformations (and in this way reproduce possible sliding and gapping mechanism). Their strength is generally lower than the strength of the adjacent soil. The (non-physical) interface stiffness is generally large to avoid unrealistic elastic deformations. However, a stiffness that is too large can cause ill conditioning of the stiffness matrix, and should be avoided. Interfaces should be extended beyond the end of a structure or around corners (Fig. 6) to avoid locking and inaccurate stress results at the tip or corners of buried structures (Van Langen, 1991). Note that the strength of extended interfaces should not be reduced as it only represents a numerical artifact to improve stress calculation and has no reason to locally reduce the soil shear strength.

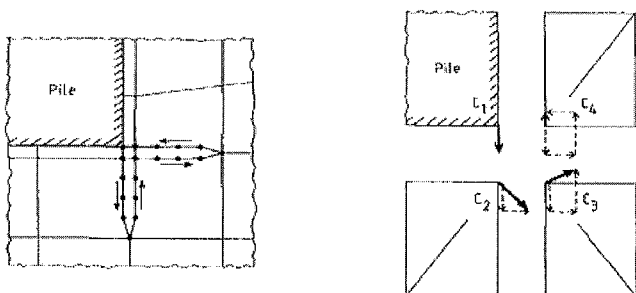


FIG. 6 Extended interfaces around the corner of a structure (after Van Langen, 1991).

Care must be taken when using interface elements in plane strain models for situations that are actually not plane strain. For example, when modelling piles in a plane strain model by means of beam elements (see figure 3 for limitations) and using interface elements to model pile-soil interaction with reduced strength, it should be realized that the interface actually simulates an unrealistic sliding plane in the soil. It should be mentioned in this context that the use of interface elements with a reduced strength will probably lead to incorrect prediction of the skin resistance and it might be preferable not to use any interface at all for such situations. Optimally these types of problems are better addressed by 3D models.

Material behaviour

Soil can be regarded as a material with highly non-linear properties. The behaviour of soil is described by constitutive models, ranging from the simple linear-elastic perfectly plastic model to highly sophisticated non-linear anisotropic time-dependent models. Structures in the soil can often be regarded as stiff and elastic, but in some cases non-linear structural behaviour needs to be considered in more detail.

Soil behaviour

Before deciding which soil constitutive model to select, it is important to consider which features of soil behaviour are important in the situation at hand. A preliminary analysis with a simplified model could help to identify the dominant stress paths and stress levels. It is tempting to use simple models, since in general the number of model parameters is less than for advanced models. However, when dealing with various stress levels and stress paths in combination with a simple constitutive soil model, soil layers need to be divided into multiple sub-layers, each of them having their own set of model parameters. Advanced models may include additional features like stress-stress path- or strain-dependency of stiffness or anisotropy. Therefore, the effort of determining more parameters may be less than the total effort of determining different sets of model parameters for a simple model. For more details about the possibilities and limitations of soil models and parameter selection (see Brinkgreve, 2005).

Undrained behaviour

A particular type of soil behaviour that needs special attention is undrained behaviour. Undrained behaviour can be modelled in different ways, each of them having their possibilities and limitations. The classical approach of modelling undrained soil behaviour is by means of a total stress analysis (Fig. 7a). In this case, undrained values for stiffness and strength parameters (E_u , ν_u , s_u and $\varphi = 0$) must be given as model input. This method is still rather popular amongst the geotechnical FE modelling community who finds it convenient at several design stages to directly input the shear strength values. The disadvantage of this method is

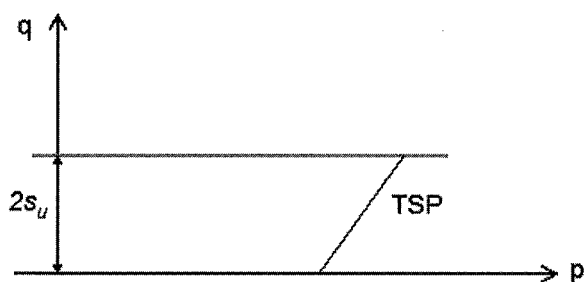
Meshing

In the finite element method, the model geometry is divided into finite elements, which is called a mesh. The accuracy of the finite element model depends on the number of elements used and the order of interpolation of the primary variables within the elements. When low-order elements and/or an insufficiently number of nodes are used, the flexibility in the mesh is insufficient such that deformations are under-estimated and failure loads are over-estimated. For serviceability states in geotechnical applications the use of quadratic or higher order elements is recommended to avoid mesh locking problems. For ultimate limit state calculations quadratic elements may still over-estimate failure loads; therefore higher order elements are preferred for such situations. Locally finer meshes (smaller elements) need to be used at locations where concentrations of stress, strain or flow is expected, such as near structures and loads (Fig. 8). Even when using high-order elements, structural sections should be modelled with more than just one element. Coarser meshes may be used towards the model boundaries since lower stress gradients are expected to develop there.

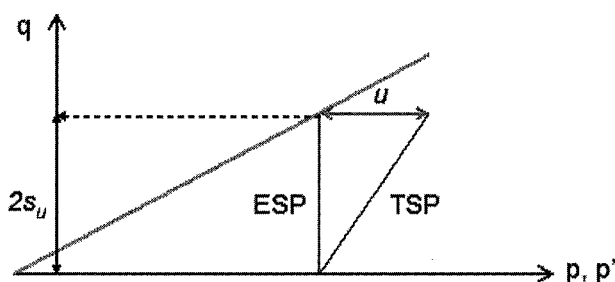
In the case of dynamic calculations, there are special requirements for the size of elements, related to the range of frequencies that need to be modelled accurately. The wave length of a shear wave L_s is defined as the shear wave velocity v_s over the frequency f . The shear wave velocity v_s is a function of the shear stiffness G and the material density ρ : $v_s = \sqrt{G/\rho}$. For quadratic elements, the wave length should be described by at least 8 elements.

that no distinction is made between pore pressures and effective stresses, which makes it impossible to perform a subsequent consolidation analysis. Note moreover that the shear strength needs to be changed in the case of a change of effective stress, for example as a result of consolidation.

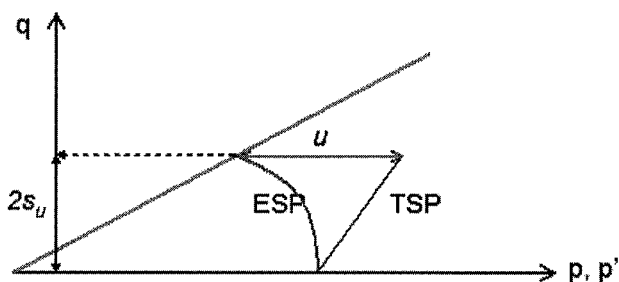
Undrained behaviour can also be modelled by an effective stress approach using effective stiffness parameters (E' and ν'), while adding a separate large bulk stiffness for the pore water ($K_w/n = \text{high}$) (Fig. 7b and c). In this way, distinction can be made between effective stresses (based on the stiffness of the soil skeleton) and excess pore pressures (based on the stiffness of the pore water). The actual development of pore pressures depends on the selected soil constitutive model. In principle, soil strength can be modelled using the Mohr-Coulomb criterion with effective strength properties, provided that the soil model predicts the right pore pressures. The obtained undrained shear strength is a result of the effective stress path (ESP). In particular for soft soils, most constitutive models do not predict the right pore pressures and over-predict the undrained shear strength when using this approach. Therefore, resulting stress states should always be checked against a known shear strength profile. In the case that the resulting shear strength is not modelled properly, an alternative effective stress approach can be used in which the strength is modelled using a Tresca criterion with direct input of the undrained shear strength s_u (Fig. 7d). Note that in this case, the shear strength would need to be changed in the case of a change of effective stress. It is also important to realize that this alternative method often leads to incorrect prediction of the excess pore pressures, but this does not have consequences for the soil strength and stability.



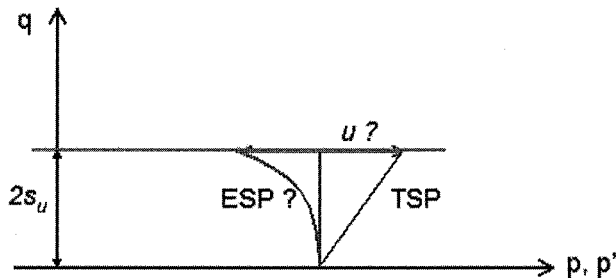
a. Undrained total stress approach



b. Undrained effective stress approach: simple Mohr-Coulomb model



c. Undrained effective stress approach: advanced model



d. Undrained effective stress approach with Tresca model

FIG. 7 Different ways to model undrained behaviour.

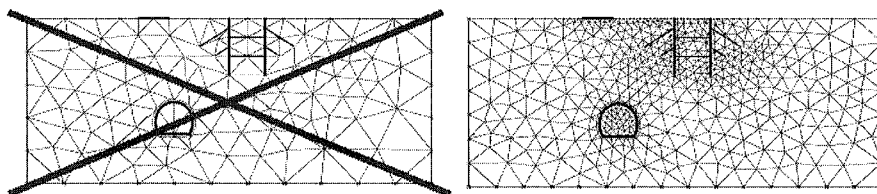


FIG. 8 Different ways to model undrained behaviour.

5

Initial conditions

In reality, initial stresses and conditions are present in the soil, which are of major influence on a new structure to be built in the ground. The finite element model does not know of any initial conditions unless this is explicitly generated. The initial conditions involve at least initial stresses, preferably with a distinction between pore pressures and effective stresses. Depending on the type of soil constitutive model used, initial values of state parameters may need to be set as well, such as void ratio or pre-consolidation stress.

5.1

Initial stresses

Initial stresses in the ground may be introduced in different ways. A simple procedure makes use of the soil total weights of the soil layers to generate total vertical stresses. Subtracting the pore pressure gives the effective vertical stress, whilst multiplying this vertical effective stress by a specified coefficient of lateral stress K_0 gives the horizontal effective stress. This so-called K_0 -procedure does not guarantee equilibrium to be satisfied, but is suitable in situations with only horizontal soil layers. Using the K_0 -procedure in situations involving slopes or non-horizontal layers (Fig. 9) leads to an initial unbalance (Fig. 10), which needs to be equilibrated before performing any further loading or construction stages.

A possible alternative to the K_0 -procedure is the use of a true finite element procedure to generate initial stresses due to soil weight, is gravity loading. In this case equilibrium is guaranteed within the tolerances of the finite element calculation. Lateral soil stresses are now the result of the parameters used in the soil constitutive model. For a simple linear-elastic perfectly-plastic model in the case of one-dimensional compression (Figure 9a), the resulting coefficient of lateral stress is found to be $K_0 = \nu/(1 - \nu)$, where ν is Poisson's ratio. The disadvantage of using gravity loading in one calculation is that K_0 cannot be greater than unity (1.0), since Poisson's ratio should be lower than one half (0.5). To overcome this limitation, for example for over-consolidated soils that might have a higher K_0 -value, gravity loading should first be performed with a high Poisson's

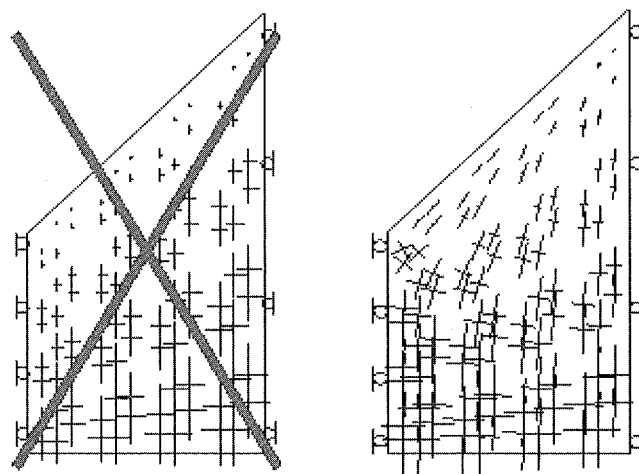


FIG. 10 K_0 -procedure vs gravity loading for a steep slope.

ratio to a higher level of gravity after which unloading to normal gravity should be performed using a low Poisson's ratio. Poisson's ratio may again be changed for subsequent calculations.

Initial stresses may also be influenced by previous constructions in the neighbourhood. When this is the case, these constructions need to be simulated first as part of the initial stress generation, before the actual project is considered.

Note finally that when generating initial stresses, the soil should be modelled as a drained material; otherwise unrealistic initial stresses and pore pressures are created.

5.2

Initial pore pressures

Pore pressures also play an important role in the soil. Especially in excavations, pore pressures can form a major part of the loads on soil retaining structures, since their lateral load component is equal to the vertical component. Therefore, it is important to model pore pressures appropriately.

A simple way to model (initial) pore pressures is to use a phreatic level and to generate hydrostatic pore

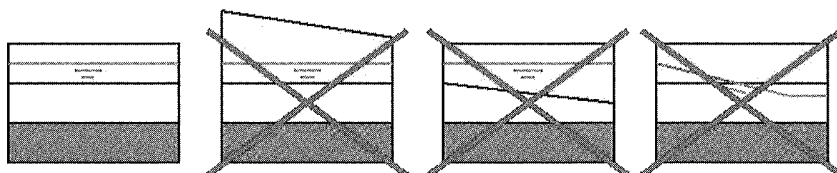


FIG. 9 Situations where the K_0 -procedure can(not) be used.

pressures under this level. Care has to be taken when the phreatic level is not horizontal. This is equivalent to a groundwater head which is not constant, as a result of which groundwater flow will occur, which may result in a non-hydrostatic pore pressure distribution.

5.3

Initial values of state parameters

Advanced models generally have parameters to describe the history or condition of the soil, such as the pre-consolidation stress, the void ratio, the relative density or the state of anisotropy. Together with the generation of initial stresses, these so-called state parameters need to be initialized as well, based on additional information. In the case of gravity loading, the history should be simulated as realistic as possible. Also here, the K_0 -procedure has limitations in the sense that it does not allow for a true simulation of the history, as a result of which the initial value of state parameters might be inaccurate.

6

Calculations

After the finite element model has been created and the initial conditions have been generated, the calculations need to be defined. A finite element analysis can consist of multiple calculation phases, similar to construction stages in a real project.

When dealing with structures in the soil, it must be realized that the construction process in reality involves installation effects, and it should be considered whether it is important and how it can be included in the finite element model. In most cases structures are simply « wished in place ». In that case it must be considered what the consequences are of this simplification.

Similar as what has been mentioned for the generation of initial stresses, pore pressures can have a significant influence on the results. Therefore, care must be taken with the definition of hydraulic conditions (see figure 11). In the case of a groundwater flow calculation in a symmetric model of which only one half is modelled, flow through the symmetry boundary must be prevented, so the boundary must be "closed". The same applies to coupled consolidation calculations. Always check the pore pressure distribution for unexpected "jumps" in pore pressures.

A typical situation where this might occur is a dry excavation in permeable soil. Figure 12a shows the wrong use of a phreatic level with a jump. Note that the jump leads to a difference in pore pressures all the way to the bottom of the model. In such a case the use of a local pore pressure distribution should be considered. An even better solution would be to perform a groundwater flow calculation to generate the (initial) pore pressure distribution (Fig. 11b). This requires the proper use of permeabilities and hydraulic conditions at the model boundaries. In this case a groundwater head is specified at both vertical model boundaries and at the excavation bottom, whereas the bottom boundary is closed.

For calculations that involve a physical time step, conditions may apply with respect to the minimum or maximum time step that can be taken in the calculation. Coupled consolidation analysis requires a time step larger than a particular minimum time step in order to avoid stress oscillations (Vermeer & Verruijt, 1981). Dynamic calculations require a time step smaller than a particular maximum time step in order to ensure that waves do not travel more than one element per time step.

When performing safety analysis by means of strength reduction (ϕ -c reduction) it should be realized that a safety factor can only be obtained as soon as a full mechanism has developed. This requires a sufficient number of calculation steps to be performed. If the calculation stops before a full mechanism has developed, the calculation should be repeated with a larger number of steps, until the calculation control parameter is "over the top" when plotting it against the displacement of a point within the moving soil mass (Fig. 12). It should be realized that the displacements themselves are not realistic. In order to view the developed mechanism, attention should be focused on the plastic deformations or the displacement increments rather than the total displacements. It is also important to point out that safety factors computed in the framework of a ϕ -c reduction analysis have a different meaning than those generally considered by structural engineers and defined as the ratio of the failure load over the working load.

Proper attention should also be paid to the way structural members are being modelled during ϕ -c reduction analyses. Indeed assuming elastic behaviour for the structural members might have consequences on the resulting safety factor. It is therefore advised to carefully monitor the evolution of the structural forces and moments during the entire ϕ -c reduction calcu-

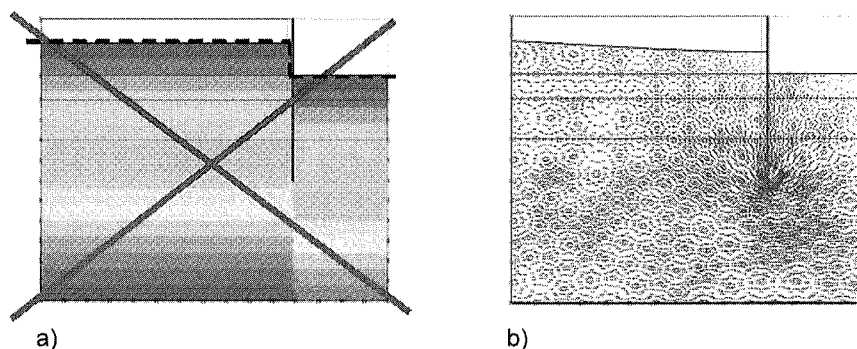


FIG. 11

a) Wrong use of phreatic level to generate pore pressure.
b) Improved modelling using groundwater flow.

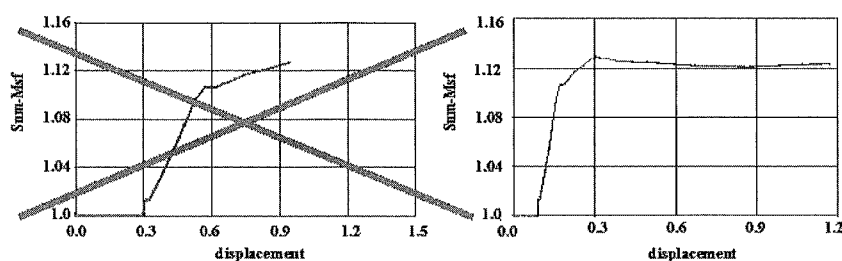


FIG. 12 Safety factor can only be obtained when a full mechanism has developed.

lation process. Finally it is also important to mention that considering or ignoring the soil undrained behaviour might have non-negligible influence on the resulting safety factor depending mostly whether the effect of generation of excess pore pressures has a positive or negative effect onto the mobilized friction.

6.1

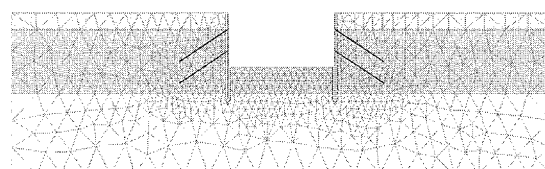
Numerical procedures

Geotechnical finite element calculations are divided into steps to deal with the non-linearity of the soil behaviour. Different numerical solution algorithms exist to solve the sets of constitutive equations produced the FE discretization. Care must be taken with explicit schemes which are conditionally stable and might excessively deviate from equilibrium or even become unstable. Nowadays, most numerical solution algorithms are based on an implicit integration scheme and involve an iteration procedure to satisfy equilibrium within a certain tolerance for each loading step (also referred to as a Newton-Raphson procedure). Such procedures use an error criterion to check whether a solution has converged. It is tempting to start playing with the iterative procedure settings in an attempt to speed up the calculation process or ease a slow and difficult convergence process. In this context, manipulating those advanced settings and particularly increasing the tolerated error must be done with great care as results might become simply unreliable since equilibrium will not be properly enforced. This is well illustrated in figure 13 where two analyses of the same dry excavation model have been carried out using different tolerated errors of respectively 1% (which is a rather standard default value) and 20%. One can clearly see that the computed wall settlement is twice as large using the 1% error compared to the value obtained with a 20% error.

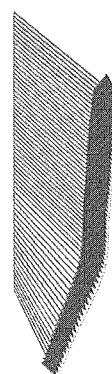
7

Interpretation of results

When all modelling issues have been properly taken into account and the calculation has run successfully, there is no guarantee that the finite element results are correct and can directly be used in geotechnical design. The user should be aware that a converged solution does not mean that he is dealing with a reliable result. First, the results of each individual calculation phase need to be inspected carefully, with a critical attitude. Actually, the user should have a clear expectation of the results on the basis of his experience before inspecting the outcome of the calculations. The



a) Mesh overview



umax = 42.2 mm

b) Wall displacement with 1 % error



umax = 22.3 mm

c) Wall displacement with 20 % error

FIG. 13 Effect of tolerated error on wall displacement for a dry excavation model.

more output features are reviewed the better. When the calculated results show peculiarities or differ from the expected results, a consistent explanation needs to be found. Results that cannot be explained should not be accepted.

When the results have been verified and found to be consistent, an interpretation and translation can be made towards the geotechnical design issues. Thereby the consequences of simplifications and limitations in the finite element model and the selected constitutive model need to be taken into consideration. Are the results realistic, conservative or optimistic?

8

Visual checklist

A basic requirement for a satisfactory finite element calculation is that the used finite element software is reliable. This requires at least that the software has been verified. Verification in this respect means a check whether the software is able to reproduce known solutions. This is usually done by the software developer, but it does not harm if users of the software redo some of the verification examples or check others. Successful verification does not automatically mean that

the software will produce realistic results in practical applications. The latter is more related to validation rather than verification. Validation in this respect is a procedure to demonstrate that the outcome of a calculation matches reality to a great extent; for example based on in-situ measurements. Validation, therefore, is not only related to the reliability of the software, but also to the ability of the user to make a good finite element model.

To help geotechnical engineers to make reliable finite element models, a checklist is being developed at Plaxis containing items such as described in this publication to make the engineers aware of the traps and pitfalls. The checklist is supported by visual examples, such that they could easily be recognized. Complying with all items in the checklist does not mean that the finite element model automatically gives good results. Engineering judgment is always required to interpret and translate the results into geotechnical design issues. This remains the responsibility of the engineer and the professional environment around him.

Conclusions

The finite element method is a great tool for the analysis and design of geotechnical engineering applications. However, the accuracy of finite element calculations depends on the ability of the user of the finite element software to deal with the possibilities and limitations of the various models and methods used. In this publication, several traps and pitfalls that could lead to incorrect results if they are not recognized and understood have been described. To help engineers to make reliable finite element models, a visual checklist is being developed by Plaxis. Despite the availability of such tools, the engineer remains responsible for the translation of results into geotechnical design issues.

Bibliographie

- Brinkgreve R.B.J. – Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering applications. *Geofrontiers* (ed. Jamamuro), ASCE, 2005.
- Brinkgreve R.B.J., Bakker K.J., Bonnier P.G. – The relevance of small-strain stiffness in numerical simulation of excavation and tunnelling projects. *NUMGE* (ed. Schweiger). Taylor & Francis – London, 2006, p. 133-139.
- Brinkgreve R.B.J., Swolfs W.M., Engin E. – Plaxis user manual. Plaxis bv, Delft, 2010.
- Meißner H. – Baugruben – Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik", Abschnitt 3, *Geotechnik* 25, 2002, p. 44-46.
- Van Langen H. – Numerical Analysis of Soil-Structure Interaction. Dissertation. Delft University of Technology, 1991.
- Potts D.M., Zdravkovic L. – *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application*. Thomas Telford, London, 2001.
- Vermeer P.A., Verruijt A. – An accuracy condition for consolidation by finite elements. *Int. J. for Num. Anal. Meth. in Geom.*, 5, 1981, p. 1-14.
- Vermeer P.A., Wehnert M. – Beispiele von FE-Anwendungen – Man lernt nie aus. *FEM in der Geotechnik* (ed. Grabe et.al.). Technische Universität Hamburg-Harburg, 2005.

Développements récents en modélisation aux éléments finis 3D : apports pour l'ingénierie géotechnique

D. REMAUD

ITECH

8, quai de Bir Hakeim
94410 Saint-Maurice

Résumé

On décrit les évolutions récentes en ingénierie logicielle autour de la méthode des éléments finis et leurs applications pour la modélisation tridimensionnelle des ouvrages de géotechnique. Outils de définition géométrique, nouveaux maillages tétraédriques, algorithmes de résolution plus puissants, chacune de ces avancées apporte un confort d'utilisation et oriente l'utilisateur vers une meilleure approche de la modélisation. On montre ainsi que l'usage de calculs par éléments finis tridimensionnels devient compatible avec les contraintes de temps d'ingénierie pour l'analyse de projets courants.

Mots-clés : méthode des éléments finis, modélisation 3D, maillages 3D, ouvrages géotechniques, CESAR-LCPC.

Recent advances in 3D finite elements modeling: contributions for geotechnical engineering

Abstract

We first describe recent advances in software developments applied to the finite element method and their application to 3D models of geotechnical structures. CAD tools, new tetrahedron meshers, new powerful algorithms; each of these new developments provides a more user-friendly environment and leads the user towards a better modelisation process. Finally, we show that the use of 3D finite element models is now fully admissible for current engineering projects.

Key words: finite element method, 3D models, 3D meshes, geotechnical projects, CESAR-LCPC.

Introduction

L'usage des éléments finis (EF) en géotechnique est aujourd'hui largement répandu en ingénierie pour l'analyse des déformations et des stabilités d'ouvrage. Basés sur des hypothèses simplificatrices, les modèles EF restent majoritairement bidimensionnels et par conséquent limités à l'analyse des ouvrages « linéaires ». Pour autant, dans les zones urbaines, les ouvrages sont complexes et les interactions entre groupes de structures sont souvent influentes sur leur comportement global. Aussi l'introduction de la troisième dimension est inéluctable dans nombre de projets.

Jusqu'à récemment, les modélisations EF 3D demeuraient réservées à des projets d'envergure car on leur reprochait d'utiliser des maillages plus lâches que les modèles 2D, ainsi que des temps de calcul longs, incompatibles avec les exigences temporelles de l'ingénierie.

Aujourd'hui ces constats peuvent être facilement battus en brèche avec le développement de machines performantes et d'outils de modélisation puissants.

A travers cet article, on s'attache ainsi à montrer l'apport récents développements pour l'ingénierie géotechnique, en prenant pour illustration des exemples de modélisation réalisés avec CESAR-LCPC, code aux éléments finis développé par l'IFSTAR (ex. LCPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) et ITECH.

Précision : Les exemples d'études réalisées avec les versions antérieures de l'outil, présentés dans le corps de l'article, ont pour but d'illustrer les avancées d'un point de vue qualité de la modélisation. L'auteur ne cherche pas à remettre en cause les résultats et leur interprétation à l'époque de leur réalisation. Aussi nous n'aborderons pas cet aspect.

Pourquoi modéliser avec les éléments finis 3D ?

Tout projet de calcul d'ouvrage géotechnique est de nature 3D. Pour se ramener 2D, des hypothèses simplificatrices sont couramment employées : déformations planes ou axisymétrie.

La modélisation en déformation plane consiste à mener les calculs dans un plan, défini par une normale. Les déformations sont indépendantes de la coordonnée z et le déplacement dans cette direction est nul. Ce type de modélisation est possible si la géométrie varie peu dans tous les plans parallèles au plan de déformation plane ; de même pour les conditions aux limites, les conditions initiales et les chargements. Ce type de modélisation est répandu pour les calculs des semelles, des talus et remblais, des tunnels.

La modélisation en axisymétrie n'est, elle, applicable que si les caractéristiques du calcul (géométrie, conditions aux limites, conditions initiales et chargements) présentent une symétrie de révolution. Cette approche peut être appliquée aux fondations circulaires, aux galeries de tunnel circulaires, aux puits.

Mestat *et al.* (2005) décrivant ces approches ont aussi établi leurs limites. On retiendra que :

- les couches de sols sont rarement linéaires ou de révolution ;
- les inclusions ou les système de soutènement ne respectent pas, en général, les conditions de planéité.

Il est cependant admis que les résultats des calculs plans sont souvent du côté de la sécurité en amplifiant les mouvements du sol.

Aussi doit-on procéder à une modélisation tridimensionnelle pour une représentation réaliste et non sujette à des hypothèses simplificatrices. La première approche pour le passage du 2D au 3D est l'extrusion, qui consiste à construire un maillage 3D par translation d'un maillage 2D. Cette méthode est régulièrement employée pour modéliser des fondations, on opère alors une extrusion verticale ou horizontale. En ingénierie du tunnel, le caractère tridimensionnel de l'excavation au front de taille est souvent modélisé en 2D par l'introduction d'un coefficient de déconfinement (méthode convergence-confinement). Pour prendre en compte des phénomènes plus complexes (soutènements, avancement d'un tunnelier, voûte parapluie...), les modèles de tunnel 3D sont réalisés à partir d'une représentation plane de la section à laquelle on fait subir une extrusion horizontale.

Si l'extrusion nécessite des conditions particulières de géométrie de sol et d'ouvrage, elle permet cependant de modéliser des structures complexes (comme l'ouvrage représenté ci-dessous, modélisé par le LCPC, pour l'EDF, dans les années 1980) (Fig. 1).

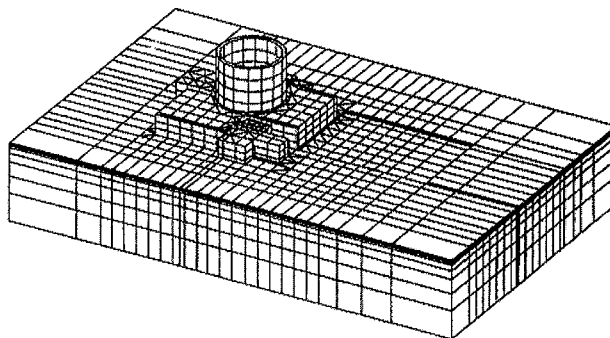


FIG. 1 Exemple de passage du 2D au 3D par extrusion.

Il a aussi souvent été reproché aux modèles 3D de ne pas avoir une densité de maillage cohérente avec celle généralement utilisée en 2D. A densité équivalente, un modèle 3D génère des matrices de calcul plus grandes et en conséquence des temps de calcul plus longs. De plus, le codage 32-bits des systèmes est une autre limite à considérer. Cette limite « physique » induit en effet une limite numérique car les matrices de résolution ne peuvent pas être codées sur plus de 2^{31} octets.

Lors du passage du 2D au 3D, l'ingénieur devait donc faire des choix pour privilégier la cohérence géométrique et se focaliser sur un résultat. Ces alternatives sont : augmenter la taille des éléments finis ou privilégier l'interpolation linéaire au détriment de l'interpolation quadratique. Mestat *et al.* (2005) ont illustré ce constat sur la modélisation d'une galerie de tunnel (cf. Fig. 2). Sur ces deux modèles de projets distincts, on distingue nettement l'écart de densité de maillage.

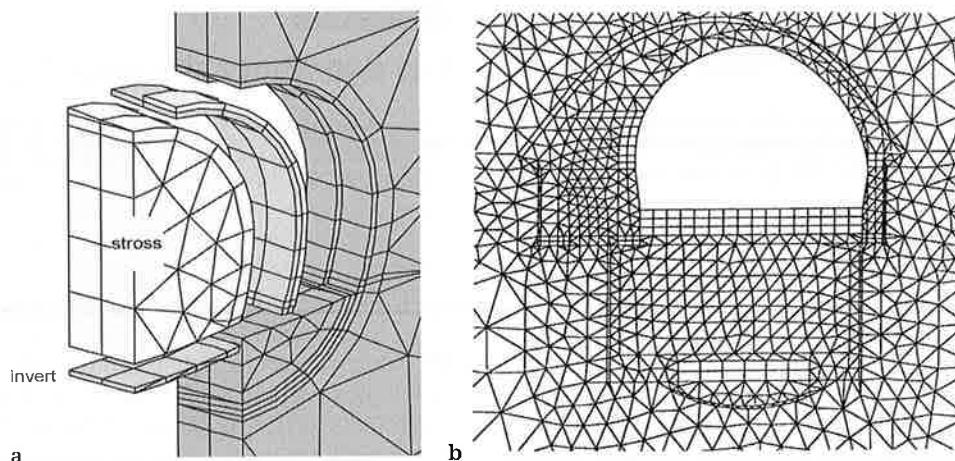


FIG. 2 Exemple de comparaison de densité d'éléments autour d'une cavité : a) pour un modèle 3D ; b) pour un modèle 2D en déformation plane (calculs réalisés avec CESAR-LCPC), d'après Mestat et al. (2005).

Les constructeurs d'ordinateurs proposent aujourd'hui des systèmes 64-bits couplés à d'importantes tailles de mémoires vives. La nouvelle version de CESAR-LCPC est adaptée à ces nouveaux environnements de travail. Aussi les limites sont repoussées et on peut raisonnablement appliquer aux modèles 3D des densités conséquentes pour des temps de résolution compatibles avec les contraintes de l'ingénierie.

3

Évolutions de l'outil CESAR-LCPC

3.1

Une DAO intégrée

L'ingénierie d'un projet passe par une première phase de projection en DAO (Dessin Assisté par Ordinateur). Ce travail préliminaire est important pour

mettre en plan d'exécution les dispositifs de construction et les méthodes retenus. De plus, la récupération de la topographie du terrain au format numérique (MNT) est maintenant généralisée. Aussi intégrer les données de cette étape à la modélisation aux éléments finis tridimensionnelle est essentiel pour gagner du temps et accéder à un niveau de détail initial le plus proche possible du projet architectural. Cela se fait par les fichiers d'échange aux formats DXF, IGES ou STEP, standards aujourd'hui répandus en ingénierie logicielle pour la construction.

Ces données peuvent être exploitées dans CESAR-LCPC grâce aux derniers outils de la version 5 : import de fichiers DAO, surfaces NURBS (Non-Uniform Rational Basis Spline), intersections de volumes, génération de volumes complexes.

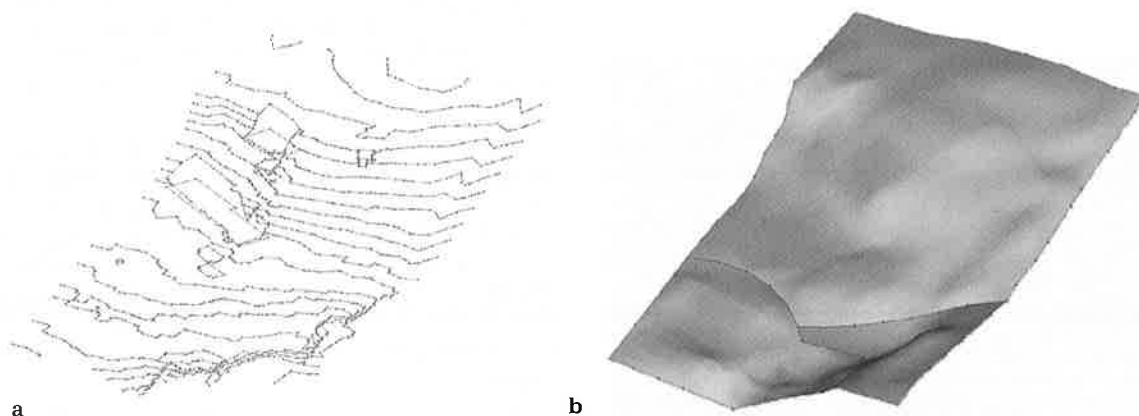


FIG. 3 Import du modèle numérique de terrain et transformation en surface NURBS. Ainsi la DAO est de mieux en mieux intégrée, de plus en plus fusionnée dans les logiciels de modélisation évitant des allers-retours entre modélisateurs et projeteurs, potentiellement générateurs d'erreurs ou de pertes de données.

De nouveaux outils de maillage

Dans les précédentes versions de CESAR-LCPC, le modélisateur générait les maillages par extrusion (extension d'un maillage 2D dans une direction perpendiculaire, horizontale pour les tunnels ou talus, verticale pour les fondations ou excavations). Une méthode basée sur la géométrie dite « super-éléments » permettait de traiter certaines configurations complexes (intersection de galeries par exemple).

Dans la nouvelle version 5 de CESAR-LCPC, les méthodes précédentes sont conservées. On leur a adjoint le maillage en tétraèdres. Ce type d'éléments est utilisé de longue date en génie mécanique. Ils n'avaient pas rencontré jusqu'à présent un écho très favorable en ingénierie logicielle pour la géotechnique car ils sont très consommateurs d'éléments et de nœuds, ce qui est très pénalisant pour les calculs non linéaires. En effet, leur principe de fonctionnement est de mailler les surfaces délimitant le volume, puis de remplir le volume à partir de ces densités. Aussi l'utilisateur peut difficilement contrôler le nombre d'éléments générés.

En association avec les fonctionnalités présentées dans le paragraphe précédent, le mailleur tétraédrique automatique, implanté dans CESAR-LCPC, permet de s'affranchir des complexités géométriques. De plus, des éléments de barres spéciaux ont été développés pour modéliser des renforcements de sols (tirants d'ancrage, boulons ou pieux). Le mailleur tétraédrique ayant été conçu pour « s'accrocher » à ces éléments, on peut facilement modéliser les volumes de sols et les éléments structuraux les pénétrant, sans avoir à discrétiser la géométrie comme par le passé.

Enfin, pour assister l'utilisateur, un facteur de qualité a été associé au procédé de remplissage. Cet outil permet, d'une part, de jouer sur le nombre de nœuds générés par le mailleur, et, d'autre part, de vérifier la densité des éléments, notamment dans les zones de fortes contraintes (cf. Fig. 4).

Ainsi le modélisateur ne travaille pas en boîte noire et peut à tout moment adapter son modèle à ses exigences de qualité et de résultat.

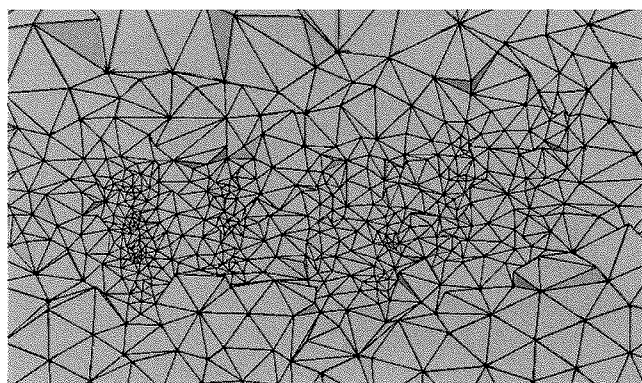


FIG. 4

Coupe dans un modèle 3D illustrant le remplissage tétraédrique autour d'éléments ancrés (tirants).

Des algorithmes plus puissants

L'optimisation des algorithmes de construction a été entreprise par l'IFSTTAR depuis plusieurs années (Rigobert, 2005). Ces travaux ont permis d'implanter un code pour matrices creuses fondé sur la méthode de Gauss multifrontale pour la résolution d'un système linéaire.

L'influence est immédiate sur le calcul des projets. On a relevé une réduction des temps de factorisation et de calcul par un facteur minimum de 10. Les temps de calcul des modèles 3D sont donc maintenant comparables à ceux des modèles 2D des versions antérieures.

Depuis l'introduction de cette nouvelle méthode, les environnements 64-bits sont apparus sur le marché des ordinateurs grand public ; ils sont donc accessibles aux bureaux d'études. Les gains précédemment établis sont amplifiés par la possibilité d'utiliser des tailles de mémoires vives conséquentes.

Procédures d'analyse des coefficients de sécurité

La définition d'un facteur de sécurité pour un ouvrage géotechnique ne va pas de soi. On peut proposer au moins deux approches : l'une porte sur les caractéristiques de résistance des sols, l'autre sur l'intensité du chargement.

Dans le cadre de la procédure de « réduction c - ϕ », cette sécurité est estimée sur la base d'un critère très simple : le facteur de sécurité est le plus grand nombre par lequel on peut diviser les caractéristiques de résistance (c et $\tan \phi$ pour le critère de Mohr-Coulomb) et obtenir un champ de contraintes compatible à la fois avec les chargements appliqués (considérés comme fixés) et la résistance des différents matériaux en jeu. L'autre approche de la sécurité consiste à estimer le facteur par lequel on peut multiplier un chargement sans atteindre la rupture (pour des caractéristiques de résistance données).

Ces approches intégrées dans la nouvelle version de CESAR-LCPC, permettent d'accéder aux états limites ultimes, ELU, des modèles non linéaires. Couplées à l'application de coefficients partiels par l'utilisateur sur les données du modèle, ces nouveaux outils permettront de reproduire les approches préconisées par les Eurocodes 7.

Pour valider le fonctionnement de la procédure de réduction « c - ϕ » dans CESAR-LCPC, une étude paramétrique a été réalisée sur un modèle 3D avec variation du ratio des cohésions non drainées (c_{u2}/c_{u1}), reprenant les caractéristiques du modèle de talus utilisé par Griffiths (1999) : géométrie paramétrée (cf. Fig. 5), couche de matériaux de faible caractéristique (c_{u2}) insérée dans un massif homogène (c_{u1}), critère de Tresca.

Les facteurs de sécurité calculés par CESAR-LCPC, sont en très bon accord avec les résultats de Griffiths (1999). Pour illustrer cet état, on présente l'état déformé du modèle 3D (cf. Fig. 6) calculé avec le ratio c_{u2}/c_{u1} de 0,33, menant à un facteur de sécurité de 0,82.

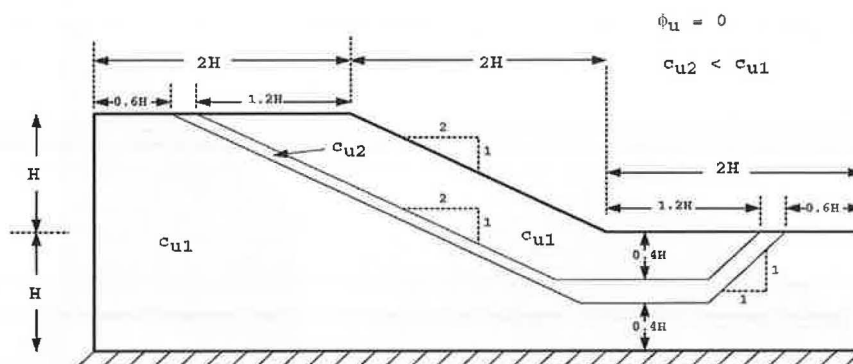


FIG. 5 Géométrie du modèle de talus utilisé pour l'étude paramétrique de la procédure de réduction c-phi (Griffiths 1999).

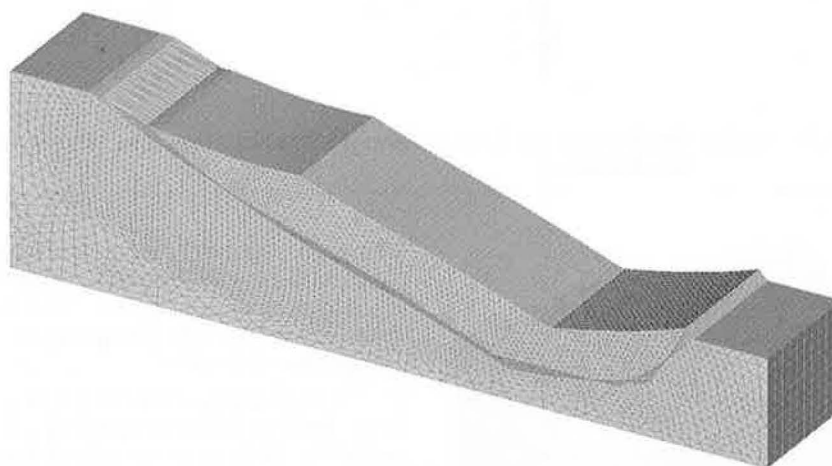


FIG. 6 Déformée du modèle de talus 3D après calcul du facteur de sécurité par analyse c-phi ($c_{u2}/c_{u1} = 0,33$ - FOS = 0,85).

4

Apports des évolutions pour l'ingénierie géotechnique

4.1

Détails géométriques

Récemment dans le cadre de l'analyse des fondations de la tour Odéon à Monaco, Terrasol a exploité les fichiers DXF 3D du bureau d'étude en phase exécution : topographie numérique du terrain, systèmes de soutènements.

Les surfaces des couches de sols ont ainsi été positionnées au plus juste à partir des données du terrain et l'ouvrage est implanté de façon précise par rapport à son environnement géologique et au bâti existant. Ce niveau de détail était primordial dans le cadre du projet de la tour Odéon puisque des contraintes importantes étaient imposées par la maîtrise d'ouvrage pour que les travaux n'impactent pas les bâtiments environnants. Ainsi les tassements calculés ne devaient pas dépasser quelques millimètres.

Par ailleurs, le modèle en éléments finis 3D réalisé avec CESAR-LCPC avait aussi pour objectif de valider certaines hypothèses de soutènement, l'intégration précise des tirants était donc essentielle dans ce contexte. En illustration, on montre l'implantation des ancrages et soutènements (cf. Fig. 7) ainsi qu'une vue du modèle complet (cf. Fig. 8).

On retiendra aussi pour ce projet que les temps de calcul sont de l'ordre de 18 h sur une machine grand public (Windows 64 bits, 12 Go de RAM). Étant donné la complexité du modèle et le nombre de phases de calcul (57), cette durée était admissible pour le bureau d'études et elle a autorisé l'intervention pour modifier le modèle (paramètres des matériaux, cas de charges...) et le passage de calcul de stabilité (procédure de réduction c-phi).

Les résultats des calculs ont entraîné des modifications du système de soutènement réalisé sur la zone du Collège et validé les principes de fonctionnement globaux.

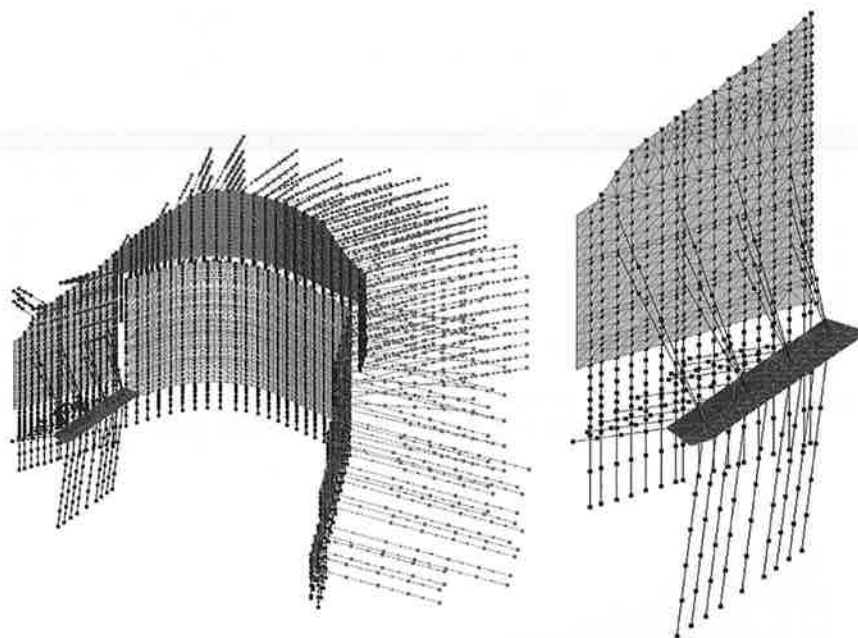


FIG. 7 Fondations de la tour Odéon : implantation des tirants et soutènements.

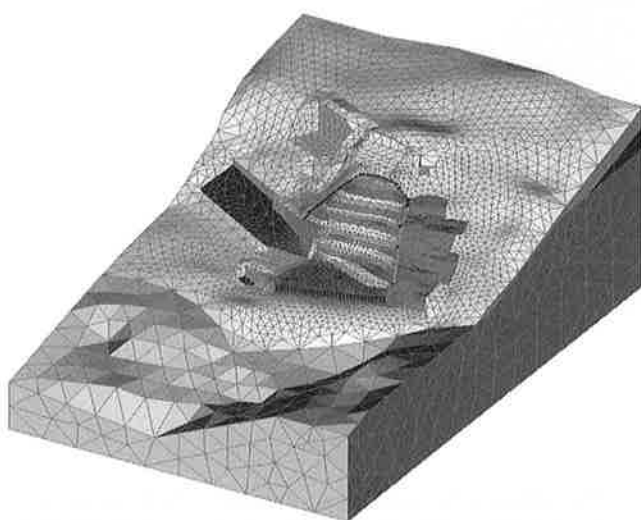


FIG. 8 Excavation et fondations de la tour Odéon à Monaco : vue complète du maillage.

4.2

Qualité de maillage 3D

Nous illustrons l'évolution de la qualité des maillages 3D par l'analyse *a posteriori* de deux modèles réalisés sur les versions précédentes de CESAR-LCPC.

Le premier exemple est un projet réalisé par Fondasol pour modéliser la réhabilitation du quai de l'Europe (étude réalisée en 2004). Utilisant les outils à sa disposition, l'ingénieur a utilisé la méthodologie de maillage en super-éléments ; cela a nécessité de décomposer le modèle géométrique en un grand nombre de régions volumiques permettant par la suite un maillage en super-éléments (hexaèdres, pentaèdres). Pour l'intégration des éléments de structures notamment les ancrages arrière, on a aussi dû adapter la géométrie pour qu'elle « accroche » les futurs éléments finis de type barres. Si cette méthode autorise la modélisation de tout type d'ouvrage 3D, elle contraint à un redé-

coupage géométrique souvent surabondant. De plus, l'usage des super-éléments impose la propagation des découpages d'un élément à son voisin ; aux limites du modèle, on retrouve alors des densités de maillage non souhaitées et inutiles.

En utilisant les évolutions des outils géométriques et le mailleur tétraédrique intégré, il serait aujourd'hui possible : 1) de représenter l'ensemble des détails de la géométrie du projet ; 2) de générer les volumes nécessaires à la modélisation (avec ou sans intersections) ; 3) de mailler les régions volumiques ; puis finalement, 4) d'accrocher automatiquement les éléments volumiques aux éléments de type barre (modélisation des tirants d'ancrages).

Ces évolutions sont illustrées sur les figures 9a (modèle original) et 9b (modèle réinterprété).

On constate une simplification notable de la géométrie. La qualité du maillage est aussi nettement améliorée : il n'y a pas d'éléments finis en surnombre aux limites du modèle et l'interpolation des éléments est passée de linéaire à quadratique, à nombre de nœuds identiques.

Nous avons analysé avec le même recul le maillage 3D réalisé par Terrasol pour la fondation du viaduc de la Grande Ravine à La Réunion. Géométriquement, ce projet présentait des difficultés : il s'agissait d'une fondation cylindrique dans une stratigraphie de schistes à double pente.

En 2003, l'ingénieur en charge du projet de calcul a réalisé le modèle en combinant deux méthodes de maillage : utilisation des super-éléments pour la culée, extrusion par extensions horizontales et verticales du maillage. Devant représenter l'interaction sol-structure par des éléments d'interfaces (surfaces de contact), le modélisateur a aussi dû utiliser des éléments finis à interpolation quadratique. Cette procédure augmentant le nombre de nœuds, la densité de maillage a été choisie pour générer des tailles de matrices de résolution compatibles avec l'environnement de calcul de l'époque (Windows 32-bits) et calculables en un temps compatible avec le projet (Fig. 10).

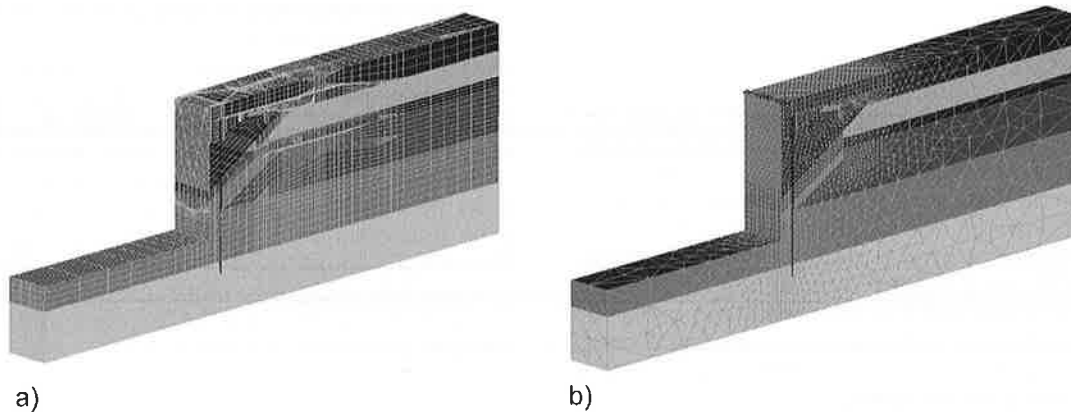


FIG. 9 Quai de l'Europe par Fondasol : réinterprétation du modèle version 4 réalisé en 2004 (a) avec la version 5 (b).

Réinterprétant aujourd'hui ce modèle avec la nouvelle version de CESAR-LCPC, les points suivants pourraient être améliorés : 1) représentation géométrique de la stratigraphie des sols (import de MNT, utilisation des surfaces NURBS) ; 2) variation progressive de la taille des éléments de la culée vers les limites extérieures du modèle (maillage tétraédrique) ; 3) densité de maillage plus conséquente à proximité de la culée, endroit des fortes sollicitations.

Les modèles réalisés par nos soins montrent qu'on peut facilement reproduire le modèle (Figs. 10 et 11), mais surtout que la densité de nœuds à proximité de la fondation peut être significativement et simplement augmentée.

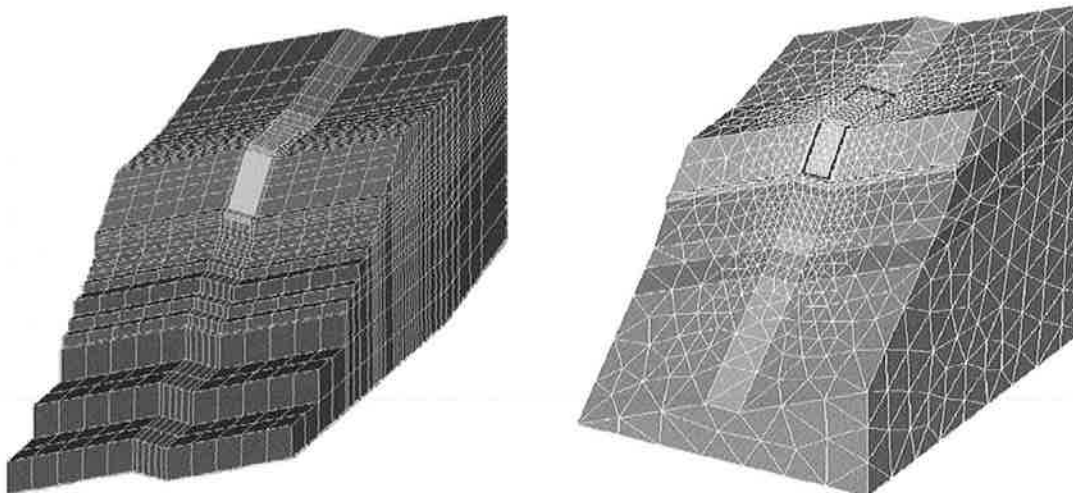


FIG. 10 Zoom sur la modélisation de la culée, en version 4, en version 5 avec nombre de nœuds équivalent ; en version 5 avec nombre de nœuds triplé.

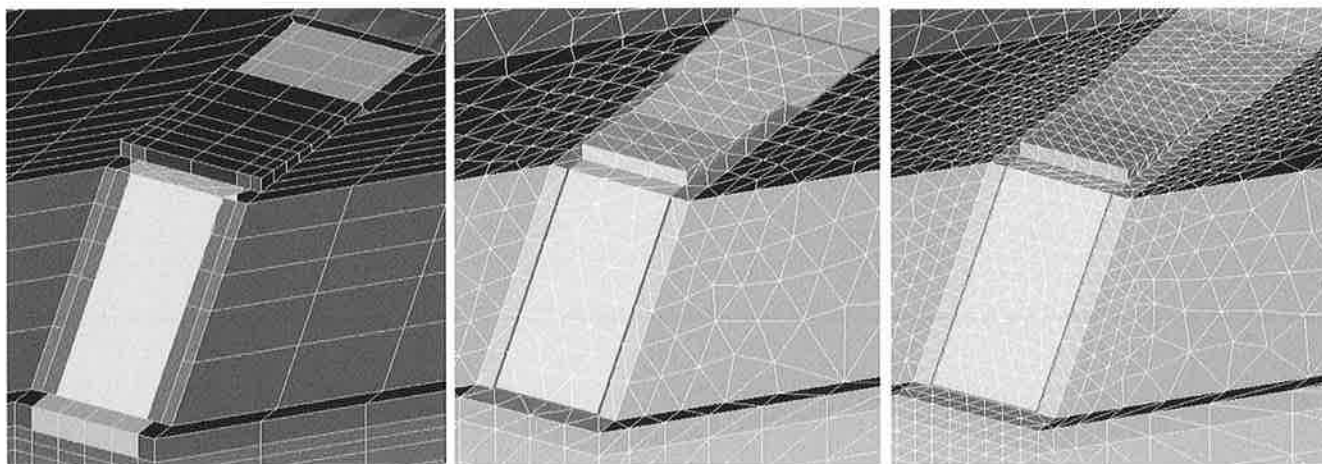


FIG. 11 Viaduc de la Grande Ravine par Terrasol : réinterprétation du modèle version 4 réalisé en 2003 (à gauche) avec la version 5 (à droite).

Conclusion

Les évolutions tant du solveur et des pré- et post-processeurs présentées dans cet article permettent maintenant d'aborder la modélisation 3D de façon courante. La modélisation de la géométrie des ouvrages grâce à des maillages performants est de plus en plus précise. Les environnements de travail et les algorithmes de résolution apportent une puissance de calcul décuplée. Aussi l'ingénieur a maintenant à sa disposition des outils permettant de traiter des aspects jusqu'alors peu abordés dans les projets 3D (calculs de stabilité, coefficients de sécurité, études paramétriques).

Cette nouvelle offre va aussi évoluer fortement avec l'utilisation optimale des nouveaux environnements de travail codés 64-bits, encore peu employés car récemment apparus sur le marché « grand public ». Aussi les efforts de l'IFSTTAR et de l'ITECH sont maintenus pour offrir à l'utilisateur un outil CESAR-LCPC pérenne et intégrant les résultats de la recherche. Ainsi la future version 6 (courant 2014) permettra une interactivité accrue avec l'utilisateur pour une modélisation simple, souple et performante (parallélisation des calculs). Elle intégrera, entre autres développements, un outil de construction de lois de comportement (y compris HSM).

Bibliographie

- | | | |
|---|--|--|
| <p>Griffiths D.V., Lane P.A. – Slope stability analysis by finite elements. <i>Géotechnique</i> 49, n° 3, 1999, p. 387-403.</p> <p>Mestat P., et al. – Performances des modèles d'éléments finis 3D en géo-</p> | <p>technique. <i>Proc. XVIth ICSMGE</i>, Osaka, 2005, p. 1091-1094.</p> <p>Rigobert S. – Implantation dans CESAR-LCPC d'un schéma multifrontal pour la résolution de systèmes linéaires de</p> | <p>grande taille. <i>Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées</i>, n° 256-257, 2005, p. 39-51.</p> <p>ITECH, IFSTTAR – CESAR-LCPC – CLEO3D, Manuel d'utilisation, 259 p.</p> |
|---|--|--|

Apport de la modélisation numérique dans l'analyse des risques sismiques liés à la liquéfaction

**F. LOPEZ-CABALLERO
A. MODARESSI-
FARAHMAND-RAZAVI**

Laboratoire MSSMat CNRS
UMR 8579
École centrale Paris
Grande Voie des Vignes
92290 Châtenay-Malabry
France

Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier les effets du comportement non linéaire du sol, introduit par la liquéfaction, sur l'interaction sol-structure non linéaire lors d'un séisme en utilisant des simulations numériques. On évalue aussi l'efficacité d'une méthode de renforcement de sols dans la réduction du potentiel de liquéfaction d'un profil de sol. Les effets favorables ou défavorables de l'utilisation d'inclusions rigides dans la réponse sismique d'une structure reposant sur un profil de sol liquéfiable sont présentés. Cette analyse montre l'efficacité de la méthode à réduire la liquéfaction et par conséquent les tassements induits mais elle montre aussi que cette intervention modifie les caractéristiques dynamiques du signal à la surface et en conséquence augmente le niveau des déplacements subits par la structure.

Mots-clés : liquéfaction, modèle constitutif, méthode d'amélioration du sol, interaction-sol structure.

Contribution of numerical modeling in the liquefaction seismic risks assessment

Abstract

The present paper deals with the influence of soil non-linearity, introduced by soil liquefaction, on the soil-foundation-structure interaction phenomena. Numerical simulations are carried out so as to study an improvement method to reduce the liquefaction potential in a sandy soil profile subjected to a shaking. The efficiency of the confinement walls in the mitigation of a liquefiable soil is showed. However, the intervention at the foundation soil modifies the dynamic characteristics of soil-structure system and it seems to be an unfavorable method from the structural point of view.

Key words: liquefaction, constitutive model, mitigation method, soil structure interaction.

Introduction

Dans le domaine de la gestion des risques naturels, il est communément admis que le risque est le produit de convolution entre l'aléa et la vulnérabilité des éléments exposés. Pour atténuer ces risques, il faut savoir quantifier et si possible réduire chacune de ses composantes.

La démarche courante de l'évaluation du risque sismique est constituée de quatre étapes :

- la définition du mouvement sismique : ce mouvement est déterminé en fonction des caractéristiques de la source sismique, des propriétés du trajet source-site et des effets de site. Les effets de sites englobent la topographie et les effets locaux dus au comportement des sols. Il faut également y inclure les effets induits tels que les mouvements de terrain et la liquéfaction des sols ;
- l'estimation de l'endommagement des ouvrages soumis au mouvement sismique : celle-ci peut être affectée selon les cas par l'histoire du chargement (effet réplique) et par des effets relatifs à l'interaction entre ces ouvrages et le sol encaissant ;
- l'évaluation de l'impact de ces dommages sur le fonctionnement des ouvrages considérés ;
- l'estimation des impacts socio-économiques liés à l'endommagement physique des ouvrages et la perte de leur fonctionnement.

Ici, nous nous intéressons au phénomène de liquéfaction et nous nous focalisons plus spécifiquement sur les effets locaux et l'interaction sol-structure.

Le phénomène de liquéfaction des sables lors de séismes constitue un domaine de préoccupation important dans la géotechnique et le génie parasismique. L'évaluation du risque de liquéfaction dans un site donné, de ses conséquences éventuelles et des possibles solutions à ce problème constitue un enjeu économique et social important. Ce risque peut être exprimé par l'intermédiaire d'un coefficient de sécurité à la liquéfaction, qui prend en compte la résistance du sol par rapport aux efforts produits par le séisme. Dans la pratique, du fait des difficultés rencontrées pour modéliser analytiquement les conditions du sol sableux *in situ*, l'évaluation du risque de liquéfaction se réalise à l'aide des méthodes empiriques ou simplifiées (Seed et Idriss, 1971 ; Martin et Seed, 1979 ; Seed *et al.*, 1983 ; Youd *et al.*, 2001).

Les caractéristiques et les propriétés des matériaux sont définies à l'aide des essais au laboratoire ou *in situ*. Cependant, les contraintes et les déformations induites par le séisme dans le profil du sol sont estimées à partir de calculs avec des modèles en contraintes totales. Ces types de modèles ne sont pas adaptés pour estimer le comportement du sable (*i.e.* comportement contractant ou dilatant) et par conséquent l'évolution de la pression interstitielle lors du chargement sismique.

En vue de remédier aux problèmes de liquéfaction dans les sols, les différents guides de construction parasismique (*e.g.* NRC, 1985) proposent des solutions telles que la baisse de la nappe phréatique et le compactage des couches où le sol est amélioré dans sa masse ou l'utilisation des inclusions pour le renforcer. Dans ce travail, nous testons la performance de ce dernier type de solution. Pour cela, nous utilisons le logiciel GEFDyn (Aubry *et al.*, 1986 ; Aubry et Modaressi,

1996) permettant une modélisation du sol en termes de contraintes effectives par la méthode des éléments finis. Afin de prendre en compte le comportement du sable dans la réponse du profil, le sol est modélisé à l'aide d'un modèle de comportement élastoplastique (Hujeux, 1985). Ce modèle permet de simuler entre autres des phénomènes tels que la mobilité cyclique et la densification du sable lors de chargements. Les effets induits par la liquéfaction sur le mouvement du sol sur la réponse dynamique d'une structure sont étudiés pour analyser l'efficacité d'utilisation des inclusions rigides contre ce risque.

Modèle numérique

Le modèle éléments finis est composé de trois parties : le sol de fondation, une fondation superficielle rigide et une structure représentée par un oscillateur à un seul degré de liberté. La géométrie et le maillage du modèle numérique proposé sont donnés sur la figure 1a. La structure correspond à un bâtiment d'une hauteur totale de 6 m avec une fondation de 6 m de longueur. Sa période fondamentale sur base fixe (T_{str}) est de 0,4 s. En ce qui concerne le sol de fondation, un modèle typique de sol stratifié/rocher déformable est considéré. Le profil de sol se compose principalement de couches d'argile recouvertes de 22 m du sable lâche (*i.e.* une densité relative $D_r < 50\%$). L'épaisseur totale du profil de sol est de 40 m sur le rocher. Le modèle numérique est construit à partir des mesures *in situ* de SPT- N_{60} et de vitesse de propagation des ondes de cisaillement (V_s) données sur la figure 1b (Lopez-Caballero et Modaressi-Farahmand-Razavi, 2008). La période fondamentale élastique du profil de sol est de 0,57 s. D'après les résultats du SPT et la description du sol, on déduit que la liquéfaction peut apparaître au niveau des couches entre les profondeurs de 4 m et 15 m (SPT- N_{60} entre 4 et 10). Comme à partir de 29 m de profondeur le profil de sol est composé principalement des argiles surconsolidées, le modèle élastoplastique est utilisé uniquement pour simuler le comportement des sols des premiers 29 m. Dans ces couches, le module de cisaillement du sol augmente avec la profondeur. Pour les couches entre 29 m et 40 m, un comportement élastique linéaire isotrope est supposé. Le rocher déformable est placé à 40 m de profondeur.

Des simulations 2D couplées (formulation u-p_w) en déformation plane par éléments finis ont été réalisées à l'aide du logiciel GEFDyn (Aubry *et al.*, 1986 ; Aubry et Modaressi, 1996). Afin d'obtenir une meilleure estimation de la distribution de contraintes *in situ* et l'équilibre des efforts entre la structure et le sol en déformation plane, une modification concernant l'épaisseur de la couche du sol, « déformation plane avec épaisseur » (Saez, 2009), a été supposée. Dans ce cas, une épaisseur de 4 m est utilisée. Le sol saturé est simulé par des éléments quadratiques isoparamétriques avec huit nœuds pour décrire les déplacements du solide et la pression du fluide. L'épaisseur de chaque élément est de 0,5 m. Un schéma d'intégration numérique implicite de Newmark avec $\gamma = 0,625$ et $\beta = 0,375$ est utilisé lors des analyses dynamiques (Katona et Zienkiewicz, 1985).

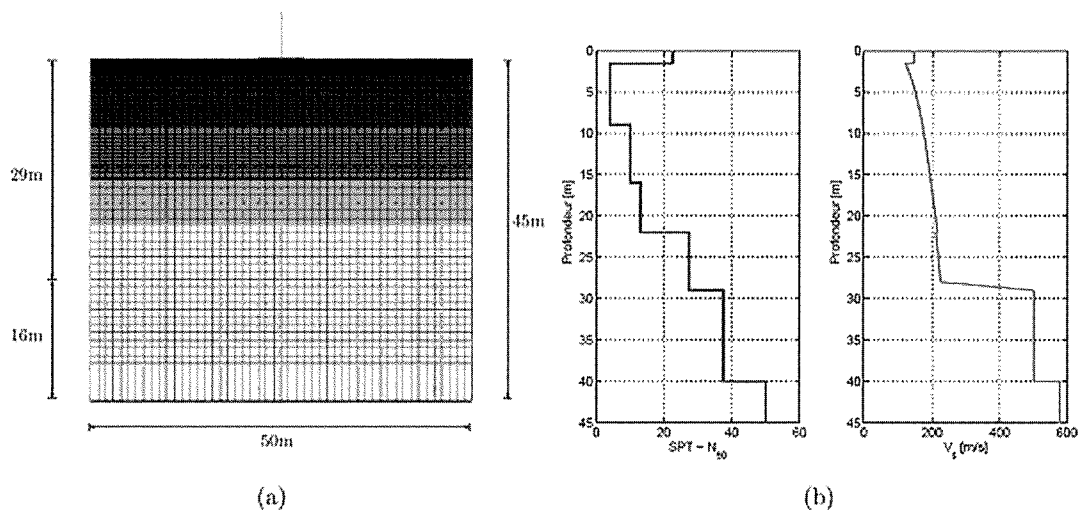


FIG. 1 a) Maillage d'éléments finis pour le modèle numérique et b) profils de SPT et de vitesse de propagation des ondes S pour le site d'étude et utilisés dans l'analyse numérique.

2.1

Conditions aux limites

Dans les analyses, seulement les ondes incidentes verticales sont prises en compte et comme l'on simule la réponse d'un semi-espace infini, des frontières équivalentes sont imposées aux nœuds latéraux (i.e. les déplacements des nœuds à la même profondeur des frontières opposées sont égaux dans toutes les directions). Concernant les conditions aux limites au niveau du rocher, des éléments paraxiaux représentant un « demi-espace élastique infini » ont été utilisés (Modaressi et Benzenati, 1994). Les ondes incidentes définies au rocher affleurant sont introduites à la base du modèle après déconvolution. Ainsi, le mouvement obtenu au rocher est la somme des ondes incidentes et des ondes réfléchies. Le rocher est supposé imperméable et la nappe phréatique est placée à 1 m de profondeur.

2.2

Modèle de sol

Le modèle élastoplastique multimécanisme développé à l'École centrale Paris, connu comme modèle ECP (Aubry *et al.*, 1982 ; Hujeux, 1985) est utilisé pour représenter le comportement du sol. Ce modèle permet de simuler le comportement du sol dans une large gamme de déformations. Il est écrit en termes des contraintes effectives. Tous les phénomènes irréversibles sont représentés par le couplage de quatre mécanismes plastiques élémentaires : trois mécanismes plastiques de déformations déviatoires et un mécanisme de déformation isotrope ou volumique. Les trois mécanismes déviatoires correspondent à trois mécanismes en déformations planes dans trois plans orthogonaux. Il utilise un critère de rupture de type Coulomb et intègre le concept d'état critique. L'évolution de l'écrouissage dépend de la déformation plastique (déviatoire et volumique pour les mécanismes déviatoires et volumique pour le mécanisme isotrope). Pour prendre en compte le comportement cyclique, un écrouissage cinématique fonction des variables d'état

au dernier changement de charge est utilisé. Le comportement du sol est décomposé en trois domaines : pseudo-élastique, hystérétique et mobilisé. Pour plus de détails sur le modèle ECP voir Hujeux (1985), Lopez-Caballero et Modaressi-Farahmand-Razavi (2008) et Modaressi-Farahmand-Razavi (2010) entre autres.

2.3

Modèle de comportement pour la structure

Afin de modéliser le comportement non linéaire de la structure, on utilise des éléments poutre continus non linéaires. Le comportement non linéaire est pris en compte par l'intermédiaire d'un modèle élastique parfaitement plastique dans le plan contrainte-déformation normales ($\sigma_n - \varepsilon_n$) (Fig. 2a). Le diagramme moment-courbure obtenu avec cette approche est donné sur la figure 2b. Les caractéristiques du modèle à un degré de liberté pour la structure utilisée dans cette étude sont : module d'élasticité, $E = 25,5$ GPa ; contrainte seuil, $\sigma_y = 6,0$ MPa ; masse, $M = 20\,000$ kg et hauteur, $h = 6$ m (Saez, 2009). Avec ces caractéristiques la période fondamentale sur base fixe (T_{str}) est de 0,4 s.

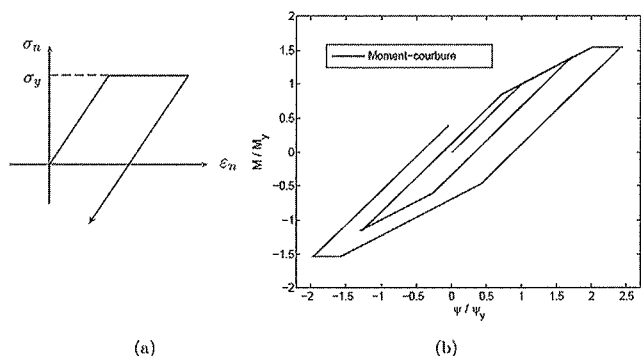


FIG. 2 Caractéristiques du modèle à un degré de liberté pour la structure (Saez, 2009). a) Loi de comportement ($\sigma_n - \varepsilon_n$) et b) courbe moment-courbure.

La courbe de capacité ou spectre de capacité de la structure obtenue par la méthode *push-over* ou poussée progressive est donnée sur la figure 3.

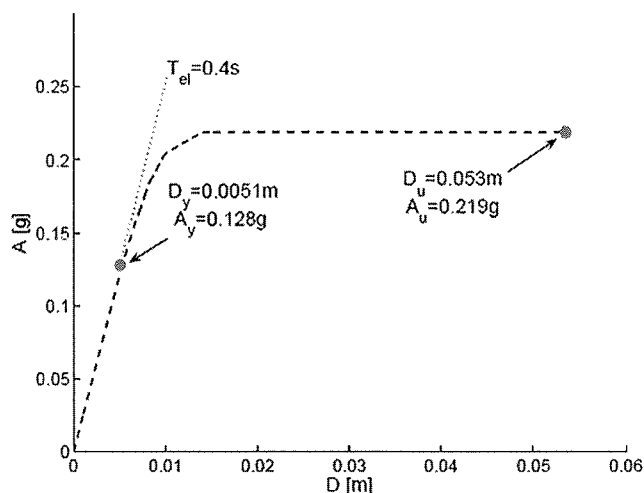


FIG. 3 Spectre de capacité de la structure à partir de la méthode *push-over*.

2.4

Signaux sismiques d'entrée

Afin de définir les signaux sismiques d'entrée appropriés pour l'analyse dynamique couplée non linéaire, des signaux sismiques synthétiques ont été générés par un processus stochastique non stationnaire. Le modèle est adapté de celui proposé par Pousse *et al.* (2006). La méthode repose sur quatre indicateurs communs en génie parasismique : l'accélération maximale, la durée du mouvement fort, l'intensité d'Arias (Arias, 1970) et la fréquence centrale. Ces indicateurs sont empiriquement reliés à une base de données par l'intermédiaire des équations de prédiction des mouvements sismiques. Les événements s'étendent dans une gamme de magnitudes entre 6,5 et 7,0, ils ont une distance du site à source de 50 km et des conditions de sol dense (i.e. $360 \text{ m/s} < V_{s,30m} < 800 \text{ m/s}$).

Concernant le spectre de réponse des signaux d'entrée, le spectre médian, moyen $\pm$ un écart-type et les courbes des spectres de réponse avec une probabilité de dépassement (PE) entre 2,75 et 97,5 % sont donnés sur la figure 4. On peut remarquer que le spectre de réponse médian est compatible avec le spectre de réponse du sol type A de l'Eurocode8 ajusté à la valeur médiane de l'accélération maximale en rocher affleurant. Les statistiques sur quelques caractéristiques des signaux d'entrée sont résumées dans le tableau I. Ces caractéristiques sismiques sont l'accélération maximale au rocher affleurant (PHA), l'intensité d'Arias (I_{Arias}), la période prédominante (T_p), la période moyenne (T_m) (Rathje *et al.*, 1998), l'intensité spectrale (SI), la vitesse maximale (pgv), l'intensité rms (I_{rms}) (Koutsourelakis *et al.*, 2002), la densité d'énergie spécifique (SED) et la durée significative ($t_{5,95}$). Pour les définitions des paramètres voir l'annexe A.

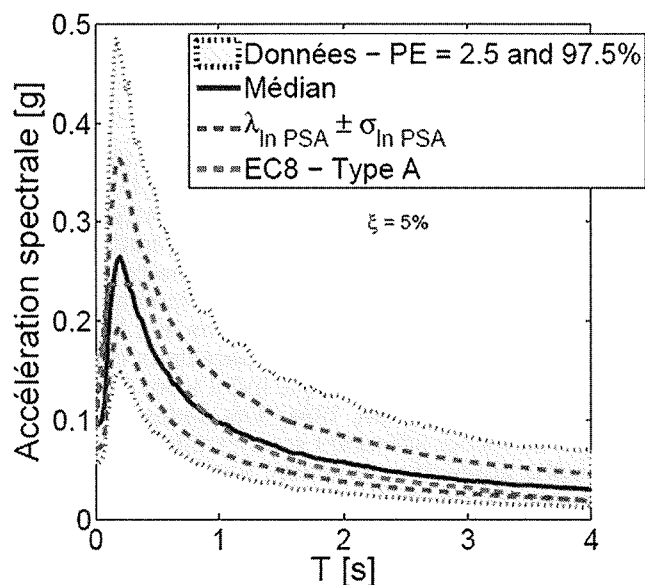


FIG. 4 Spectre de réponse pour les signaux d'entrée.

TABLEAU I Caractéristiques statistiques des séismes d'entrée.

Paramètre	Plage	Moyenne	CV [%]	Médiane	σ_{ln}
PHA [g]	0,05-0,19	0,10	30	0,09	0,30
T_m [s]	0,36-0,72	0,50	12	0,49	0,12
T_p [s]	0,10-0,50	0,22	30	0,20	0,28
I_{Arias} [m/s]	0,05-0,45	0,20	54	0,17	0,55
$t_{5,95}$ [s]	9,86-26,45	20,40	16	20,65	0,17
I_{rms} [m/s ²]	0,07-0,26	0,14	29	0,13	0,29
$N_{cyc\ eq}$ [.]	11-32	21	19	21	-
PGV [cm/s]	5,54-35,03	15,06	37	0,14	0,37
SI [m]	0,18-0,76	0,39	31	0,37	0,31
SED [cm ² /s]	77,14-3319	616	73	484	0,70

Simulation des essais de laboratoire

Les paramètres du modèle ECP pour chaque couche ont été déterminés avec la méthodologie expliquée dans Santos *et al.* (2003) et Lopez-Caballero *et al.* (2007). Ils sont résumés dans le tableau II. Afin de vérifier les paramètres du modèle ainsi que de caractériser la résistance à la liquéfaction du sable placé entre 2 et 9 m de profondeur, son comportement a été étudié en simulant des essais de cisaillement cycliques drainés et non drainés.

Les résultats des simulations des essais de cisaillement cyclique à déformation imposée (i.e. $G/G_{\max}$ - γ et D - γ) pour 3 niveaux de confinement (i.e. 20, 50 et 70 kPa) sont montrés dans la figure 5. Les courbes

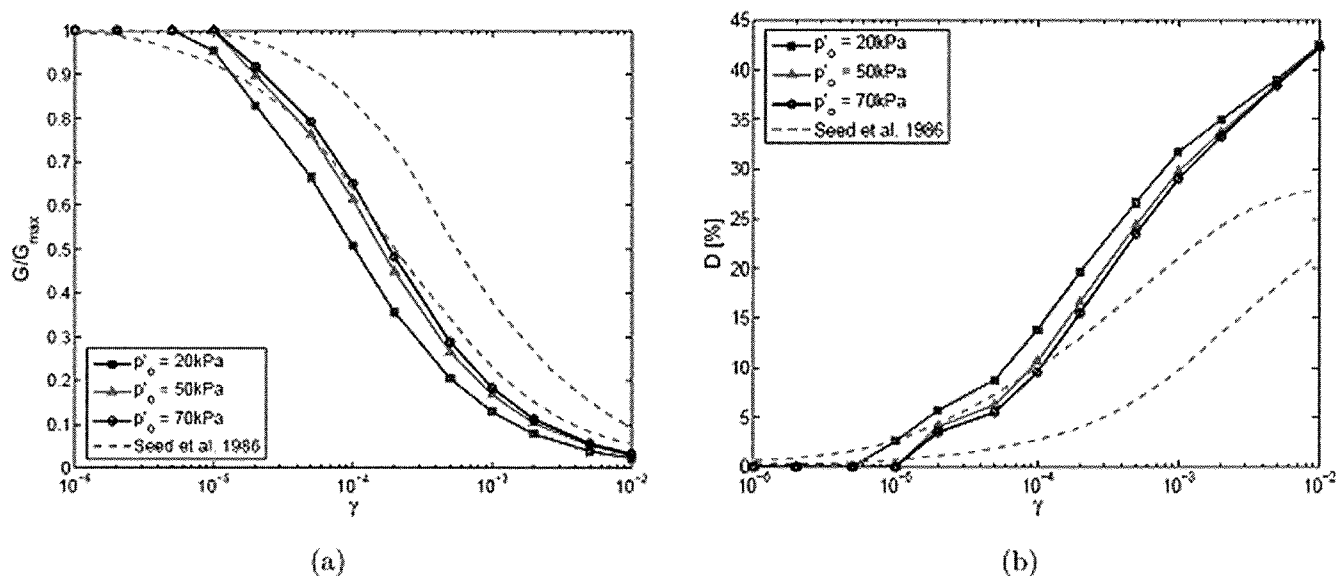


FIG. 5 Comparaison entre la simulation et les courbes de références obtenues par Seed *et al.* (1986). a) $G/G_{\max}$ - γ et b) D - γ .

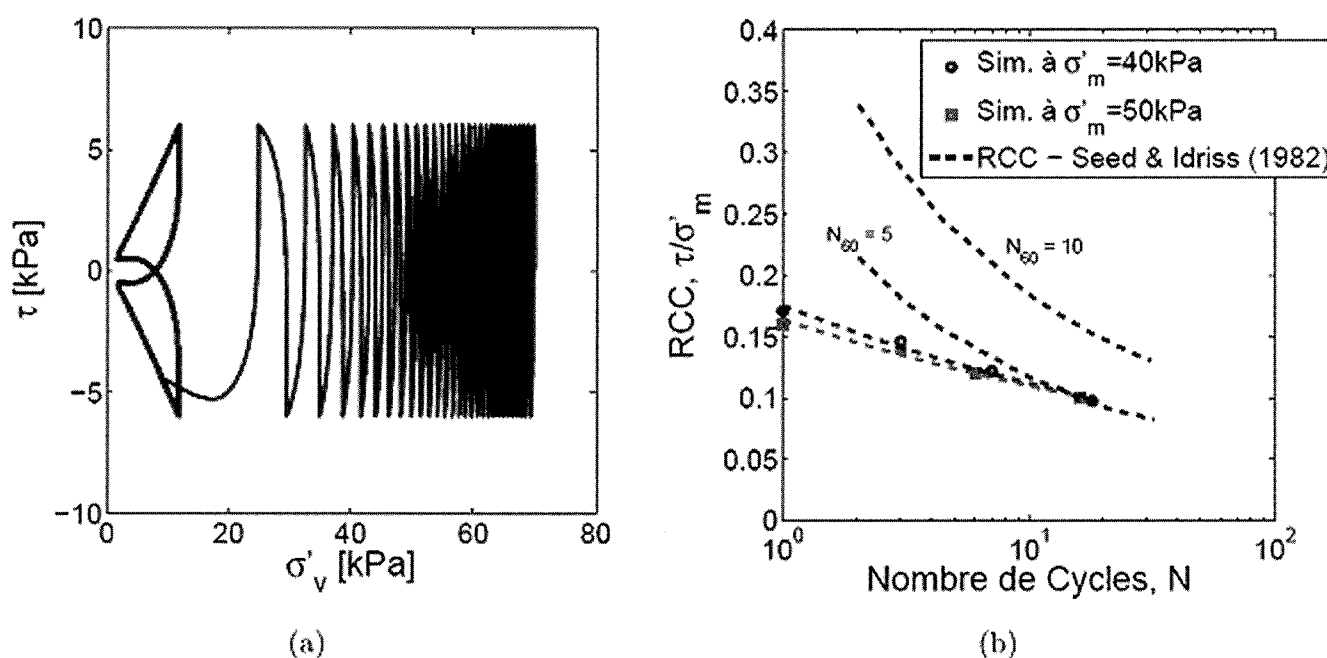


FIG. 6 a) Réponse obtenue lors de la simulation d'un essai cyclique non drainé et b) courbes obtenues pour la résistance au cisaillement cyclique (RCC).

issues des simulations sont comparées à celles données par Seed *et al.* (1986). On remarque que dans ce cas en particulier, il existe une bonne correspondance entre les courbes calculées et celles mesurées expérimentalement. Pour des déformations supérieures à 0,01 % l'amortissement D est surestimé.

Les courbes obtenues pour la résistance au cisaillement cyclique (RCC) en fonction du nombre de cycles de charge pour produire la liquéfaction (N) pour 2 niveaux de confinement (i.e. $\sigma'_m = 40$ et 50 kPa) sont donnés sur la figure 6b. Les résultats des tests simulés sont comparés avec les courbes de référence données par Seed et Idriss (1982) pour des sables à des densités différentes (i.e. valeurs de SPT). On remarque que les courbes obtenues correspondent relativement bien à celle correspondant à $SPT-N_{60} = 5$.

TABEAU II Paramètres du modèle ECP pour les différentes couches du profil de sol.

	0-1,5 m	1,5-2 m	2-9 m	9-16 m	16-22 m	22-29 m
k_s [m/s]	$1 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$
Élasticité						
K_{ref} [MPa]	90	628	628	628	628	444
G_{ref} [MPa]	45	290	290	290	290	222
n_e	0,0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4
État critique et plasticité						
ϕ'_{pp} [°]	31	30	30	30	30	31
β	20	33	33	33	33	43
d	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	3,5
b	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
p'_{co} [MPa]	1,86	0,02	0,04	0,05	0,08	1,80
Écrouissage deviatore et isotrope						
ψ [°]	31	30	30	30	30	31
a_1	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
a_2	0,0002	0,002	0,005	0,0050	0,0050	0,0040
c	0,0010	0,002	0,004	0,004	0,004	0,0600
m	1,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,0
Domaines de comportement						
r^{cla}	0,013	0,03	0,03	0,03	0,03	0,005
r^{hys}	0,220	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03
r^{mob}	0,800	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Pour tous les cas $p_{ref} = 1,0 \text{ MPa}$ et $\alpha_v = 1$						

3

Analyse de la liquéfaction

3.1

Réponse en champ libre

Afin de définir à la fois les profondeurs, et le niveau d'accélération pour lesquels la liquéfaction a lieu, les réponses en champ libre du profil de sol sont analysées. L'incrément de pression interstitielle (Δp_w) dans le profil de sol obtenu à la fin du signal sismique (i.e. analyse co-sismique) pour toutes les simulations ainsi que la contrainte effective verticale initiale σ'_{v0} sont donnés sur la figure 7. On observe qu'en ce qui concerne la réponse moyenne obtenue, la liquéfaction n'apparaît pas (i.e. $\Delta p_w < \sigma'_{v0}$). Sinon, concernant toutes les simulations, dans certains cas, l'apparition de la liquéfaction se trouve au niveau des couches entre 2 et 15 m de profondeur. En supposant que la liquéfaction apparaît lorsque le rapport de surpression interstitielle ($ru = \Delta p_w / \sigma'_{v0}$) est supérieur à 0,8, un profil de probabilité de liquéfaction peut être estimé. La probabilité de liquéfaction est estimée comme $p_r(z) = N_r(z)/N$, où $N_r(z)$ est le nombre de simulations où $ru \geq 0,8$ à la profondeur z et N est le nombre total de simulations. En utilisant cette approche, un profil de prob[$ru \geq 0,8$] en fonction de la profondeur est donné sur la figure 8. Selon ces résultats, la probabilité de liquéfaction maximale est de 12 % entre 4 et 6 m de profondeur.

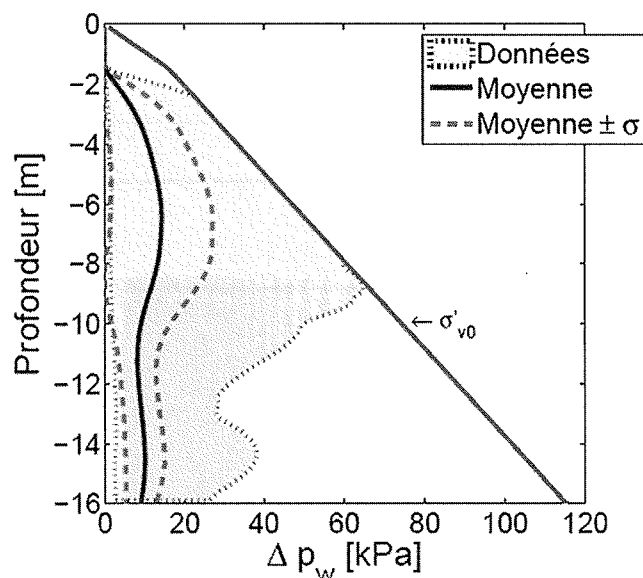


FIG. 7 Incrément de la pression interstitielle obtenu dans le profil de sol (champ libre).

Des travaux récents concernant l'évaluation des dommages causés par la liquéfaction sur les constructions (Juang *et al.*, 2005 ; Bird *et al.*, 2006), soulignent la nécessité de définir l'épaisseur de la couche liquéfiée afin d'estimer la déformation permanente du sol. En vue de quantifier l'extension de la zone liquéfiée, on

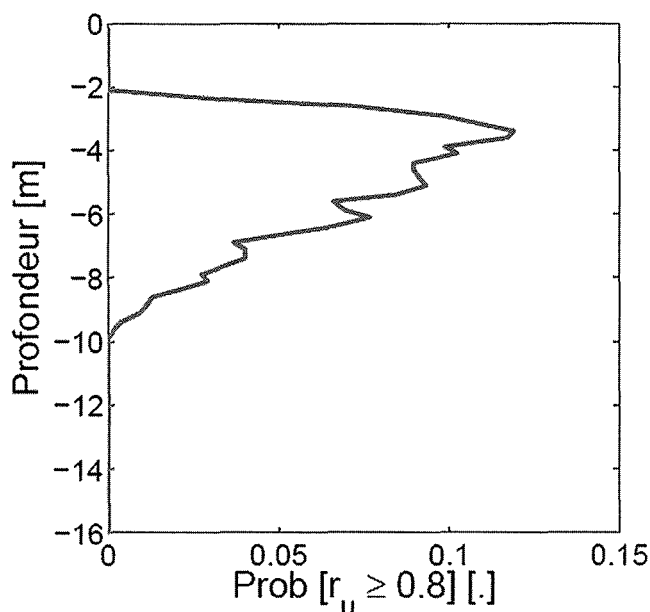
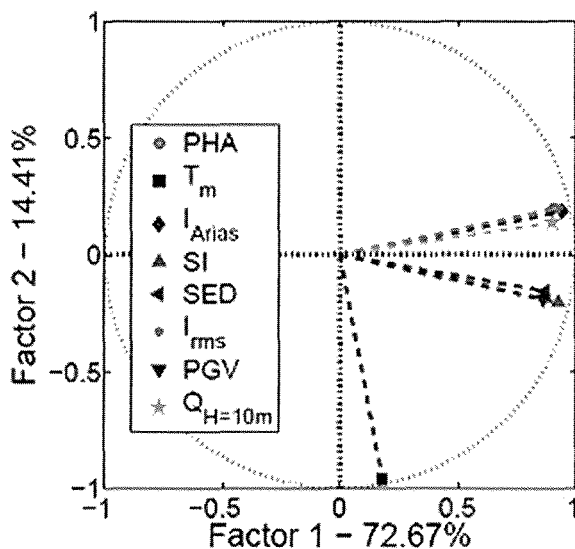


FIG. 8 Évolution de la probabilité de liquéfaction avec la profondeur (champ libre).

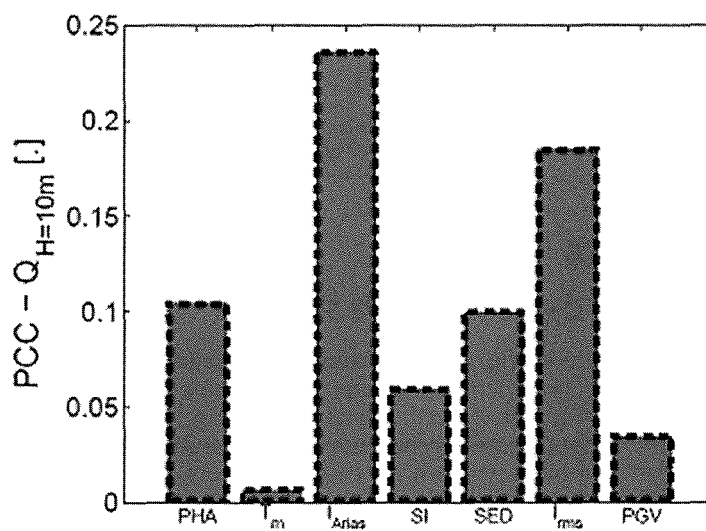
utilise l'indice de liquéfaction (Q) calculé pour le profil. Ce paramètre est défini par Shinozuka et Ohtomo (1989) comme :

$$Q(t) = \frac{1}{H} \int_0^H \frac{\Delta p_w(t, z)}{\sigma'_{vo}(z)} dz \quad (1)$$

où H est la profondeur choisie (dans ce cas, $H = 10$ m), $\Delta p_w(t, z)$ est l'incrément de pression interstitielle au temps t et à la profondeur z . Afin de représenter l'évolution de $Q_H = 10$ m en fonction d'un paramètre de sévérité sismique (e.g. paramètres du tableau I), on réalise une analyse en composantes principales des réponses obtenues (Fig. 9a). Il est constaté que les variables qui représentent le mieux l'évolution de $Q_H = 10$ m sont PHA, I_{Arias} et I_{rms} . En vue d'évaluer la sensibilité de $Q_H = 10$ m à ces trois variables en éliminant l'effet des corrélations entre elles, l'indice de corrélation partielle (PCC) a été utilisé (Fig. 9b).



(a)



(b)

FIG. 9 a) Analyse en composantes principales, plan factoriel et b) indices de corrélation partielle (PCC) expliquant $Q_H = 10$ m.

La variation de la valeur de $Q_H = 10$ m à la fin du signal sismique avec l'intensité d'Arias à l'affleurement rocheux (I_{Arias}) est donnée sur la figure 10. Comme l'on pouvait s'y attendre, la valeur de $Q_H = 10$ m augmente lorsque la valeur de I_{Arias} augmente.

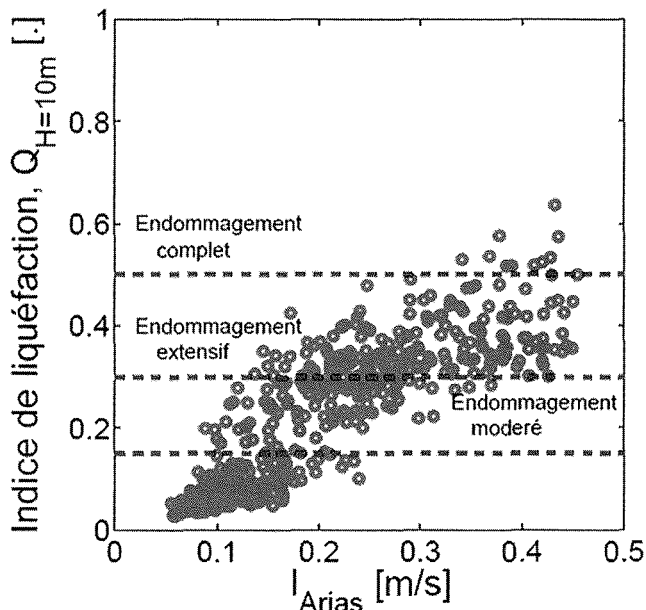


FIG. 10 Diagramme de valeurs obtenues de $Q_H = 10$ m en fonction de I_{Arias} (champ libre).

Dans le but d'étudier l'effet du séisme d'entrée sur l'amplitude de l'accélération obtenue à la surface, la variation de l'accélération maximale à la surface (PGA) avec l'accélération maximale à l'affleurement rocheux (PHA) est analysée (Fig. 11). D'après cette figure, une amplification de l'accélération à la surface par rapport au rocher apparaît pour des valeurs de PHA inférieures à 0,12 g.

En ce qui concerne le contenu fréquentiel du signal à la surface, le spectre de réponse médian des signaux à la surface est donné sur la figure 12. Comme prévu, en raison de l'adoucissement du sol, pour des périodes plus grandes que 0,5 s, ce dernier est supérieur à celui des signaux d'entrée.

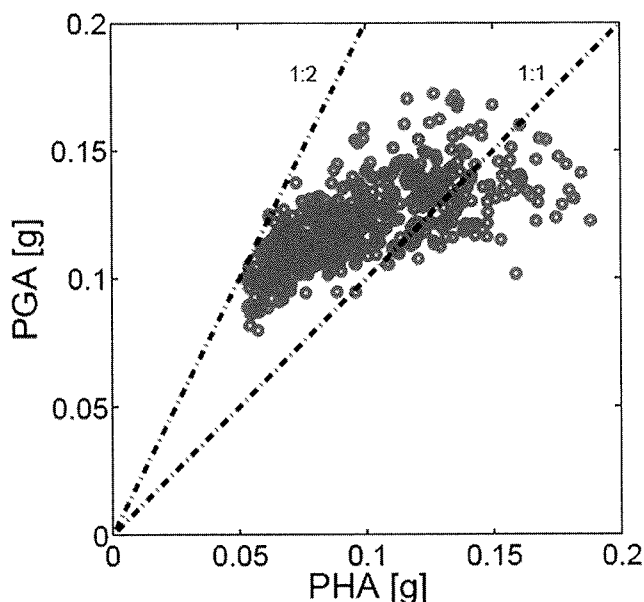


FIG. 11 Relation entre l'accélération maximale à la surface (PGA) et celle au rocher affleurant (PHA) obtenue pour les séismes étudiés (champ libre).

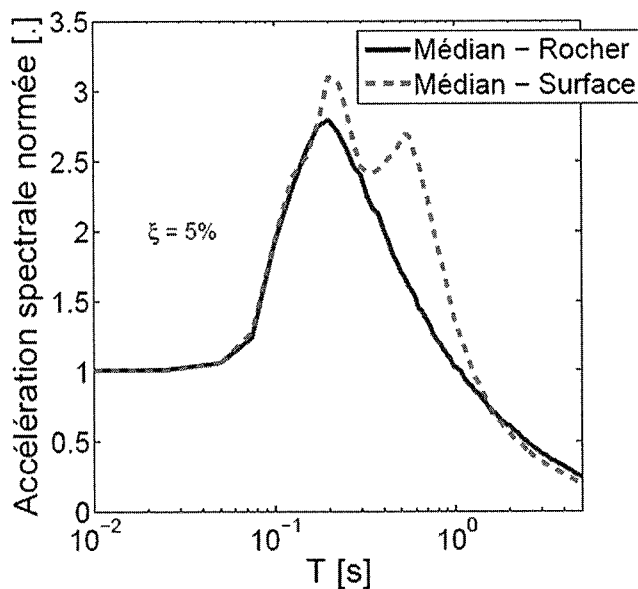


FIG. 12 Comparaison des spectres de réponse médians au rocher affleurant et en surface.

3.2

Réponse dynamique de la structure

Pour cette partie, on utilise le modèle éléments finis complet (*i.e.* la structure, la fondation et le sol). À partir de chaque réponse dynamique de la structure, on peut obtenir le déplacement relatif maximal du sommet par rapport à la base pendant les calculs d'interaction sol structure (ISS). À partir des déplacements maximaux et des efforts tranchants correspondants transformés en valeurs spectrales (D-A), on peut tracer le spectre de capacité de la structure en dynamique, que l'on superpose à celle obtenue en statique (Fig. 13). On constate que les points obtenus sont approximativement sur la courbe de capacité. On observe aussi l'apparition

d'un comportement non linéaire de la structure lors du chargement sismique (*i.e.* $D > D_y$, D_y étant le déplacement correspondant au seuil d'élasticité de la structure). Si l'on définit μ comme la ductilité ($\mu = D/D_y$ avec $D_y = 0,51$ cm), on voit qu'elle varie entre 1,8 et 4,8.

Concernant les tassements co-sismiques relatifs à celui du champ libre induits par la liquéfaction dans la structure, on peut noter que l'on obtient une valeur maximale de 10 cm (Fig. 14). On observe aussi que plus la valeur de l'intensité d'Arias à l'affleurement rocheux (I_{Arias}) est élevée, plus le tassement relatif obtenu est grand. Selon Yasuda (2007), le tassement induit par la liquéfaction est produit principalement par le mouvement horizontal du sol sous la structure.

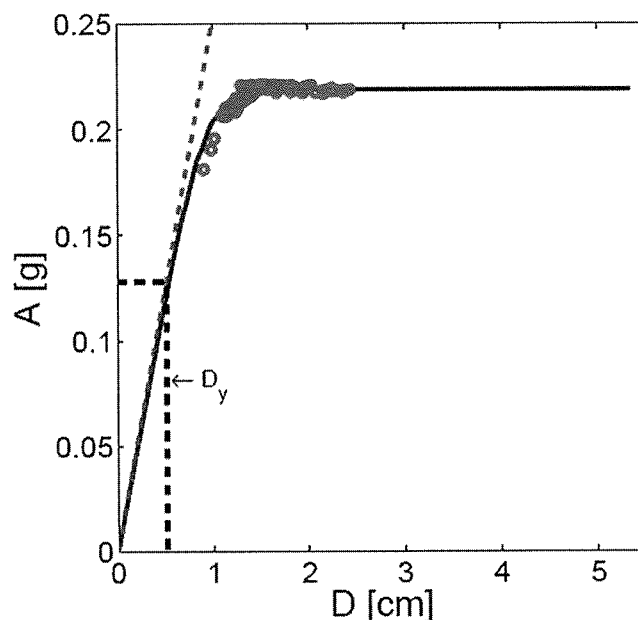


FIG. 13 Comparaison des spectres de capacité de la structure en dynamique (condition ISS) et en statique.

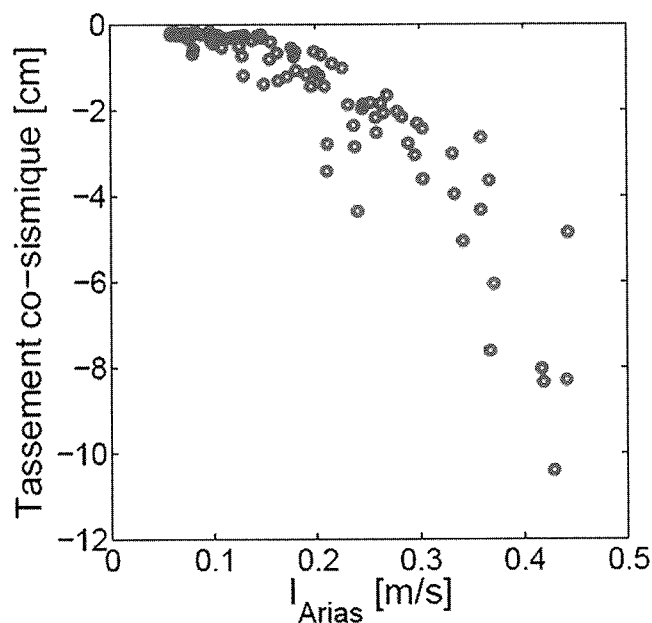


FIG. 14 Diagramme de valeurs de tassement relatif co-sismique obtenues en fonction de I_{Arias} (ISS).

Analyse de la méthode de réduction de la liquéfaction

Dans cette section, une méthode pour la réduction du potentiel de liquéfaction (*i.e.* inclusions rigides) est étudiée afin d'améliorer le comportement du sol de fondation sous la structure. Cette méthode réduit le potentiel de liquéfaction en rigidifiant le sol latéralement et diminue le tassement en empêchant le mouvement horizontal du sol (*i.e.* en confinant la masse du sol sous la fondation). En ce qui concerne les murs de confinement, ils sont composés de deux inclusions avec une profondeur de 8 m et une épaisseur de 0,6 m. La distance entre elles est de 6 m et il est supposé qu'elles sont fixées latéralement à la fondation.

Du point de vue de la modélisation, les inclusions sont simulées par des éléments poutre avec un modèle de comportement élastique isotrope et un module de Young, $E_{inc} = 25,5 \text{ GPa}$ (Fig. 15). Elles sont supposées être étanches. L'interface entre le sol liquéfiable et le mur de confinement a été modélisée à l'aide des éléments d'interface avec « épaisseur zéro » et un modèle de comportement avec un critère de type Mohr-Coulomb non associé rigide parfaitement plastique. L'angle de frottement de l'interface est supposé être de 23° .

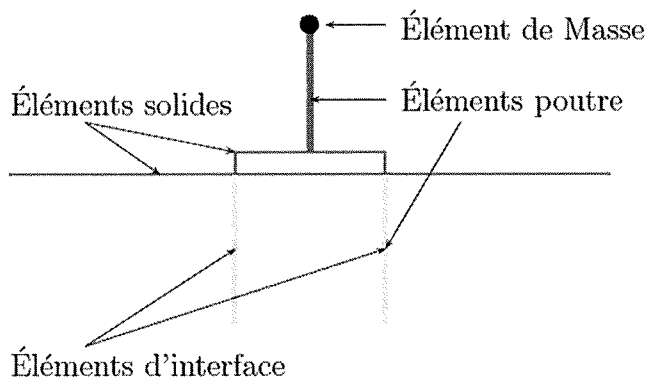


FIG. 15 Schéma de la méthode d'amélioration de sols utilisée.

La distribution du rapport de surpression interstitielle ($ru = \Delta p_w / \sigma'_{vo}$) en dessous de la fondation à la fin du mouvement sismique d'un cas avec et sans inclusions est présenté sur la figure 16. Une comparaison des distributions de ru des deux profils indique que, sous la fondation le niveau de ru diminue fortement lorsque les inclusions sont utilisées. Cependant, en dehors de la zone des inclusions, c'est-à-dire le champ libre, les valeurs de ru sont proches de 1,0 dans les deux cas et donc il semble qu'il n'y a pas d'effet.

Maintenant, sur la figure 17, on compare la valeur de la déformation de cisaillement maximale (γ_{max}) obtenue dans le profil de sol sous la fondation avant et après l'amélioration pour le même signal d'entrée. Il est intéressant de remarquer que dans la zone d'interaction des inclusions (*i.e.* 8 m), les valeurs de γ_{max} diminuent lorsque les inclusions sont utilisées. Cela confirme que l'efficacité de cette méthode est due à l'effet de confinement du sol en limitant son écoulement latéral.

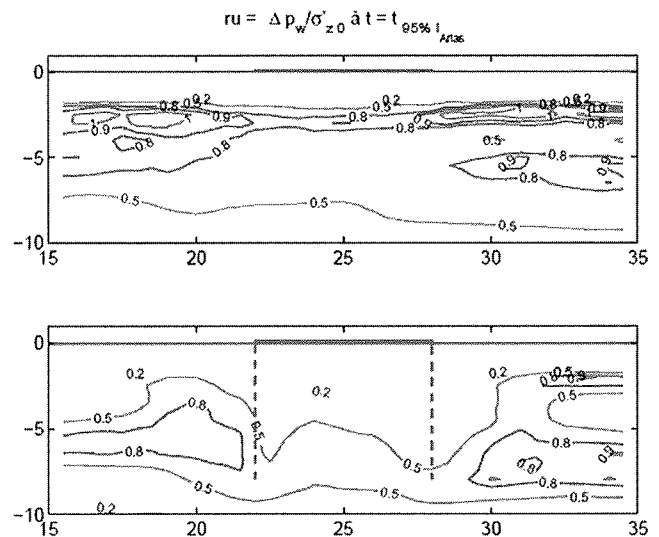


FIG. 16 Comparaison de distribution du rapport de pression interstitielle sous la fondation avant et après l'amélioration.

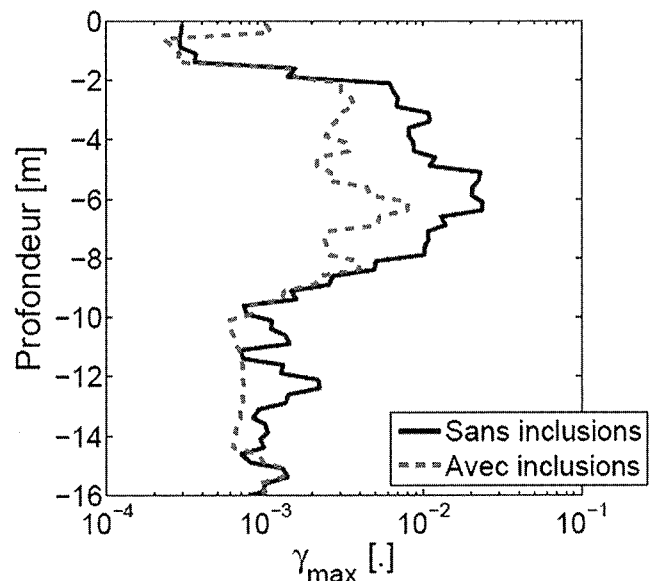


FIG. 17 Déformation de cisaillement maximale γ_{max} obtenue dans le profil de sol sous la fondation avant et après l'amélioration.

Comme cela a été déjà mentionné, la méthode utilisée augmente la résistance à la liquéfaction et diminue le tassement de la structure. Comme l'illustre la figure 18, les tassements relatifs co-sismiques de la structure obtenus après l'amélioration du sol sont fortement réduits grâce au confinement du sol.

Les effets bénéfiques ou défavorables de la méthode d'amélioration de sols sur le comportement de la structure peuvent être illustrés en comparant les réponses obtenues dans le profil avec et sans inclusions en utilisant des rapports tels que : $\Delta Q = (Q_{mit} - Q_o) / Q_o$ pour le potentiel de liquéfaction et $\Delta \mu = (\mu_{mit} - \mu_o) / \mu_o$ pour le comportement de la structure. Avec les indices « mit » et « o » correspondant aux valeurs après et avant l'amélioration, respectivement.

Conclusion

Une série d'analyses par éléments finis a été réalisée afin d'étudier les effets des mesures de réduction de la liquéfaction sur le comportement d'un profil de sol. Les principales conclusions tirées de cette étude sont les suivantes.

D'après les réponses obtenues avec le modèle sans inclusions, on peut conclure que le choix des signaux au niveau du rocher reste le paramètre le plus important pour définir les zones liquéfiables et les caractéristiques des contre-mesures possibles. Ainsi, une analyse paramétrique est nécessaire afin d'étudier l'influence de plusieurs paramètres du signal sur la réponse du profil de sol.

Les analyses ont montré que l'utilisation des inclusions rigides réduit la génération de pression interstitielle dans le profil du sol. En conséquence, pour un aléa sismique donné le tassement relatif de la structure diminue lorsque la méthode d'amélioration est utilisée. En revanche, elle augmente l'amplitude de la ductilité induite sur la structure ce qui pourrait être un désavantage d'un point de vue structurel.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été réalisée dans le cadre du contrat ANR (BellePaline ANR-06-CATT-003) et du contrat de la Communauté Européenne No GRDI-40457-NEMISREF (New methods of mitigation of seismic risk on existing foundations).

Annexe A

Définition des caractéristiques des séismes d'entrée

Les caractéristiques des séismes d'entrée sont obtenues comme suit, où $a(t)$ est l'accélération en fonction du temps (t), $v(t)$ la vitesse en fonction de t , PSV le spectre de pseudo-vitesse, f_i et C_i sont la i -ème fréquence et son amplitude correspondante de la transformée de Fourier et t_{iArias}^n le temps pour atteindre le $n\%$ de la valeur maximale d' I_{Arias} :

- Intensité d'Arias (I_{Arias}) (Arias, 1970),

$$I_{Arias} = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a(t)^2 dt \quad (2)$$

- Période moyenne (T_m) (Rathje *et al.*, 1998),

$$T_m = \frac{\sum_i^n C_i^2 \left(\frac{1}{f_i}\right)}{\sum_i^n C_i^2} \quad (3)$$

- L'intensité spectrale (SI) (Kramer, 1996),

$$SI(\xi) = \int_{0.1s}^{2.5s} PSV(\xi, T) dT \quad (4)$$

- L'intensité rms (I_{rms}) (Koutsourelakis *et al.*, 2002),

$$I_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a(t)^2 dt} \quad (5)$$

- La durée significative ($t_{5.95}$)

$$t_{5.95} = t_{I_{Arias}}^{95} - t_{I_{Arias}}^5 \quad (6)$$

- La densité d'énergie spécifique (SED),

$$SED = \int_0^T v(t)^2 dt \quad (7)$$

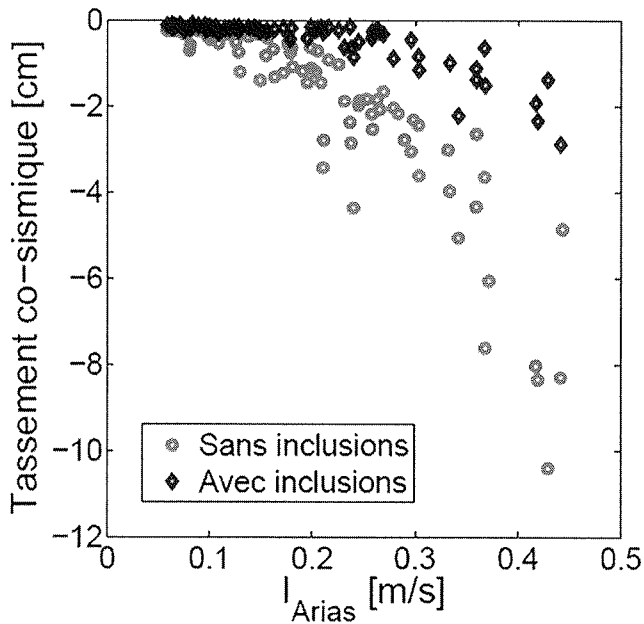


FIG. 18 Comparaison de valeurs obtenues de tassement co-sismique en fonction de I_{Arias} sans et avec inclusions.

Afin d'évaluer l'effet de l'utilisation des inclusions sur le comportement de la structure, on utilise le diagramme de la figure 19. On constate que, l'augmentation de la pression interstitielle et en conséquence le tassement, est réduite par la présence des inclusions (*i.e.* $\Delta Q \leq 0$, zones II et III). Ce qui montre l'efficacité de la méthode concernant la liquéfaction. Cependant, concernant la variation de la ductilité μ de la structure, il apparaît que dans certains cas, elle augmente en raison de l'effet de « rigidification » du sol (*i.e.* $\Delta\mu \geq 0$, zones I et II), elle est par conséquent une méthode défavorable du point de vue structurel. Finalement, à en juger de ces résultats, en plus de l'amélioration du sol, il est également nécessaire de renforcer la structure afin d'empêcher des dégâts supplémentaires.

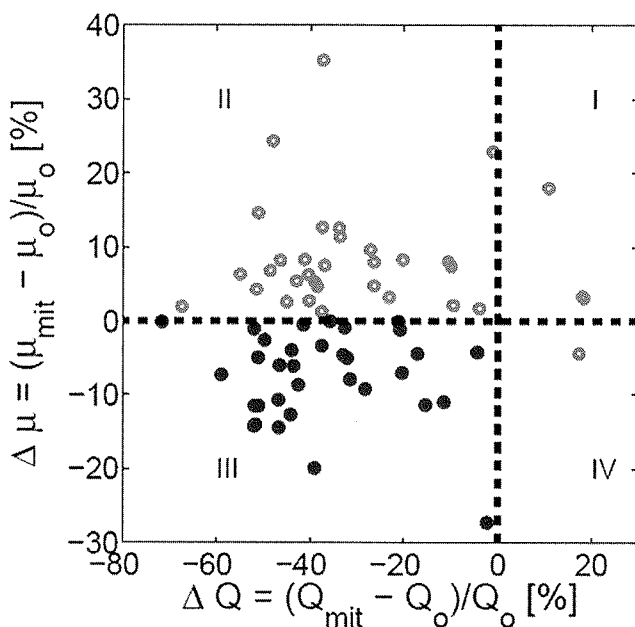


FIG. 19 Diagramme de valeurs de la variation des rapports de ductilité $\Delta\mu$ par rapport à la variation du rapport de l'indice de liquéfaction ΔQ .

Bibliographie

- Arias A. – A measure of earthquake intensity. *Seismic Design 297 for Nuclear Power Plants*, R.J. Hansen (ed.), MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 1970, p. 438-483.
- Aubry D., Chouvet D., Modaressi A., Modaressi H. – *GEFDyn, Logiciel d'analyse de comportement mécanique des sols par éléments finis avec prise en compte du couplage sol-eau-air*. Manuel scientifique, École centrale Paris, LMSS-Mat, 1986.
- Aubry D., Hujeux J.-C., Lassoudière F., Meimon Y. – A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour. *Int. Symp. Num. Mod. Geomech*, Balkema, 1982, p. 3-13.
- Aubry D., Modaressi A. – *GEFDyn*. Manuel scientifique, École centrale Paris, LMSS-Mat, 1986.
- Bird J.F., Bommer J.J., Crowley H., Pinho R. – Modelling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (1), 2006, p. 15-30.
- Hujeux J.-C. – Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie parasismique* (ss la dir. de V. Davidovici), Presses des Ponts, 1985, p. 278-302.
- Juang C.H., Yuan H., Li D.K., Yang S.H., Christopher R.A. – Estimating severity of liquefaction-induced damage near foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25 (5), 2005, p. 403-411.
- Katona M.G., Zienkiewicz O.C. – A unified set of single step algorithms. Part 3 : The beta-m method, a generalization of the newmark scheme. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 21 (7), 1985, p. 1345-1359.
- Koutsourelakis S., Prévost J.H., Deodatis G. – Risk assessment of an interacting structure-soil system due to liquefaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (4), 2002, p. 851-879.
- Kramer S.L. – *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 1996.
- Lopez-Caballero F., Modaressi-Farahmand-Razavi A. – Numerical simulation of liquefaction effects on seismic SSI. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (2), 2008, p. 85-98.
- Lopez-Caballero F., Modaressi-Farahmand-Razavi A., Modaressi H. – Nonlinear numerical method for earthquake site response analysis I- elastoplastic cyclic model & parameter identification strategy. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (3), 2007, p. 303-323.
- Martin P.P., Seed H.B. – Simplified procedure for effective stress analysis of ground response. *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 105 (GT6), 1979, p. 739-758.
- Modaressi H., Benzenati I. – Paraxial approximation for poroelastic media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13 (2), 1994, p. 117-129.
- Modaressi-Farahmand-Razavi A. – Modélisation numérique : un outil efficace pour analyser le comportement des ouvrages. *Du sol à l'ouvrage : une vision multi-échelles de la géomécanique* (ss la dir. de P.-Y. Hicher et E. Flavigny), Traité MIM Série géomatériaux, Hermès-Lavoisier, 2010, p. 277-370.
- NRC – Liquefaction of soils during earthquakes. Report No. CETS-EE-001, Committee on Earthquake Engineering, National Research Council, Washington, DC, 1985.
- Pousse G., Bonilla F., Cotton F., Margerin L. – Non stationary stochastic simulation of strong ground motion time histories including natural variability : Application to the K-net Japanese database. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (6), 2006, p. 2103-2117.
- Rathje E.M., Abrahamson N.A., Bray J.D. – Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (2), 1998, p. 150-159.
- Saez E. – *Dynamic non-linear Soil-Structure Interaction*. PhD thesis, École centrale Paris, France, 2009.
- Santos J.A., Gomes Correia A., Modaressi A., Lopez-Caballero F., Carilho Gomes R. – Validation of an elastoplastic model to predict secant shear modulus of natural soils by experimental results. *Deformation Characteristics of Geomaterials*. H. Di Benedetto et al. (Eds), A.A. Balkema, 2003, p. 1057-1061.
- Seed H.B., Idriss I.M. – Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 97 (SM9), 1971, p. 1249-1273.
- Seed H.B., Idriss I.M. – *Ground motion and soil liquefaction during earthquakes*. Monograph series, earthquake engineering research institute, University of California, Berkeley, CA, 1982.
- Seed H.B., Idriss I.M., Arango I. – Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 109 (3), 1983, p. 458-482.
- Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. – Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112 (11), 1986, p. 1016-1032.
- Shinozuka M., Ohtomo K. – Spatial severity of liquefaction. *Proceedings of the second US-Japan workshop in liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines*, 1989.
- Yasuda S. – Remediation methods against liquefaction which can be applied to existing structures. *Earthquake Geotechnical Engineering*, K.D. Pitilakis Ed., Springer, The Netherlands, 2007, p. 385-406.
- Youd T.L., Idriss I.M., Andrus R.D., Arango I., Castro G., Christian J.T., Dobry R., Finn W.D.L., Harder L.F.J., Hynes M.E., Ishihara K., Koester J.P., Liao S.S.C., Marcuson W.F. I., Martin G., Mitchell J.K., Moriwaki Y., Power M.S., Robertson P.K., Seed R.B., Stokoe K.H.I. – Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE*, 127 (10), 2001, p. 817-833.

S. BAGHERY
O.J. GASTEBLED

Coyne & Bellier
Tractebel Engineering SA
Gennevilliers, France

Infrastructure de la tour Odéon à Monaco : calcul 3D d'une fouille de très grande profondeur réalisée à flan de versant en milieu urbain

Résumé

La tour Odéon, un IGH appelé à culminer à 180 m, se construit en territoire monégasque au sein d'un versant caractérisé par une forte pente orientée suivant la direction montagne-mer (amont-aval). L'insertion de l'ensemble de la tour dans le site nécessite la réalisation d'une fouille de très grande profondeur dans des terrains de caractéristiques moyennes à médiocres. La profondeur des excavations atteindra 72 m sur la partie amont, tandis que de nombreuses constructions situées en bordure et au voisinage de cette fouille doivent être maintenues intactes. Les contraintes topographiques, géologiques et urbanistiques du site, ainsi que les conditions de réalisation du projet, ont conduit à privilégier une solution de soutènement mobilisant un effet de voûte sub-horizontale dans les terrains et dans les parois en amont de la fouille. La quantification de cet apport bénéfique sur la stabilité et les déplacements induits n'a pu être estimée qu'en recourant à une modélisation tri-dimensionnelle par éléments finis volumiques. Les résultats du modèle en termes de déplacements et de plasticité des terrains permettent de mieux saisir le comportement 3D du système de soutènement.

Mots-clés : modélisation numérique, modélisation 3D, excavation profonde.

Basement of Odeon tower in Monaco: 3D modelling of a deep excavation in a densely built sloping site

Abstract

The Odeon tower, a high-rise building planned to reach a height of 180 m, is currently under construction in Monaco on a steeply sloping terrain. The tower basement and foundations involve a very deep excavation in challenging ground conditions with fair to poor marlstone present at depth. The excavation depth will reach 72 m on the uphill side while several adjacent residential buildings and public facilities must remain undisturbed. The constraints in terms of site configuration and projects requirements lead to adopting a retaining system which takes advantage of 3D arching effects both in the ground and in the diaphragm walls. The quantitative assessment of the benefits of such arching effects on global stability and on induced displacements required the use of 3D finite element analysis with the ground modeled by solid elements. The obtained results are discussed in term of induced ground movements and plasticity in so far that it provides better insight into the way the retaining system fulfils its role.

Key words: numerical modelling, 3D models, deep excavation.

Introduction

La tour Odéon, un IGH, appelé à devenir le plus haut de Monaco, est actuellement en cours de construction sur un site fortement urbanisé et caractérisé par un versant prononcé (pente à 1/3).

La tour culminant à 180 m de haut et comportant 10 niveaux de sous-sol nécessite la réalisation d'une fouille exceptionnelle qui atteindra 72 m de profondeur en amont. La forte pente du versant, l'exiguïté du site, la densité du bâti ainsi que la présence d'une poche de marnes altérées ont contribué à opter pour un calcul 3D et ceci dès la phase de conception du système de soutènement de la fouille. Il s'agissait de s'assurer que la solution adoptée serait apte à garantir à la fois la stabilité en grand du versant durant toutes les phases de travaux, mais aussi la maîtrise des déplacements induits aux avoisinants.

Alors que la justification des soutènements vis-à-vis de leur résistance ultime a pu être menée suivant la pratique usuelle, en ayant recours à des modèles 2D du type méthode aux réactions hyperstatiques (cf. NF P94-282, mars 2009), les conditions extrêmes du projet et le choix d'une solution de soutènement fonctionnant en voûte ont rendu le recours à une modélisation numérique 3D sophistiquée nécessaire pour justifier la faisabilité économique et technique du projet ainsi que pour fixer les critères du DCE en termes de déplacements admissibles.

Caractéristiques du site

Implantation et dimensions de la fouille

La tour Odéon est implantée à Monaco sur un versant aménagé en terrasses, délimité, d'une part, à l'aval (est) par le boulevard du Ténaro et, d'autre part, à l'amont (ouest) et au nord par la frontière franco-monégasque.

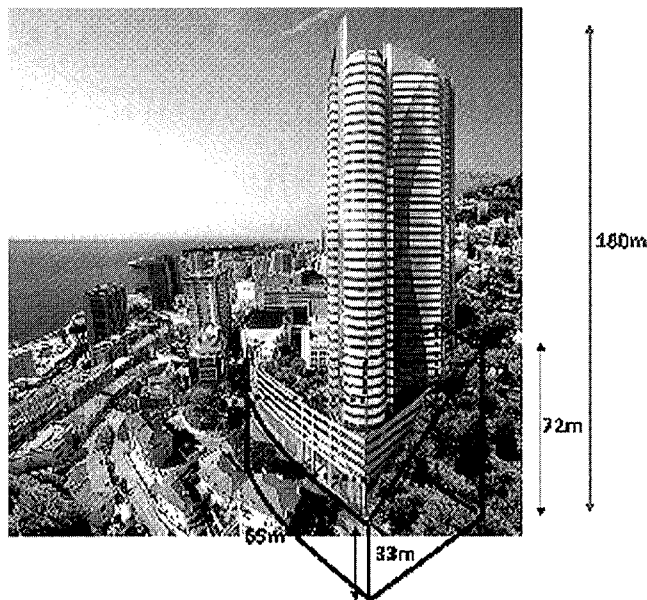


FIG. 1 Implantation et dimensions du projet. Architecture de la tour et esquisse de la fouille.

L'emprise de la tour occupe le quasi-totalité de l'espace disponible, ce qui rend le chantier particulièrement difficile d'accès compte tenu de l'inclinaison du versant (Fig. 1). La tour a une emprise parallépipédique de 70 m de longueur dans la direction amont-aval, de 30 m de largeur à l'amont et de 65 m de largeur à l'aval (Fig. 3). La dénivellation maximale du terrain naturel sur l'emprise est de 39 m (de 70 NGM à 109 NGM) (Fig. 2).

Le fond de fouille final étant terrassé au niveau 37 NGM, la profondeur d'excavation est de 33 m à l'aval et de 72 m à l'amont (Fig. 4). Les parois moulées et les barrettes de fondation sont fichées de 15 m sous le niveau de fond de fouille, soit des pointes à 22 NGM.

Caractérisation géologique et géotechnique

Le site a fait l'objet d'une campagne de reconnaissances poussée comprenant de nombreux sondages avec enregistrement des paramètres de forage, des essais pressiométriques (pour les terrains de surface) et dilatométriques (pour les roches), des prélèvements d'éprouvettes pour essais de laboratoires, ainsi que de l'imagerie optique de paroi en forage pour l'identification des familles de discontinuités au sein des marno-calcaires.

Une couche relativement épaisse d'éboulis (supérieure à 10 m en certains points) est présente en amont du site. Cette couche s'amincit vers l'aval pour disparaître totalement à mi-longueur de l'emprise (couche superficielle de couleur claire en figure 2).

La couche d'éboulis repose sur une formation marno-calcaire hétérogène de forte puissance régnant sur la totalité de la hauteur des infrastructures et atteignant par endroit le niveau de 10 NGM (plus profond que la pointe des barrettes de fondation). Au sein de cette formation, une poche de marnes altérées présentant des caractéristiques mécaniques faibles a été détectée, localement, en amont de la fouille. Cette anomalie est située en profondeur (37 NGM) sur une épaisseur variant de 10 à 20 m. Le pendage général de la couche marno-calcaire, dirigé vers l'amont, est favorable à la stabilité en grand du versant. Après étude des familles de discontinuités identifiées et en tenant compte de l'échelle de l'ouvrage, une approche de type « milieux continus » avec module et caractéristiques de résistance équivalents a été retenue pour les calculs de déplacements. Des caractéristiques de résistance réduites ont été retenues pour les calculs de stabilités.

Avoisinants

La fouille de la tour Odéon est excavée dans un site où il existe des bâtiments, des villas et des immeubles publics. L'éloignement de ces ouvrages existants par rapport aux limites de la fouille est variable, mais dans tous les cas, et compte tenu de la profondeur significative des excavations, un certain nombre d'entre eux se situent dans la zone d'influence des déplacements entraînés par les travaux.

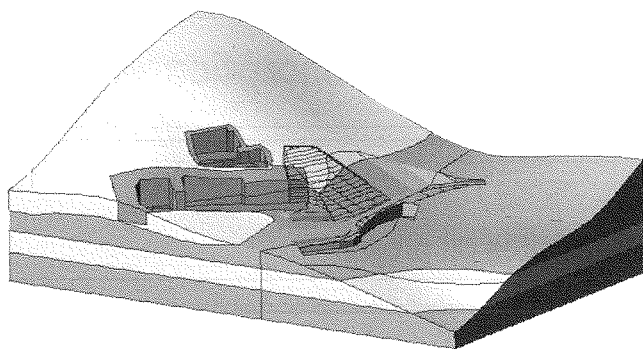


FIG. 2 Perspective du modèle 3D. Terrain naturel et niveau de fondation des avoisinants avant travaux.

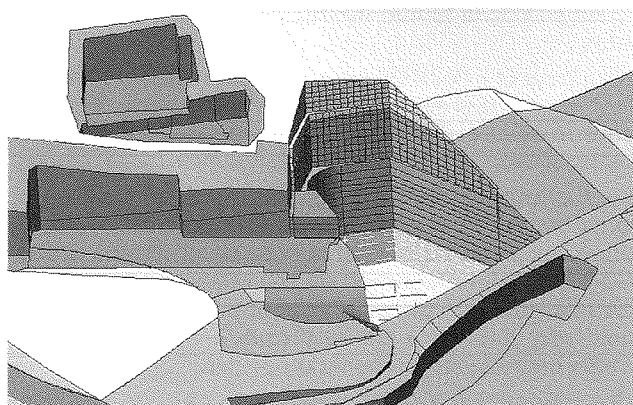


FIG. 4 Vue rapprochée de la perspective. Fouille terrassée et niveaux de fondation des avoisinants.

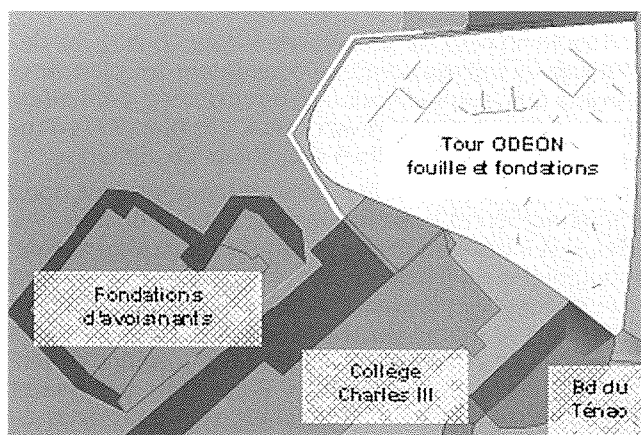


FIG. 3 Vue en plan du modèle 3D. Emprise de la fouille et fondations des avoisinants.

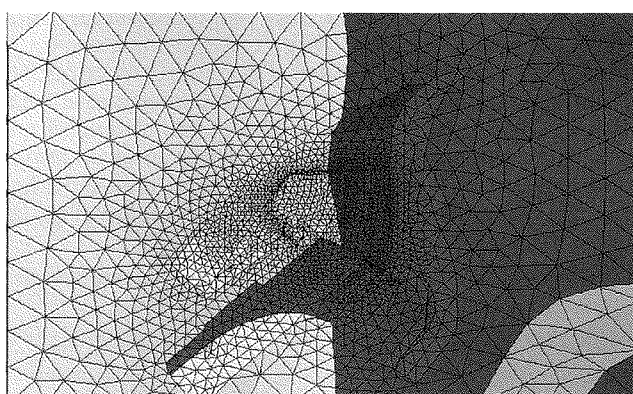


FIG. 6 Vue rapprochée du maillage en perspective. Emprise de fouille (trait blanc) et fondations des avoisinants.

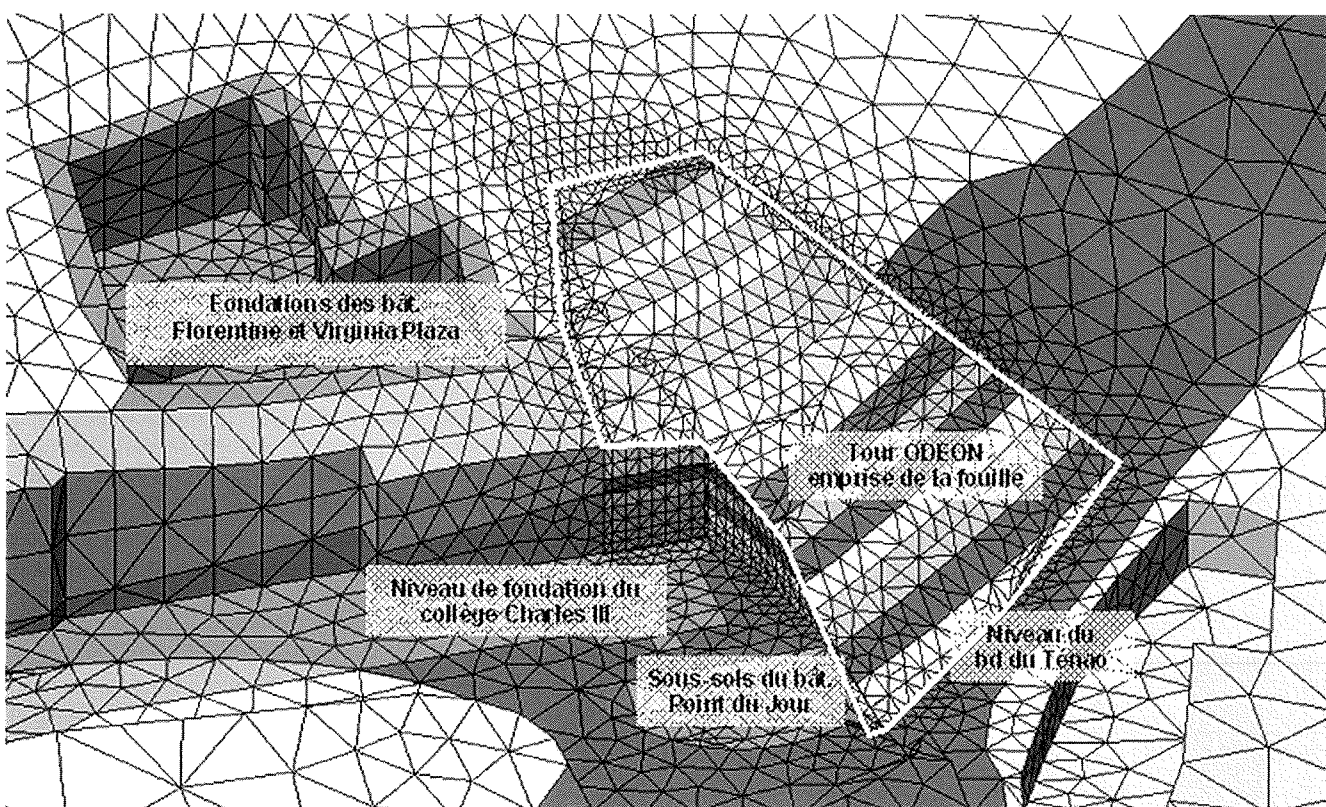


FIG. 5 Vue en plan du maillage. Emprise de la fouille (trait gris). Affleurants : éboulis en blanc et marno-calcaires en foncé.

Au sud de la fouille, se trouvent les avoisinants suivants :

- l'immeuble « Point du jour », un bâtiment de 7 étages, dont la cote des semelles filantes varie entre 55 NGM (côté fouille) et 57 NGM (côté opposé) ; il possède 4 sous-sols ;
- le Collège Charles III, un bâtiment de 10 étages, construit sur une plate-forme à la cote 70 NGM, et fondé sur pieux/puits dont la base se situerait à la cote 63.50 NGM. La réalisation de ce collège a nécessité un terrassement du versant amont et un mur de soutènement stabilisé par 4 lits de tirants. Une partie de ces tirants empiète sur la fouille du projet ;
- les immeubles Virginia Plaza et Florentine, qui sont des bâtiments de 5 et 10 niveaux respectivement. La fondation de Virginia Plaza, sur radier, se situe à la cote 95 NGM. La villa Florentine est située sur des cotes plus élevées.

La fouille est bordée à l'est par le boulevard du Ténao à la cote 67 NGM environ, qui domine à son tour la suite du versant vers l'aval. Ce boulevard contient en son sein des égouts, une galerie technique et autres réseaux. Au nord et à l'ouest le versant, aménagé en terrasses, remonte jusqu'à la rue Guynemer et poursuit sa montée avant d'atteindre une pente moins raide. La villa dite Bataglia se situe sur le versant à l'aval de la rue Guynemer.

Ce voisinage impose des contraintes d'exécution, notamment en termes de :

- nuisance sonore ;
- nuisance vibratoire ;
- déplacement des ouvrages existants.

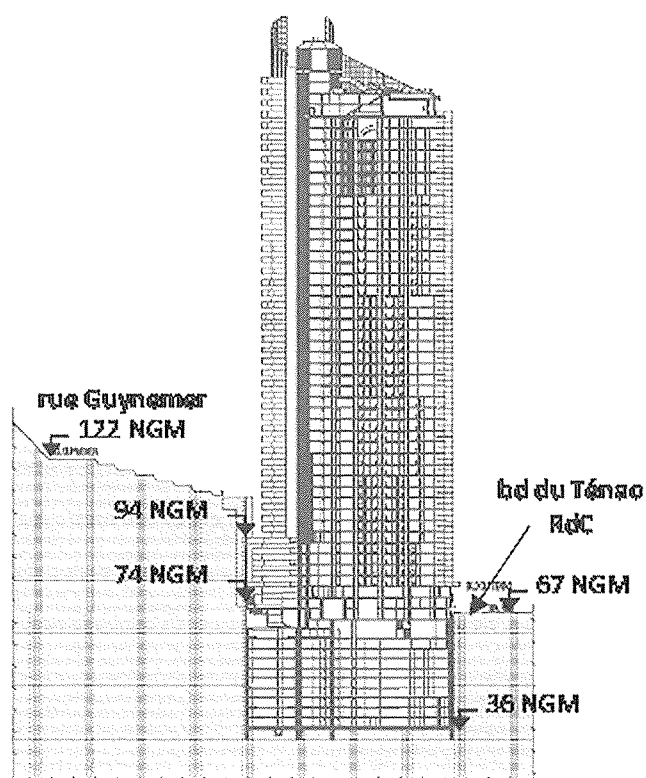


FIG. 7 Coupe de la tour et des infrastructures.

3

Soutènements : conception et méthodes

3.1

Spécificités du projet

La partie visible de la tour Odéon est composée d'un socle de sept niveaux sur lequel se dresse la tour proprement dite. Cette dernière se divise en deux ailes constituées pour la plus haute de 50 niveaux de planchers (R+50) et pour l'autre de 46 niveaux (R+46), au-dessus de la dalle de rez-de-chaussée (approximativement au niveau du boulevard du Ténao). Les deux ailes sont perpendiculaires et sont mécaniquement solidaires.

Les 10 niveaux de sous-sol de la tour sous le rez-de-chaussée (« infrastructure ») constituent les planchers servant aux emplacements d'environ 500 véhicules, aux locaux techniques et aux caves. Les planchers d'infrastructure seront réalisés sans joints de dilatation.

Le choix d'un système de soutènement sera donc adapté aux conditions topographiques énoncées : en effet, si la stabilisation des parois de soutènement sous le boulevard du Ténao pourra être assurée au moyen d'un système de planchers butonnants, elle ne peut pas l'être avec le même dispositif pour les parois situées au-dessus de ce boulevard à cause de l'absence de terrain offrant butée en vis-à-vis. Il est donc nécessaire d'envisager un système de stabilisation au moyen de tirants pour ces parois.

3.2

Principes généraux et phasage de réalisation

Afin de sécuriser le soutènement des parois excavées sous le niveau de rez-de-chaussée, d'une part, et de réduire les délais de réalisation de l'ensemble des ouvrages du projet, d'autre part, la méthode de réalisation *up and down* a été adoptée pour les travaux de réalisation du gros œuvre du bâtiment.

Les séquences des travaux et la méthode de soutènement adoptée consistent à :

- réaliser les travaux de soutènement et d'excavation des terrains dans l'emprise du projet, à partir de la surface du terrain en amont jusqu'au niveau du terrain en aval. Il s'agit des travaux de soutènement exécutés à l'aide des parois berlinoises en amont (ouest), au nord et au sud du projet, stabilisées par des tirants d'ancrage et confortées à l'aide du béton projeté armé ;
- réaliser les parois de soutènement périphériques en panneaux de paroi moulée, sous les parois berlinoises jusqu'au fond de fouille. Le niveau d'arase des panneaux est variable mais correspond approximativement au niveau du rez-de-chaussée ;
- exécuter les excavations en « taupe » sous le niveau du rez-de-chaussée, et construire successivement et en descendant les planchers des différents niveaux d'infrastructure à l'abri des panneaux de paroi moulée. Cela nécessite donc l'exécution des fondations profondes à partir du niveau de rez-de-chaussée. Il s'agit de barrettes de fondation de forte section et de haute capacité de portance.

Il est à noter que le massif de terre formant le boulevard du Ténac s'étend sur une faible largeur, et à son aval les terrains « plongent » sur le plan topographique vers le bas. Cela signifie que la butée aval de la fouille est très faible, voire nulle sur une certaine hauteur.

3.3

Parois berlinoises

Deux types de parois berlinoises sont envisagés, distinguées par le type de profilés verticaux qui les forment : une première série (appelée « mini-berlinoise ») constituée de « micropieux » métalliques, pour soutenir les premiers mètres du terrain (environ 10 mètres). Les pressions de terres y sont réduites, en revanche les caractéristiques géotechniques y sont moins bonnes (éboulis). Compte tenu de la forte inclinaison topographique des terrains et des difficultés d'accès des engins de forage sur les zones de travaux, il s'agit d'une solution adaptée, puisqu'elle emploie des engins moins lourds et peu encombrants. À l'abri des parois réalisées avec cette méthode, des plates-formes de travail sont constituées, rendant possible l'emploi d'engins plus lourds pour le forage des pieux en béton armé qui formeront la seconde série de paroi berlinoise (appelée « berlinoise »).

La paroi dite « berlinoise » sera formée de « pieux » en béton armé de diamètre 1 000 mm, munis de réservations, « trompettes » et plaque d'appui pour le passage et l'ancrage des câbles des tirants. Un certain nombre de ces réservations seront réalisées à titre conservatoire. Ce choix est guidé par le fait de pouvoir intervenir sur n'importe quels « pieux », indépendamment de sa position géographique. Les pieux contiennent, également, au sein de leur cage d'armatures principales, des armatures en attente assurant la liaison avec les panneaux provisoires en béton projeté entre « pieux ».

Au sud du projet, et sur le segment de paroi le plus en amont, la présence des immeubles « Virginia Plaza » et « Villa Florentine », et l'absence d'autorisation pour loger des tirants d'ancrage au sein des tréfonds correspondants, imposent une orientation de tirants non perpendiculaire à la paroi. Ces tirants seront arrêtés à la limite de la propriété. Cette orientation induit une composante d'efforts de tirants dans le plan de la paroi, mettant en butée l'extrémité de ce tronçon côté amont.

3.4

Comblement du vide entre parois berlinoises et voiles périphériques du bâtiment

Conformément à la méthode de réalisation *up and down*, les structures des niveaux supérieurs seront réalisées en même temps que les travaux d'excavation et de réalisation des planchers de sous-sol. Ainsi, les voiles périphériques définitifs du bâtiment seront exécutés devant les parois berlinoises. Un dispositif de drainage et de collecte des eaux sera réalisé entre les parois de soutènement et les voiles périphériques. Afin d'améliorer la stabilité générale du versant lors de l'excavation des niveaux de sous-sol de plus en plus profonde, le vide entre les parois berlinoises et les voiles périphériques du bâtiment sera comblé avec de la grave ciment au fur et à mesure de la réalisation des niveaux de plancher au-dessus du rez-de-chaussée.

3.5

Paroi moulée/contrefort/barrette de fondation

Le système de soutènement des niveaux de sous-sol est une paroi moulée, renforcée dans les zones les plus sollicitées par des contreforts.

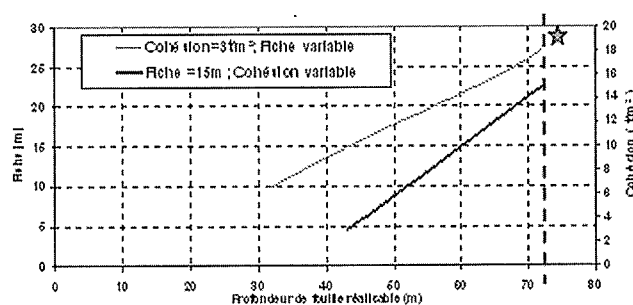
Les parois moulées seront soutenues par planchers-diaphragmes butonnants, réalisés en « taupe » à partir du niveau de rez-de-chaussée. Ces planchers (et les poutres associées) seront liaisonnés aux panneaux de paroi moulée, contreforts et barrettes.

La présence de contreforts dans des zones de poussée les plus sollicitées auront deux rôles mécaniques :

- améliorer la rigidité des parois lors des excavations, avant même la réalisation des planchers butonnants ;
- frotter le sol devant les parois, et améliorer sa cohésion apparente.

En revanche, pour éviter que les efforts induits dans la paroi moulée et dans le contrefort ne soient excessifs, les contreforts ne seront pas mécaniquement liés aux parois. Ce choix n'augmente pas considérablement la flexion d'ensemble mais a l'avantage d'éviter de générer de trop grands efforts dans les contreforts.

En effet, nous rencontrons, ici, la problématique générale consistant à assurer une butée suffisante en fond de fouille lorsque la hauteur excavée dépasse les profondeurs de 40-50 m, dans des sols de cohésion faible à moyenne. Soit il faut mobiliser une masse très importante de sol en butée, ce qui nécessite une fiche de paroi très rigide et surtout très profonde, soit il faut améliorer la cohésion apparente du sol. Nous avons opté pour cette deuxième solution en introduisant le fretage du sol au pied des parois de grande profondeur. La figure 8 ci-dessous illustre une comparaison de ces deux solutions.



Dans ce terrain, l'équilibre des poussées exige soit 28 mètres de fiche rigide avec la cohésion de base (3 t/m²), soit une cohésion améliorée de 18 t/m² avec 15 mètres de fiche. Cette dernière longueur de fiche conduit à une hauteur totale de paroi de 60 mètres.

FIG. 8 Relation entre profondeur d'équilibre et fiche ou cohésion.

La présence de contreforts dans la zone de poussées importantes, associée à des barrettes de fondation contribue au fretage du sol en butée devant les parois de soutènement. Pour ce qui concerne le fretage du sol devant les parois, les volumes de sol situés vers les derniers niveaux de sous-sol sont également renforcés par clouage en fibre de verre. Ce clouage sera réalisé en particulier près des panneaux, et les clous seront découpés au fur et à mesure des excavations.

Le dimensionnement des parois moulées, contreforts et barrettes tiendra compte notamment du comportement de l'ensemble du bâtiment issu d'une modélisation à trois dimensions, intégrant les ouvrages de soutènement et les structures béton du bâtiment avec simulation des phases de construction.

Les barrettes, les contreforts et certains panneaux de paroi moulée seront équipés de tubes soniques et d'extensomètres.

3.6

Drainage de fond et drainage de peau

Le drainage de fond est assuré au moyen de drains forés dans le massif du terrain à l'arrière des parois. Ces drains conduiront les eaux devant les parois de soutènement, puis à l'intérieur des volumes du bâtiment où elles seront collectées et acheminées vers des exutoires. Au droit des parois berlinoises, les barbacanes et drains évacueront les eaux récoltées au sein d'une nappe drainante posée sur le voile en béton projeté, et recouverte par un non-tissé et une membrane en polyane armé. Un drainage de pieds associé à un collecteur acheminera les eaux vers les exutoires.

Un drainage de peau est également réalisé à l'arrière des parois berlinoises (avec micropieux et pieux) sur environ 25 % de la surface. Des barbacanes sont placées à travers le béton projeté pour évacuer les eaux éventuelles vers l'avant des parois de soutènement. Un tapis drainant est réalisé en fond de fouille.

4

Modélisation numérique

Un modèle tri-dimensionnel des terrains et des infrastructures de la tour (comprenant soutènements, sous-sols et fondations) a été défini sous le logiciel aux éléments finis, midas GTS. Les frontières du modèle ont été choisies suffisamment éloignées de la fouille pour minimiser les effets de bord. Les dimensions en plan du modèle sont de 375 m dans la direction amont-aval et de 250 m dans la direction nord-sud. Le fond du modèle est placé à 7 NGM ce qui conduit à des épaisseurs de terrain modélisé variant de 60 m à 100 m sur l'emprise de la fouille (Fig. 2).

L'utilisation d'un mailleur automatique générant des tétraèdres a permis une totale liberté dans la définition géométrique des solides et dans le raffinement local du maillage (Figs. 5 et 6). La taille de maille varie de 2 m à proximité de la fouille, à plus de 25 m aux frontières du modèle. Un total de 154 400 éléments linéaires tétraédriques a été généré, pour un total de 30 900 nœuds. La précision sur les déplacements de surface est apparue satisfaisante avec ce maillage d'éléments linéaire après comparaison des résultats obtenus avec le même maillage d'éléments quadratiques (différence < 10 %).

4.1

Sols et roches

Le comportement de tous les terrains (sols et roches) a été modélisé par l'approche des milieux continus et en retenant une loi élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. L'incapacité de ce modèle à refléter le

changement important de module lors du passage du chargement primaire au déchargement est compensé, en partie, grâce à la manipulation suivante : le module de compressibilité, K , est défini sur la base du module de déchargement, alors que le module de cisaillement, G , est défini sur la base du module de chargement primaire. Cette manipulation conduit à une approximation acceptable du comportement des roches tendres soumises à un chemin de chargement correspondant aux travaux de fouille (cf. Schweiger, 2002).

Les caractéristiques de résistance isotropes équivalentes au comportement de la masse rocheuse ont été retenues pour les calculs de déplacement (état limite de service, ELS) (Tableau I). Pour les calculs de stabilité en grand (état limite ultime GEO), nous nous sommes placés à la sécurité en imposant la vérification de deux hypothèses défavorables :

- réduction de la résistance caractéristique de la masse rocheuse par l'utilisation des facteurs de sécurité partiels spécifiés dans les recommandations CLOUTERRE (Tableau II) ;
- adoption des caractéristiques nominales des joints (non réduites) supposés diffus et non orientés (loi isotrope) (cf. Tableau III).

4.2

Infrastructures et soutènements

La mini-berlinoise a été modélisée par la combinaison d'éléments de coque représentant le béton projeté, d'éléments de poutre horizontaux représentant les liernes et d'éléments de poutre verticaux représentant des groupes de micro-pieux sur la base de 1 pour 2 ou de 1 pour 4.

La berlinoise en pieux forés a été modélisée par la combinaison d'éléments de coque pour le béton projeté et d'éléments de poutre verticaux pour les pieux béton sur la base de 1 pour 1 (Fig. 9).

La paroi moulée, les barrettes de fondation et les planchers butonnants ont été modélisés par des éléments de coque (Fig. 10). Les contreforts ont été modélisés par des éléments de poutre connectés à leur axe neutre avec la paroi moulée. L'hypothèse est faite que les frottements à l'interface entre ces deux éléments structuraux sont négligeables (Fig. 11).

Un comportement linéaire élastique est retenu pour tous les éléments de structures (béton et acier). Ce choix est justifié dans la mesure où le modèle est essentiellement développé pour le calcul des déplacements induits (ELS) et que les vérifications à la rupture des éléments de structures (ELU – STR) sont vérifiées de façon indépendante par les méthodes 2D classiques.

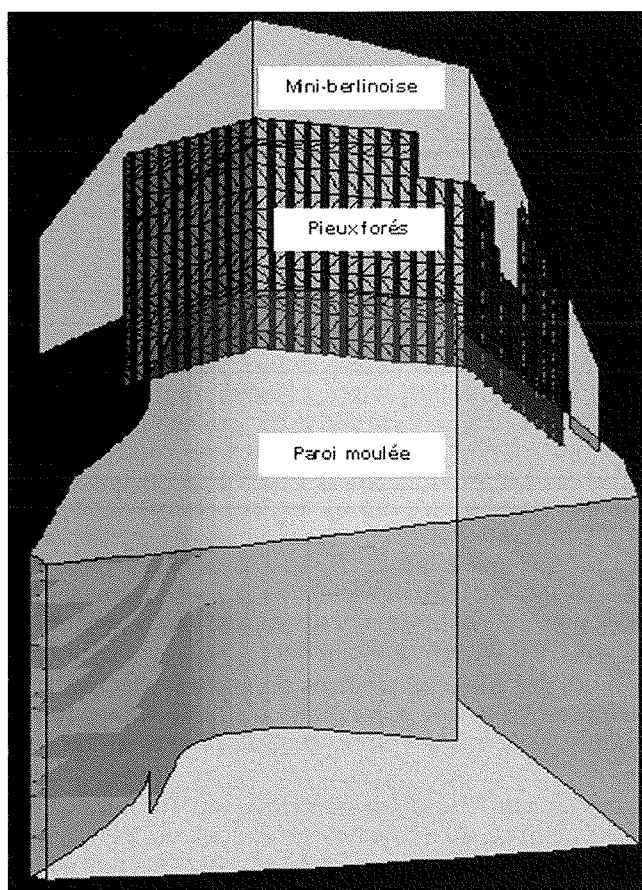


FIG. 9 Vue de face (vers l'ouest) du système de soutènement à trois niveaux. La paroi moulée est représentée transparente.

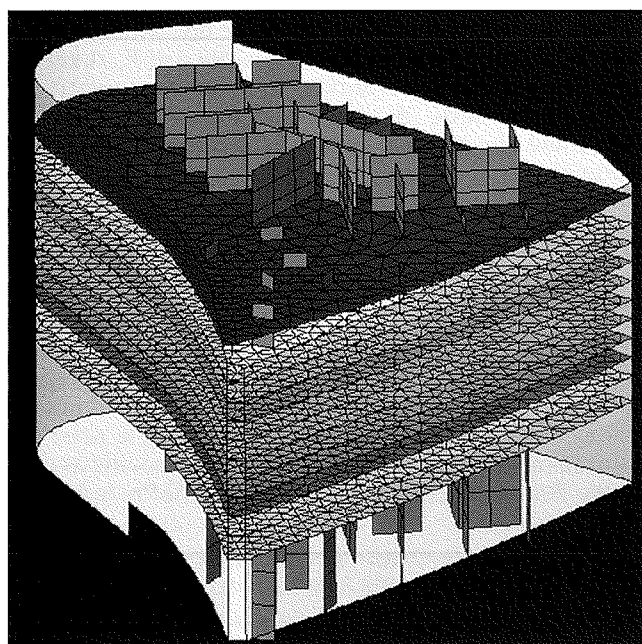


FIG. 10 Vue en perspective des barrettes de fondation et des planchers butonnants représentés dans l'enceinte de la paroi moulée (transparente).

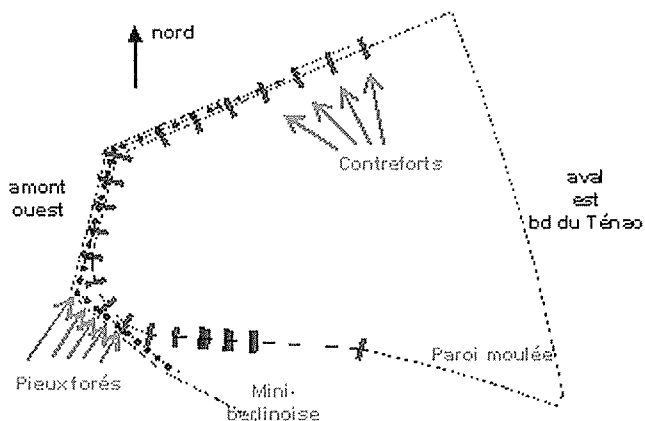


FIG. 11 Vue en plan des écrans de soutènement.

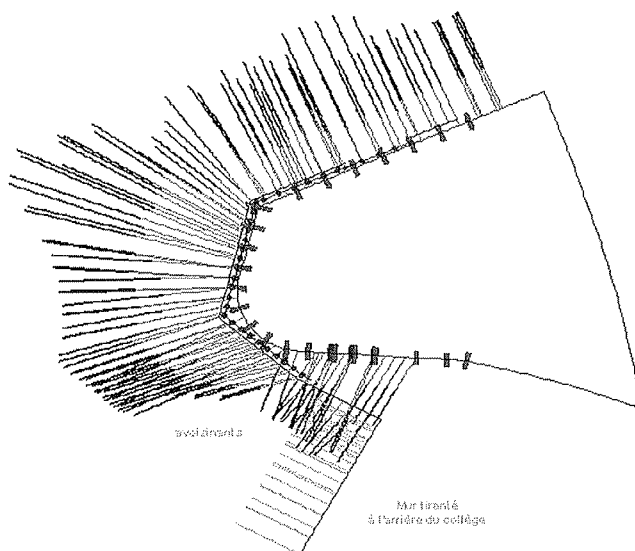


FIG. 12 Vue en plan du système de tirants. Bulbes d'ancrage représentés en traits foncés.

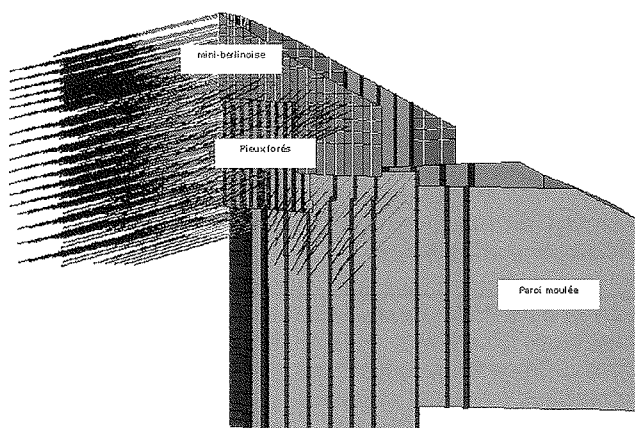


FIG. 13 Vue de côté (vers le nord) du système de tirants.

TABEAU I Valeurs caractéristiques des propriétés des terrains.

	E (GPa)	ν (-)	c (kPa)	ϕ (deg)	ψ (deg)
Éboulis	0,101	0,30	10	30	5
Marno-calcaires	1,218	0,30	30	32	1
Marnes altérées	0,205	0,30	20	22	0

TABEAU II Propriétés des terrains pour le calcul de stabilité avec caractéristiques de masse rocheuse réduites.

	E (GPa)	ν (-)	c (kPa)	ϕ (deg)	ψ (deg)
Marno-calcaires	1,218	0,30	17	24	1
Marnes altérées	0,205	0,30	11	16	0

TABEAU III Propriétés des terrains pour le calcul de stabilité avec caractéristiques de joints généralisés.

	E (GPa)	ν (-)	c (kPa)	ϕ (deg)	ψ (deg)
Marno-calcaires	1,218	0,30	10	25	1
Marnes altérées	0,205	0,30	11	16	0

4.3

Tirants précontraints

Le modèle comprend un total de 520 tirants précontraints répartis sur 19 lits (Figs. 12 et 13). L'orientation ainsi que les longueurs libres et scellées de chaque tirant ont été représentées de manière détaillée dans le modèle. Les sections de tirant et les efforts de précontrainte retenus pour le modèle 3D sont issus de calculs 2D menés selon la méthode classique de dimensionnement des parois tirantées (logiciel RIDO reposant sur la méthode des réactions hyperstatiques).

Les longueurs de tirant scellées au terrain sont modélisées par des « éléments de barre incorporés » dont l'emplacement et l'orientation peuvent être fixés indépendamment du maillage solide dans lequel ils s'inscrivent, tout en respectant la compatibilité des champs de déplacement, ce qui correspond à une hypothèse d'adhérence parfaite entre bulbe d'ancrage et terrain. Pour améliorer la précision du modèle, la connectivité nodale entre terrain et tirant a été respectée au point limite entre longueur libre et longueur scellée. Les longueurs libres sont modélisées par un élément de barre unique reliant la partie scellée à l'écran de soutènement.

Lors de l'étape de calcul correspondant à la mise en charge d'un lit de tirants, les éléments représentant les longueurs libres sont désactivés et les efforts de précontraintes sont modélisés par deux forces ponctuelles colinéaires égales et opposées : l'une s'appliquant à la partie scellée et l'autre à la tête d'ancrage sur l'écran de soutènement. A l'étape suivante, les éléments représentant les longueurs libres sont activés pour tenir compte de leur raideur.

4.4

Initialisation des contraintes

La topographie du versant est synonyme d'inclinaison des contraintes principales *in situ*, de réduction de la contrainte mineure en surface et de concentration de la contrainte horizontale en pied de versant. Estimer au mieux cet état de contrainte initial est un facteur-clé pour la détermination des efforts agissant sur les soutènements ainsi que pour le calcul des déplacements induits par le terrassement de la fouille.

Toutefois, quasiment aucun résultat d'essais n'est disponible permettant l'évaluation de l'état de contrainte *in situ*. Cela est notamment vrai pour les couches les plus profondes des marno-calcaires dont l'état de contrainte *in situ* le résultat de l'histoire géologique du site (activité tectonique, érosion, surconsolidation, etc.) et du comportement de ces terrains à l'échelle géologique (fluage, processus physico-chimiques, etc.). En l'absence de données, nous avons opté pour une approche pragmatique afin d'estimer au mieux l'état de contrainte initial :

- n'utiliser que des champs de contraintes initiales respectant à la fois la condition d'équilibre sous poids propre et la loi de comportement plastique des terrains ;
- mener une étude paramétrique sur l'influence du coefficient K_0 des couches profondes en faisant des choix prudents pour la valeur haute et la valeur basse.

Durant l'étape de calcul d'initialisation des contraintes, des coefficients de Poisson dits « géologiques », ν_g , ont été utilisés de façon à obtenir les valeurs de K_0 visées pour les conditions de consolidation normales des couches les plus profondes :

$$\nu_g = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

Les coefficients de Poisson dits « élastiques » sont rétablis ensuite durant les étapes de calcul correspondant aux phases de travaux. Par cette approche, les calculs ont pu être menés pour une valeur haute (0,8) et pour une valeur basse (1-sin ϕ) des K_0 dans les couches les plus profondes, tout en conservant un état de contrainte *in situ* de surface essentiellement déterminé par la topographie du terrain et la condition d'équilibre.

4.5

Phasage de construction

La prise en compte du phasage de construction de la fouille a nécessité un calcul non linéaire en 50 étapes. Deux étapes de calcul sont nécessaires pour l'initialisation des contraintes initiales, y compris la prise en compte de la descente de charge des bâtiments avoisinants. Puis deux étapes de calcul ont été effectuées par lit de tirants :

- une étape de terrassement, pour dégager le niveau des têtes du lit de tirants à mettre en place ;
- suivi par une étape d'installation du lit de tirants et l'application des charges de précontraintes.

Après installation du dernier lit de tirants, une étape de calcul a ensuite été effectuée par niveau de plancher butonnant jusqu'à atteindre le niveau de fond de fouille.

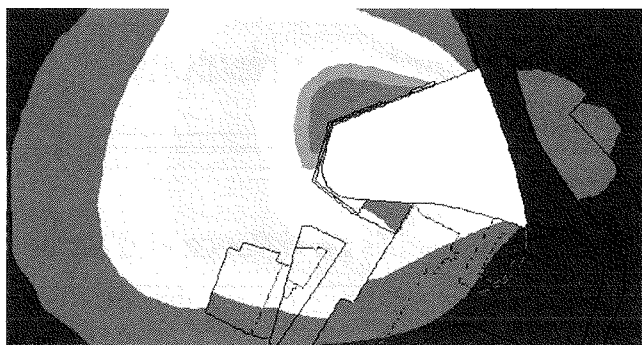


FIG. 14 Vue de dessus du terrain naturel avec emprises des avoisinants. Isovaleurs des déplacements horizontaux convergents à l'achèvement des travaux (max = 9 mm, isovaleur tous les 1 mm).

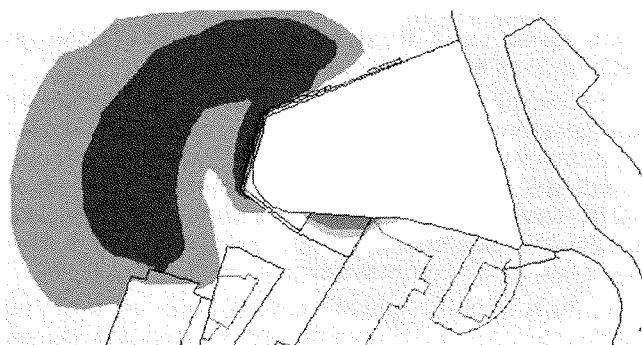


FIG. 15 Vue de dessus du terrain naturel avec emprises des avoisinants. Isovaleurs des déplacements verticaux à l'achèvement des travaux (min = -5 mm de tassements, isovaleur tous les 1mm).

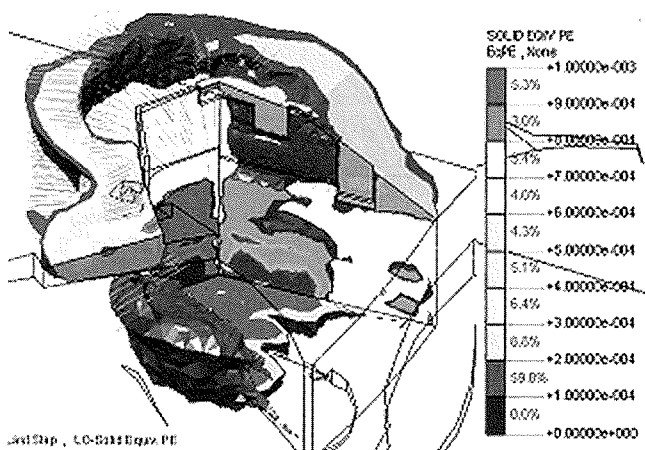


FIG. 16 Vue en perspective des terrains (en transparence), de la fouille et des tirants. Isovaleurs 3D des déformations plastiques déviatoriques (max = 1 ‰, isovaleur tous les 0,1 ‰).

5

Principaux résultats

5.1

Déplacements induits

Les figures 14 et 15 montrent les résultats d'un des calculs à l'ELS en termes de déplacements induits au

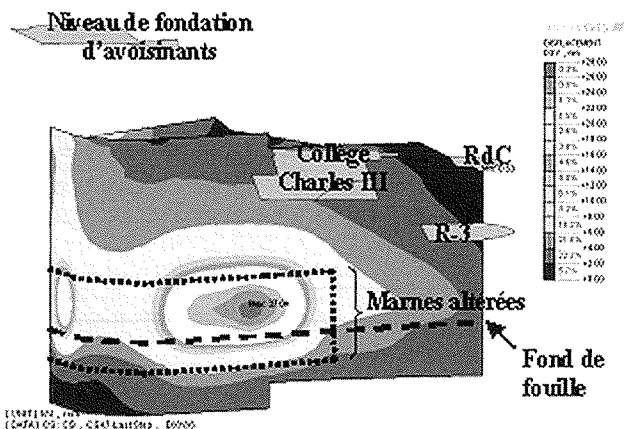


FIG. 17 Vue de côté (vers le nord) de la face externe de la paroi moulée. Isovaleurs des déplacements horizontaux à l'achèvement des travaux (max = 27 mm, isovaleur tous les 2 mm).

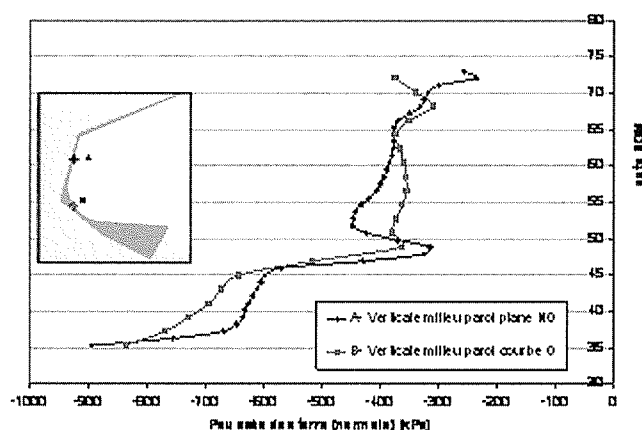


FIG. 18 Estimation de la poussée des terres sur deux génératrices (A et B) de la partie ouest de la paroi moulée.

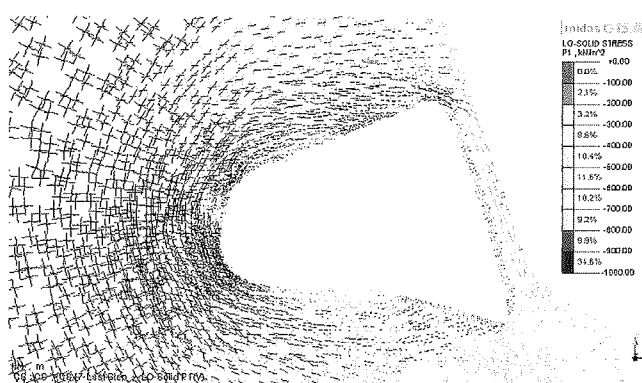


FIG. 19 Effet de voûte dans les terrains. Orientation des contraintes principales à l'achèvement des travaux de fouille dans une coupe horizontale.

niveau du terrain naturel et des fondations des avoisinants. Les déplacements de la paroi moulée sont présentés en figure 17. Les déformations plastiques obtenues dans les marno-calcaires sont présentées en figure 16.

Les déplacements horizontaux ne dépassent pas 9 mm en surface et sont maximaux en bordure nord de la fouille. Ils restent inférieurs à 5 mm au droit des fondations des avoisinants. Les tassements ne dépassent pas les 5 mm et sont maximaux en frontière ouest. Des

soulèvements sont prévus en frontière sud et est. Bien que les terrains subissant des déformations plastiques représentent un volume important, les valeurs des déformations plastiques restent faibles et maîtrisées, notamment dans le massif d'ancrage des tirants. On notera l'effet marqué de la présence de la poche de marnes altérées sur la distribution des déplacements de la paroi moulée et sur la localisation des déformations plastiques.

5.2

Stabilité

La stabilité globale du site a été vérifiée en montrant qu'un état d'équilibre convergé est atteint à toutes les étapes de calcul et ceci avec des caractéristiques de terrain réduites selon les deux hypothèses introduites au paragraphe 4.1 (caractéristiques de masse rocheuse réduites et caractéristiques de joints généralisés). Une étude paramétrique sur l'influence des contraintes initiales a été menée. Dans tous les cas de figure étudiés des facteurs de sécurité satisfaisants ont été obtenus pour la stabilité globale du site.

5.3

Orientation des contraintes et effets de voûte

La procédure d'initialisation des contraintes sous poids propre a permis de tenir compte de l'effet de versant sur l'orientation des contraintes principales initiales. Dans les couches de surface du modèle, l'inclinaison de la contrainte majeure par rapport à la surface libre est comprise entre 40° et 50° ce qui est conforme aux 45° donnés par l'approche de J. Goguel dans l'hypothèse de relaxation complète, cf. Sirieys *et al.*, 2008. Comme attendu les contraintes principales majeures deviennent plus verticales en profondeur.

La modélisation 3D permet de tenir compte de l'effet de voûte qui se développe dans les terrains en amont de la fouille. Les résultats montrent qu'à l'état initial, les contraintes principales sont orientées suivant le versant, alors qu'en fin de travaux, la contrainte horizontale majeure forme une voûte autour de l'extrémité ouest de la fouille (Fig. 19). Cet effet permet une réduction de la poussée des terres sur la paroi moulée, notamment entre les cotes 50 et 65 NGM sur la partie arrondie au sud-ouest de la fouille (Fig. 18). A ces profondeurs (de 50 à 65 NGM), un effet de voûte se développe dans les marno-calcaires compétents, ce qui conduit à une réduction de la poussée plus importante sur la paroi arrondie que sur la paroi plane au nord-est de la fouille. Par contre, la poussée exercée par les marnes altérées entre les cotes 35 et 45 NGM, est plus forte dans la partie arrondie que dans la partie plane car le comportement nettement plus raide de la paroi arrondie n'autorise pas suffisamment de déplacement pour atteindre l'équilibre limite de poussée dans ces terrains souples. Les marnes altérées exercent alors une poussée plus proche du K_0 sur la partie arrondie, alors qu'elles exercent une poussée plus proche du K_a sur la partie plane.

6

Prise en compte des résultats de calcul

6.1

Définition des seuils de vigilance et d'alerte

Les seuils de vigilance ont été définis à deux niveaux. Au premier niveau, en amont du projet, lors du dimensionnement des parois, les seuils de déplacement correspondent à l'objet calculé et dimensionné dans un cadre précis de méthode et de modèle de calcul et d'hypothèses associées. Au second niveau, lors de la réalisation des travaux, les seuils correspondent aux déplacements réellement mesurés sur les ouvrages (parois de soutènement et les ouvrages avoisinants). Cette deuxième démarche est adoptée en relation avec la méthode observationnelle.

En ce qui concerne la phase amont, les parois de soutènement sont dimensionnées en ciblant des déplacements limites fixés. Les valeurs indiquées correspondent à des méthodes de calcul et de dimensionnement dont les règles sont fixées simultanément. Les seuils de déplacement fixés aux calculs de parois sont issus des considérations suivantes :

- 3 mm si le point considéré de la paroi est à moins 5 m de distance de la fondation des ouvrages sensibles (bâtiment, villas et immeubles publics) ;
- 10 mm si le point considéré de la paroi est situé à 10 m de distance de la fondation de ces ouvrages, avec interpolation linéaire entre ces deux couples de valeurs pour des distances intermédiaires ;
- 15 à 30 mm si le point considéré de la paroi est situé à plus de 10 m de distance de la fondation de ces ouvrages (selon les cas).

En cours d'exécution, et en relation avec la méthode observationnelle, les seuils suivants ont été considérés :

- les déplacements (valeurs résultantes des mouvements horizontaux et verticaux) sont mesurés au cours des travaux par des relevés systématiques. Un seuil d'alerte de déplacement sur ouvrages avoisinants est fixé.
- le seuil d'alerte est fixé à 3 mm de mouvement mesuré, après correction des parts imputables à la température et aux mouvements « naturels ». Le dépassement de ce seuil donne lieu à l'analyse des phénomènes et des causes des déplacements, et amène l'entrepreneur à proposer des solutions en accord avec le maître d'œuvre et le bureau de contrôle. Cette procédure sera également appliquée, dans le cas où les mouvements de la paroi de soutènement atteignent les valeurs calculées ;
- le seuil d'arrêt est fixé à 5 mm sur les ouvrages avoisinants.

6.2

Déplacements induits par les méthodes de réalisation des pieux

Les seuils indiqués ci-dessus sont parfois perturbés par des phénomènes dont l'impact ne peut pas, à l'heure actuelle, être appréhendé par des lois rhéologiques. Il s'agit notamment des effets, sur le déplace-

ment des ouvrages, de la méthode de réalisation des tirants ou de pieux engendrant des vibrations dans le sol (marteau fond de trou, etc.), ou des injections sous fortes pressions. Ce type d'intervention ou ces méthodes de réalisation induisent, sur les ouvrages fondés sur des sols insuffisamment compacts (notamment les éboulis), des mouvements qui ne sont pas dus aux travaux d'excavation proprement dits, et ne sont pas liés au risque d'instabilité des parois de la fouille. Il est donc très important d'identifier les phénomènes prépondérants, notamment en adoptant des méthodes de forage ou d'injection compatibles avec le contexte sensible du site (forage par carottage, diminution de la pression d'injection, passage d'IRS en IGU, etc.).

6.3

Soulèvements

Compte tenu de la méthode de réalisation adoptée pour la tour (*up and down*), les barrettes de fondation seront réalisées par anticipation au moment où il restera encore plus de 30 mètres d'excavation à réaliser. Il en résulte qu'avec les excavations, on décharge le terrain. Le sol encaissant les barrettes subit alors une « expansion » (pour ne pas utiliser la termino-

logie « gonflement » qui est en général utilisée pour d'autres phénomènes), directement liée à son module de déchargement.

Cette expansion entraîne les barrettes qui interagissent avec le sol par l'intermédiaire de son module d'élasticité. Le déplacement total observé après la simulation des excavations dans le modèle 3D englobant sol et barrettes fournit le paramètre de base pour le calcul détaillé du champ de cisaillement et de l'effort axial dans les barrettes par des modèles ponctuels.

7

Conclusion

Les calculs présentés dans cet article ont été menés lors des études de projet de la tour Odéon. La fouille est actuellement en cours de réalisation. Les déplacements des avoisinants font l'objet d'un dispositif de suivi particulièrement développé. Les pieux de berlinoise sont équipés d'inclinomètres pour une meilleure précision du suivi de leurs déplacements.

Les résultats de calcul en termes de déplacements induits ont servi de base pour la définition des seuils de vigilance et d'alerte qui rendent possible la détection précoce de toute déviation vis-à-vis du comportement attendu et permettraient, au besoin, la mise en œuvre de mesures préventives ou confortatives suffisamment en amont.

L'apport d'une modélisation 3D du massif, des existants, de la fouille et des structures, englobant la simulation des différentes phases de la construction est particulièrement évident pour ce projet. Les effets de la géométrie de la fouille (« effets de voûte ») vis-à-vis de l'exercice des poussées du sol dans le sens amont-aval ne pouvaient être appréciés que par une modélisation de ce type. L'estimation des mouvements des existants, situés plus ou moins loin de la fouille, en fonction du déplacement horizontal des parois, ou bien, à l'issue du déchargement du sol provoquant des déplacements verticaux ascendants, a également été possible grâce à cette modélisation.

La comparaison des déplacements réellement mesurés à ceux calculés avec le modèle numérique à différentes phases est l'exercice indispensable pour l'ingénieur qui doit comprendre l'origine des écarts éventuels, corriger, le cas échéant, la valeur des paramètres de la modélisation, et assurer la veille indispensable à un « suivi observationnel ».

Bibliographie

- NF P94-282 – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Écrans, AFNOR, mars 2009.
- Schweiger H.F. – Results from numerical benchmark exercises in geotechnics. Ph. Mestat (ed.), *Proc. of 5th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Paris, Presses des Ponts, 2002, p. 305-314.
- Sirieys P., Fabre D., Sahli M., Mayeur L.B. – Caractérisation du tenseur des contraintes naturelles : bases théoriques et retour d'expérience. *Revue française de géotechnique*, n° 123, 2008, p. 37-52.

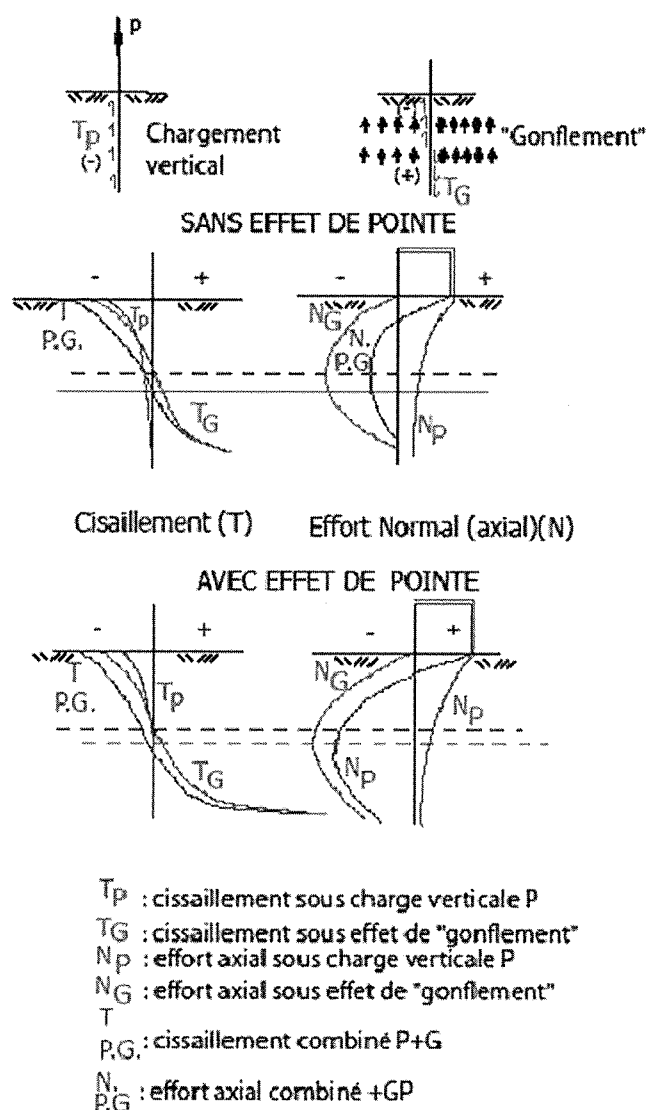


FIG. 20 Gonflement (G) et chargement vertical (P).

Modéliser la propagation d'ondes et de vibrations dans les sols

J.-F. SEMBLAT

Université Paris-Est
IFSTTAR
Département Géotechnique,
Risques naturels
et Sciences de la Terre
Laboratoire Séismes
et Vibrations
Champs-sur-Marne

Résumé

La modélisation de la propagation d'ondes et de vibrations dans les sols peut s'envisager à l'aide d'approches numériques variées (éléments finis, éléments de frontière, éléments spectraux...). Ces méthodes présentent des avantages et des inconvénients différents. Dans les couches de sol de surface, les ondes et les vibrations peuvent être simultanément amplifiées et atténuées du fait du contraste de vitesse entre les couches et de leurs propriétés d'amortissement. Des modèles 2D/3D sont nécessaires dans de nombreuses situations et l'efficacité et la précision des méthodes numériques pour modéliser de fortes hétérogénéités et des géométries complexes peut s'avérer problématique. En outre, les conditions de radiation des ondes à l'infini ne sont pas aisées à contrôler avec les méthodes d'éléments finis ou spectraux alors qu'elles sont explicitement prises en compte avec les méthodes d'éléments de frontière. Différentes méthodes de couches absorbantes (e.g. F-PML, M-PML, CALM) ont été récemment proposées afin de réduire ces réflexions parasites sur les frontières du maillage. Pour les simulations 3D, de récentes avancées de la méthode des éléments de frontière (i.e. formulations multipôle rapide) autorisent des simulations efficaces même pour des domaines étendus. Finalement, les séismes et vibrations forts peuvent induire des effets non linéaires dans les couches de sol. Dans de telles situations, des avancées récentes sur les formulations numériques et les modèles de comportement sont présentées et discutées dans cet article. Elles permettent de réduire le volume de données expérimentales nécessaire à la validation et à l'application de telles approches.

Mots-clés : ondes, séismes, vibrations, dynamique des sols, simulation numérique, propagation, amortissement, éléments finis, éléments de frontière.

Modelling wave propagation and vibrations in soils

Abstract

Waves and vibrations in soils can be modelled through various numerical approaches (FEM, BEM, SEM, etc.). All these methods have various advantages and drawbacks. In surficial soil layers, waves and vibrations may be simultaneously amplified and attenuated due to the velocity contrast between these layers or their damping properties. 2D/3D models are needed in many situations and the efficiency/accuracy of the numerical methods to account for strong heterogeneities and complex geometries is in question. Furthermore, the radiation conditions at infinity are not easy to handle with finite/spectral elements whereas it is explicitly accounted in the Boundary Element Method. Various absorbing layer methods (e.g. F-PML, M-PML, CALM) were recently proposed to attenuate spurious wave reflections at the mesh boundaries. For 3D simulations, recent advances in the Boundary Element Method (namely Fast Multipole formulations) allow efficient large scale computations. Finally, strong earthquakes or vibrations may involve nonlinear effects in surficial soil layers. Recent advances in numerical formulations and constitutive models in such complex situations are presented and discussed in this paper. A crucial issue is the availability of the field/laboratory data to feed and validate all these models.

Key words: waves, earthquakes, vibrations, soil dynamics, numerical modelling, propagation, damping, FEM, BEM.

Modélisation numérique de la propagation d'ondes et de vibrations

Les problèmes de propagation d'ondes sont caractérisés par différents phénomènes (Eringen, 1974 ; Semblat et Pecker, 2009) : dispersion, diffraction, amortissement, conversions de type d'ondes... La plupart de ces caractéristiques sont rarement accessibles directement par l'expérience. Il est généralement nécessaire de recourir à des expérimentations modèles (matériaux modèles, essais à échelle réduite (Chazelas *et al.*, 2003 ; Semblat et Luong, 1998)) ou d'utiliser le calcul numérique et/ou des méthodes inverses (Bui, 1993 ; Semblat *et al.*, 2000) afin de déterminer les paramètres caractérisant le matériau et les ondes qui s'y propagent.

Plusieurs méthodes numériques permettent de simuler les phénomènes de propagation d'ondes (Fig. 1) : différences finies (Moczo *et al.*, 2002 ; Virieux, 1986), éléments finis (Joly, 1982 ; Semblat, 1998), éléments de frontière (Bonnet, 1999 ; Dangla *et al.*, 2005), éléments spectraux (Faccioli *et al.*, 1997 ; Komatitsch *et al.*, 1999). Suivant les applications visées, ces méthodes numériques présentent des avantages et des inconvénients différents.

La méthode des éléments finis (Fig. 2, gauche) est très puissante car elle permet de modéliser des géométries et des comportements complexes. Pour les problèmes de propagation d'ondes, elle présente toutefois deux inconvénients principaux : la réflexion d'ondes parasites sur les frontières du domaine maillé (Chadwick *et al.*, 1999 ; Collino, 1996 ; Modaressi et Benzenati, 1992) et la dispersion numérique des ondes (Ihlenburg et Babuška, 1995 ; Semblat et Brioist, 2000). La dispersion numérique provoque une variation artificielle de la vitesse de propagation des ondes en fonction des caractéristiques du modèle d'éléments finis.

En effet, le maillage doit par exemple être suffisamment fin pour bien décrire la forme de l'onde (Fig. 2, gauche).

La méthode des éléments de frontière (Fig. 2, droite) présente l'avantage de permettre une modélisation aisée de la propagation d'ondes en milieu infini ou semi-infini (Bonnet, 1999 ; Dangla *et al.*, 2005). Les conditions de radiation des ondes à l'infini sont en effet directement prises en compte dans la formulation. Par ailleurs, la méthode des éléments de frontière résout le problème aux interfaces entre milieux de caractéristiques homogènes : elle permet donc un gain sensible pour la modélisation de la propagation bidimensionnelle (interfaces unidimensionnelles) ou tridimensionnelle (interfaces surfaciques), mais est donc limitée à des milieux faiblement hétérogènes. Des formulations accélérées de la méthode ont été proposées récemment (Chaillat *et al.*, 2009) ; elles sont présentées dans la suite.

Afin de bénéficier des avantages de ces deux méthodes, il peut être intéressant de les combiner en réalisant un couplage éléments finis/éléments de frontière (Dangla, 1989).

2

Modélisation de la propagation d'ondes par éléments finis ou spectraux

2.1

Dispersion numérique

La méthode des éléments finis et la méthode des éléments spectraux permettent de modéliser la propagation d'ondes et de vibrations dans les sols. Comme pour d'autres méthodes de simulation, deux types d'er-

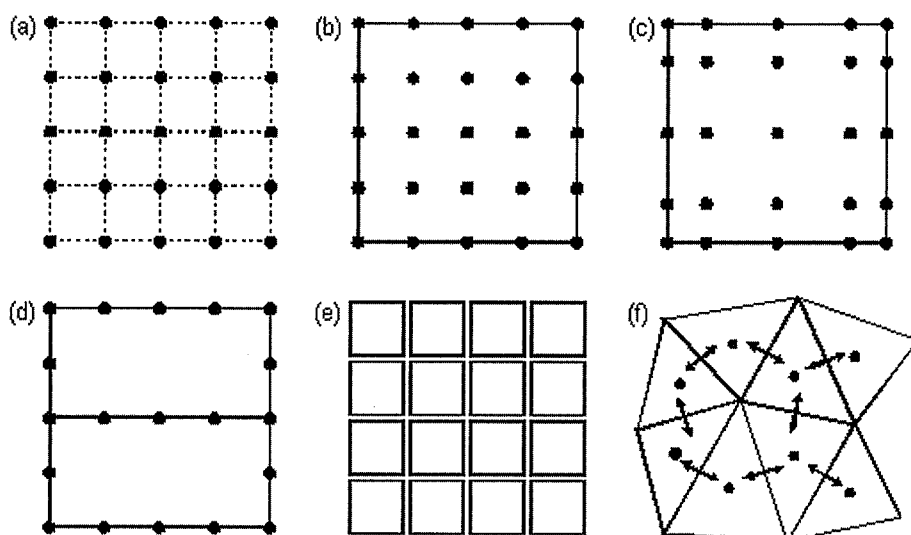


FIG. 1

Différentes méthodes numériques permettant de modéliser la propagation d'ondes et de vibrations : (a) méthode des différences finies, (b) méthode des éléments finis, (c) méthode des éléments spectraux, (d) méthode des éléments de frontière, (e) méthode des éléments discrets, (f) méthode des volumes finis.

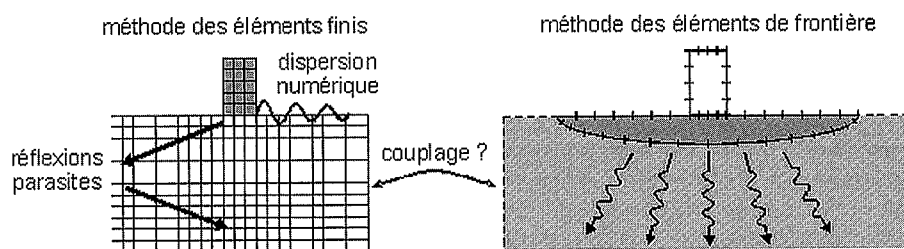


FIG. 2 Méthode des éléments finis (gauche) et méthode des éléments de frontière (droite) pour les problèmes de propagation d'ondes et de vibrations.

neur numérique peuvent être étudiés (Hughes, 1987 ; Chaljub *et al.*, 2007 ; Ihlenburg et Babuška, 1995) : l'erreur sur le temps de propagation (erreur en *période relative*) ; l'erreur sur l'amplitude (liée à l'amortissement numérique). L'erreur sur le temps de propagation varie d'un schéma d'intégration à l'autre (Hughes, 1987). Cette erreur influence donc l'estimation des vitesses de propagation et est appelée *dispersion numérique*. Cette erreur est appelée dispersion numérique en référence à la dispersion physique qui induit une dépendance entre vitesses de propagation et fréquence (Deraemaeker *et al.*, 1999 ; Hughes *et al.*, 2008 ; Ihlenburg et Babuška, 1995 ; Semblat et Brioist, 2000). La qualité d'une simulation de propagation d'ondes dépend donc du schéma numérique au travers des paramètres suivants : taille des éléments, schéma d'intégration, degré d'interpolation des éléments, etc. Il est nécessaire de contrôler la précision du schéma numérique utilisé car l'erreur numérique tend à s'accroître au cours de la propagation.

Plusieurs travaux théoriques proposent des analyses de l'erreur numérique à partir de l'estimation du nombre d'onde approché (Deraemaeker *et al.*, 1999 ; Hughes *et al.*, 2008 ; Semblat et Pecker, 2009). Ainsi, Ihlenburg et Babuška (1995) ont montré qu'il existe une fréquence de coupure au-delà de laquelle le phénomène de propagation ne peut pas être reproduit. Suivant la fréquence d'excitation, l'onde numérique se propage soit plus lentement, soit plus rapidement que l'onde réelle dans le sol ou la solution théorique du problème simplifié. Il est donc nécessaire de contrôler la dispersion numérique des ondes et de quantifier précisément l'erreur numérique.

2.2

Éléments finis d'ordre élevé et éléments spectraux

La dispersion numérique des ondes est également influencée par le degré d'interpolation des éléments finis. Les éléments finis d'ordre élevé sont connus pour leur précision dans la simulation des problèmes en élastoplasticité. En acoustique et élastodynamique, plusieurs travaux théoriques proposent des expressions analytiques pour estimer la dispersion numérique (Deraemaeker *et al.*, 1999 ; Ihlenburg et Babuška, 1995). Des comparaisons entre éléments finis d'ordres faible ou élevé pour simuler la propagation d'ondes ont été récemment proposées par Hughes *et al.* (2008).

Sur la figure 3, les résultats de simulations par éléments finis unidimensionnelles (Semblat et

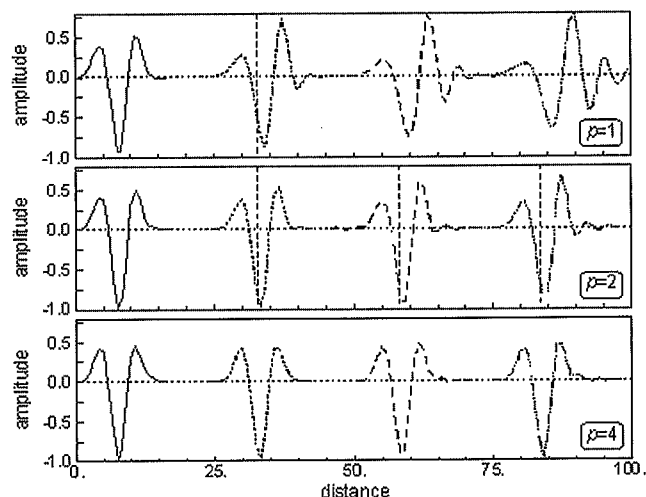


FIG. 3 Dispersion numérique des ondes pour des éléments finis à différents ordres : linéaire (en haut), quadratique (au milieu) et du 4^e ordre (en bas) (Semblat, 2000b).

Brioist, 2000) sont présentés pour différents degrés d'interpolation. Le même nombre de degrés de liberté est choisi pour tous les cas. Les éléments finis linéaires (Fig. 3, en haut) conduisent à une forte dispersion numérique (augmentation artificielle de la célérité des ondes). Pour des éléments finis quadratiques (Fig. 3, au milieu), la précision obtenue est satisfaisante par comparaison avec les temps de propagation théoriques (lignes verticales pointillées). Enfin, pour des éléments finis d'ordre élevé (Fig. 3, en bas), la dispersion numérique des ondes est très faible. Ces résultats montrent que, à nombre de degrés de liberté constant, la précision des éléments finis d'ordre élevé pour les simulations la propagation d'ondes et de vibration est bien meilleure que celle des éléments d'ordre faible.

En dehors des éléments finis « classiques », les éléments spectraux sont de plus en plus utilisés car leur précision pour les simulations de propagation d'ondes est très grande (Chaljub *et al.*, 2007 ; Faccioli *et al.*, 1996 ; Komatitsch et Vilotte, 1998). Les éléments spectraux sont généralement choisis à des ordres très élevés (ordres 4 à 8) car le gain de précision par rapport aux éléments finis classiques est faible en deçà de ces ordres. Une évaluation de l'efficacité et de la précision d'éléments spectraux et d'éléments finis à divers ordres ont été proposées par Dauksher et Emery (1999).

Modélisation de l'amortissement

L'analyse de la propagation des ondes et vibrations dans un milieu amortissant, comme les sols, nécessite des modèles d'amortissement pertinents et efficaces. L'un des modèles les plus courants en dynamique des structures s'appuie sur la formulation de Rayleigh qui permet de construire la matrice d'amortissement sous la forme d'une combinaison linéaire des matrices de raideur et de masse (Hughes, 1987). L'amortissement obtenu est minimum à une fréquence donnée et tend vers l'infini pour les fréquences faibles et élevées (Chopra, 2007 ; Semblat et Pecker, 2009).

Pour les problèmes de propagation d'ondes, l'amortissement de Rayleigh est équivalent à un modèle rhéologique particulier (modèle de Maxwell généralisé, (Semblat, 1997)). Pour des valeurs d'amortissement faibles ou modérées, cette équivalence permet une estimation simple et explicite des deux coefficients de la formulation de Rayleigh à partir des paramètres de comportement expérimentaux. D'autres formulations « matricielles » d'amortissement sont envisageables comme la formulation de Caughey (Chopra, 2007 ; Semblat et Pecker, 2009) qui correspond à une généralisation de la formulation de Rayleigh et autorise des variations amortissement-fréquence plus complexes.

Différents types de formulations viscoélastiques (mécaniques ou rhéologiques) ont également été proposés pour modéliser l'amortissement. Kjartansson (1979) a étudié des modèles à atténuation (ou facteur de qualité) constante en fréquence (*constant Q models*) pour les problèmes de propagation d'ondes. Day et Minster (1984) ont considéré une approximation de Padé pour modéliser les milieux amortissants. Emmerich et Korn (1987) ont proposé un modèle rhéologique conduisant à une atténuation quasi constante dans une certaine gamme de fréquence (*nearly constant Q*). Moczo et Kristek (2005) ont discuté de simulations dans le domaine temporel en utilisant ce type de modèles. Carcione *et al.* (2002) ont étudié une formulation d'amortissement basée sur la notion de dérivées fractionnaires. Toutes ces approches sont formulées dans le domaine linéaire et nécessitent, pour des simulations en temps, de gérer des variables de mémoire ce qui peut s'avérer coûteux. Des lois de comportement non linéaires peuvent également être nécessaires pour modéliser les vibrations d'amplitude élevée (e.g. vibrofonçage) ou les mouvements sismiques forts (Santini *et al.*, 2008).

3

Propagation en milieu infini

Pour les méthodes de différences finies, d'éléments finis et d'éléments spectraux, il est également nécessaire de tenir compte des conditions de rayonnement des ondes à l'infini. Il est en effet indispensable de limiter les réflexions parasites sur les limites du maillage (Bielak *et al.*, 2003). Cela peut être réalisé en mettant en œuvre des conditions absorbantes à la frontière ou des éléments infinis (Chadwick *et al.*, 1999 ; Modaressi et Benzenati, 1994). Cela peut être néanmoins difficile pour les milieux hétérogènes (Chammas *et al.*, 2003). Des méthodes de couches absorbantes ont également été proposées récemment (Basu et Chopra, 2003 ; Festa et Vilotte, 2005). Elles sont discutées en détail ci-après.

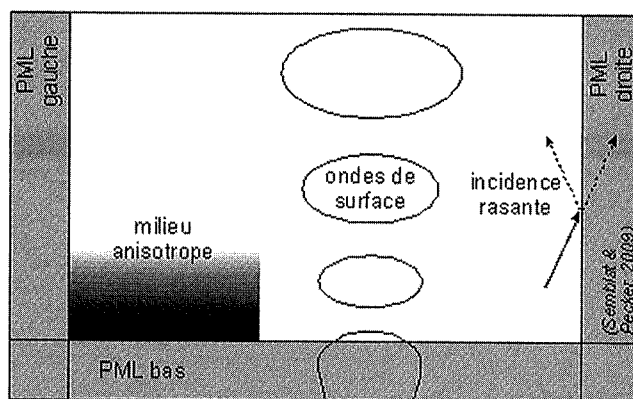


FIG. 4

Différentes configurations critiques pour l'efficacité et la stabilité des conditions de couches absorbantes (d'après Semblat et Pecker, 2009).

3.1

Méthodes de couches absorbantes

Les méthodes de couches absorbantes permettent de limiter les réflexions d'ondes parasites aux frontières du maillage à l'aide d'une couche fictive amortissante (Semblat et Pecker, 2009). Ces méthodes sont de plus en plus utilisées car leur efficacité s'avère très bonne dans de nombreuses configurations. Elles sont généralement connues sous le nom de méthode de couches parfaitement adaptées ou *Perfectly Matched Layers* (PML).

Différents types de formulations de type PML ont été récemment proposés :

- PML classiques (Basu et Chopra, 2003) : les ondes se propageant dans la couche amortissante sont amorties suivant une loi de décroissance d'amplitude similaire à celle d'un milieu amortissant unidimensionnel, soit :

$$\tilde{x} = x + \frac{\Sigma(x)}{i\omega} \quad (1)$$

Cette loi en variable complexe provoque une décroissance d'amplitude de l'onde numérique suivant la direction x . Comme illustrée sur la figure 4, pour des incidences rasantes, la réduction d'amplitude sera limitée. Cette loi uniaxiale ne permet donc pas d'obtenir une atténuation suffisante des ondes parasites dans toutes les configurations ;

- PML filtrantes (Festa et Nielsen, 2003 ; Festa et Vilotte, 2005) : pour les modèles numériques peu élançés, la formulation PML classique peut également amplifier les ondes de surface (Fig. 4). Une formulation de PML filtrantes (F-PML) a été proposée par Festa et Vilotte (2005) pour remédier à ce problème (Fig. 5) :

$$\tilde{x} = x + \frac{\Sigma(x)}{i\omega + \omega_c} \quad (2)$$

- PML multidirectionnelles (Meza-Fajardo et Papageorgiou, 2008) : une autre alternative pour assurer la stabilité numérique des PML (e.g. incidences rasantes) est la formulation de PML multidirectionnelles (M-PML) proposée récemment par Meza-Fajardo et Papageorgiou (2008).

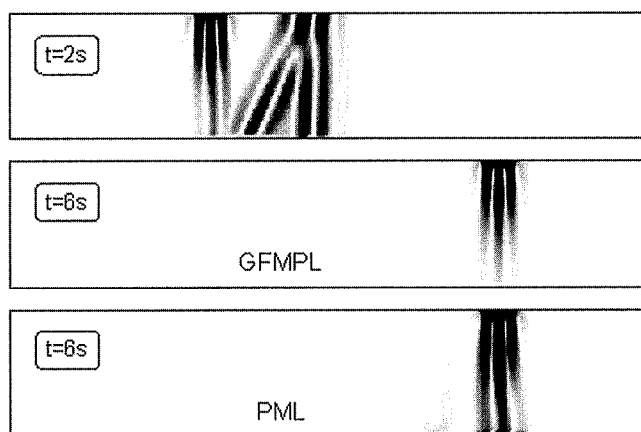


FIG. 5 Efficacité de la méthode des PML filtrantes proposée par Festa et Nielsen (2003).

La loi de réduction d'amplitude uniaxiale est généralisée au cas multiaxial grâce à l'expression suivante :

$$\begin{cases} \tilde{x} = x + \frac{1}{i\omega} \alpha_x^{(x)} x \\ \tilde{y} = y + \frac{1}{i\omega} \alpha_y^{(x)} y \\ \tilde{z} = z + \frac{1}{i\omega} \alpha_z^{(x)} z \end{cases} \quad (3)$$

Il est ainsi possible de choisir un vecteur d'atténuation α permettant d'optimiser l'effet d'atténuation en fonction du type d'onde et de l'incidence. Un autre intérêt de cette formulation est sa stabilité numérique dans le cas de milieux fortement anisotropes (Fig. 4).

Plus récemment, une méthode de couche absorbante simple (appelée *Caughey Absorbing Layer Method* ou CALM) a été proposée par Semblat *et al.* (2011). Cette méthode utilise une formulation d'amortissement de type Rayleigh ou Caughey (déjà disponible dans la plupart des programmes éléments finis généralistes) et propose des paramètres d'amortissement optimaux pour différentes configurations (Fig. 6). Comparée aux techniques de type PML, cette méthode s'avère tout à fait efficace (Semblat *et al.*, 2011).

4

Prise en compte du comportement non linéaire

Pour modéliser les vibrations ou séismes de forte amplitude, il est nécessaire de mettre en œuvre des lois de comportement non linéaires (Heuze *et al.*, 2004). Pour la propagation d'ondes, il peut être suffisant de reproduire l'une des principales caractéristiques du comportement dynamique des sols : la décroissance du module de cisaillement et l'augmentation de l'amortissement avec le niveau de sollicitation (Seed *et al.*, 1986). Dans le cadre de la méthode des différences finies ou de la méthode des éléments finis, il est possible d'utiliser des modèles s'appuyant sur la loi Masing généralisée (Bonilla, 2000 ; Santini *et al.*, 2008). L'influence de l'histoire de chargement et de la pression interstitielle peut également être analysée à l'aide de modèles plus complexes (Aubry *et al.*, 1982 ; Gyebe et Dasgupta, 1992 ; Lade, 1977 ; Loret *et al.*, 1997 ; Mellal et Modaressi, 1998 ; Park et Hashash, 2004 ; Pham *et al.*, 2013 ; Prevost, 1985).

Au cours des dernières décennies, des modèles (viscoélastiques) linéaires équivalents ont été largement utilisés afin d'avoir une description simplifiée (*i.e.* peu de paramètres) de la décroissance du module de cisaillement et de l'augmentation de l'amortissement (Schnabel *et al.*, 1972). Des travaux récents proposent de nouveaux modèles simplifiés permettant de limiter les inconvénients des modèles linéaires équivalents tels que l'indépendance vis-à-vis de la fréquence (Assimaki et Kausel, 2000 ; Kausel et Assimaki, 2002). Comme schématisé sur la figure 9 (gauche), ce modèle non linéaire dépendant de la fréquence combine un spectre de déformation avec les courbes $G(\gamma)$ et $\beta(\gamma)$ classiques. Delépine *et al.* (2007, 2009) ont proposé une autre alternative : un modèle de comportement simple généralisant le modèle à atténuation quasi constante (*nearly constant Q* (Emmerich et Korn, 1987)) dans le domaine non linéaire. Ce modèle NCQ étendu (ou X-NCQ) conduit à une décroissance du module de cisaillement et à une augmentation de l'amortissement (Fig. 7, droite). Il permet d'analyser la propagation d'ondes sismiques pour des séismes forts et sur des distances importantes (*e.g.* bassins sédimentaires). *In fine*, un élément indispensable pour l'ensemble de ces modèles est la disponibilité de données de laboratoire ou d'essais *in situ* permettant de caractériser le comportement, ou la réponse, non linéaire du sol.

5

Intérêt de la méthode des éléments de frontière

5.1

Principes et limitation de la méthode classique

La méthode des éléments de frontière (Fig. 2, droite) présente l'avantage de permettre une modélisation aisée de la propagation d'ondes en milieu infini ou semi-infini (Dangla *et al.*, 2005 ; Chaillat *et al.*, 2009 ; Sheng et Jones, 2006). Les conditions de radiation des ondes à l'infini sont en effet directement incluses dans la formulation. Par ailleurs, la méthode des éléments de frontière résout le problème aux interfaces entre milieux de caractéristiques homogènes : elle permet donc un gain sensible pour la modélisation de la propagation bidimensionnelle (interfaces unidimensionnelles) ou tridimensionnelle (interfaces surfaciques), mais est donc limitée à des milieux faiblement hétérogènes.

Le principal inconvénient de la méthode est qu'elle conduit à des systèmes matriciels pleins et non symétriques. Pour de grands modèles, le coût numérique est alors trop grand. Des travaux récents ont permis de réduire le volume de calcul grâce à une formulation « multipôle rapide » initialement développée pour les ondes électromagnétiques (Darve, 2000 ; Greengard *et al.*, 1998). Les principes de cette méthode sont présentés ci-après.

5.2

Formulation multipôle rapide pour la méthode des éléments de frontière

Contrairement à la formulation classique qui nécessite de calculer les interactions entre tous les nœuds

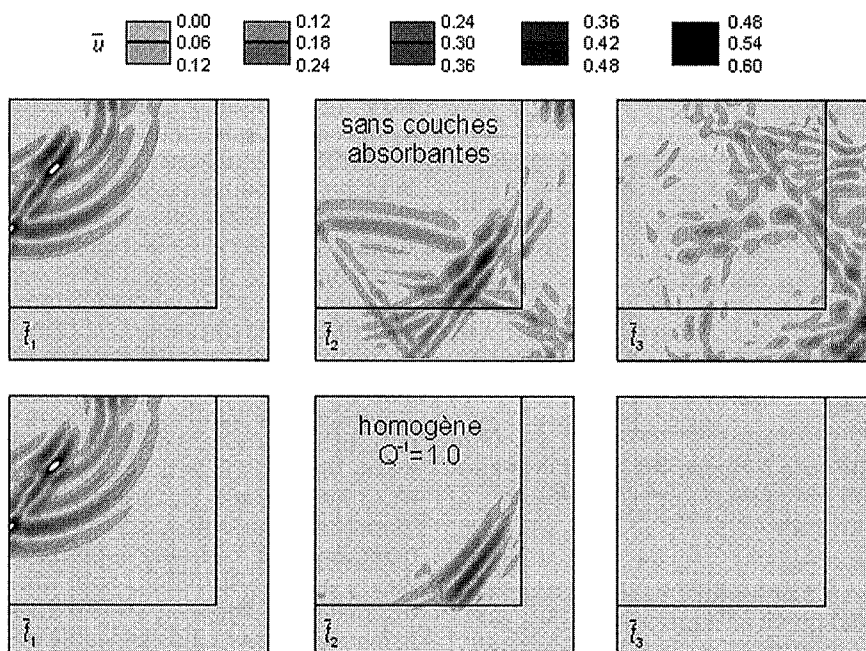


FIG. 6 Efficacité de la méthode de couches absorbantes CALM : comparaison entre le cas sans couches absorbantes (en haut) et avec couches absorbantes (en bas) (d'après Semblat *et al.*, 2011).

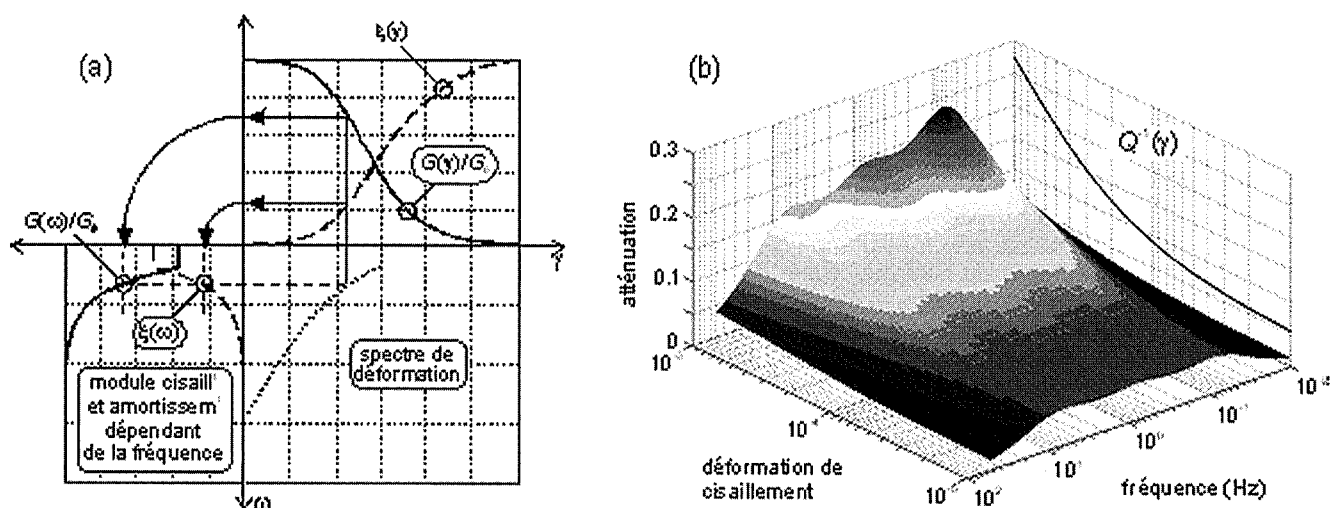


FIG. 7 Principes de deux modèles non linéaires simples proposés récemment : (a) modèle dépendant de la fréquence (Kausel et Assimaki, 2002), (b) modèle viscoélastique non linéaire X-NCQ (Delépine *et al.*, 2009).

du maillage par éléments de frontière (Fig. 8, gauche), la formulation multipôle rapide prend en compte les interactions entre groupes de nœuds centrés sur un pôle (Fig. 8, droite). Cela évite de calculer de multiples contributions quasiment identiques car correspondant à des nœuds voisins (Darve, 2000 ; Greengard *et al.*, 1998 ; Fujiwara, 2000).

Le gain en terme de coût numérique est très important car celui-ci est proportionnel à N^2 pour la méthode des éléments de frontière classique (avec N nombre de degré de liberté) et $N \log N$ pour la méthode multipôle rapide (Bonnet *et al.*, 2009 ; Chaillat *et al.*, 2008, 2009). Cette méthode permet donc de simuler des problèmes de grande dimension incluant des millions d'inconnues sur un ordinateur standard. Cela autorise une modélisation plus réaliste des structures géologiques tridimensionnelles et de réaliser des analyses à des fré-

quences plus élevées. La méthode a été récemment étendue au cas de la propagation d'ondes en milieu amortissant (Grasso *et al.*, 2012).

5.3

Modélisation de l'amplification des ondes sismiques

5.3.1

Amplification des ondes sismiques dans les formations sédimentaires

L'amplification des ondes sismiques dans les couches de sol de sub-surface (ou effets de site) peut

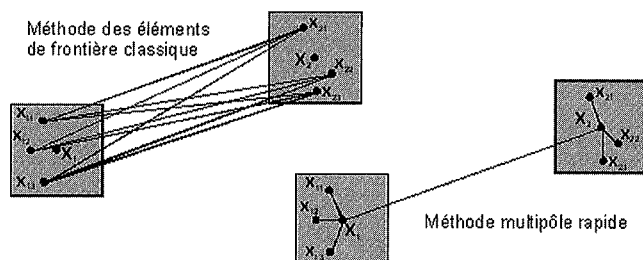


FIG. 8 Comparaison des principes de la méthode des éléments de frontière classique et de la méthode multipôle rapide.

être forte. Le processus d'amplification est contrôlé par le contraste de célérité d'ondes entre les couches, leur géométrie et l'incidence des ondes (Bard et Bouchon, 1985 ; Dobry *et al.*, 1976 ; Duval *et al.*, 1998 ; Sanchez-Sesma *et al.*, 2000 ; Semblat *et al.*, 2000, 2003, 2005). L'amplification des ondes sismiques peut être simulée numériquement à l'aide de la méthode des éléments de frontière. Les principaux phénomènes peuvent ainsi être reproduits :

- amplification due au contraste de célérités entre couches de sol ;
- effets de focalisation des ondes dus à la géométrie complexe des interfaces et de la surface libre ;
- effets de bassin (2D/3D) dus aux ondes piégées dans les couches de surface.

Des effets de diffraction et d'amplification se produisent également autour des irrégularités topographiques marquées telles que les crêtes et les pentes (Bouckovalas et Papadimitriou, 2005 ; Paolucci, 2002 ; Reinoso *et al.*, 1997 ; Sanchez-Sesma, 1983 ; Semblat et Pecker, 2009). Ces phénomènes sont appelés effets de site topographiques et peuvent être simulés par la méthode des éléments de frontière (Semblat *et al.*, 2002).

Les modèles par éléments de frontière permettent d'estimer le facteur d'amplification du mouvement sismique en 2D ou en 3D. Suivant la formulation retenue, l'analyse peut être réalisée soit dans le domaine des fréquences (Bonnet, 1999 ; Dangla *et al.*, 2005), soit dans le domaine temporel (Gaul et Schanz, 1999 ; Jin *et al.*, 2001 ; Manolis et Beskos, 1988).

5.3.2

Amplification des ondes sismiques : simulation bidimensionnelle

Comme de nombreuses mesures ont été réalisées sur le site test européen de Volvi en Grèce (Bard et Riepl-Thomas, 2000 ; Beauval *et al.*, 2003 ; Chavez-Garcia *et al.*, 2000 ; Pitilakis *et al.*, 1999), des simulations par la méthode des éléments de frontière ont été entreprises pour ce site (Semblat *et al.*, 2005). Le bassin de Volvi est large de 6 km et profond de 250 m. Comme le montre la figure 9, le niveau d'amplification change d'une fréquence d'analyse à l'autre. Le processus d'amplification est influencé par la géométrie du bassin et la stratification du sol (Semblat *et al.*, 2005). Comme la géométrie du bassin est complexe, les ondes se focalisent dans certaines zones ce qui conduit à des niveaux d'amplification élevés (autour de 10) à certaines fréquences (Fig. 9). La géométrie des couches a toutefois une influence forte sur l'amplification à haute fréquence (Fig. 9, en bas). Cette influence a été quantifiée pour un modèle de sol simple (2 couches) et un modèle géotechnique détaillé (6 couches) du site de Volvi. Les résultats numériques ont aussi été comparés aux enregistrements de séismes réalisés sur site (Semblat *et al.*, 2005).

5.3.3

Amplification des ondes sismiques : simulation tridimensionnelle

Pour simuler l'amplification des ondes sismiques en 3 dimensions, des méthodes numériques efficaces sont nécessaires. Paolucci (2002) a ainsi étudié les effets topographiques sur une colline italienne réelle à l'aide de la méthode des éléments spectraux. La méthode multipôle rapide permet de modéliser des problèmes tridimensionnels. Les effets de site topographiques ont ainsi été analysés pour des configurations tridimensionnelles simples par Chaillat *et al.* (2008). Comme le montre la figure 10 pour une vallée ellipsoïdale et une onde plane d'incidence oblique, la solution calculée par la méthode multipôle rapide est en très bon accord avec les solutions calculées par Reinoso *et al.* (1997). Des simulations pour des configurations tridimensionnelles réalistes ont également été effectuées (bassin de Grenoble – Chaillat *et al.*, 2012).

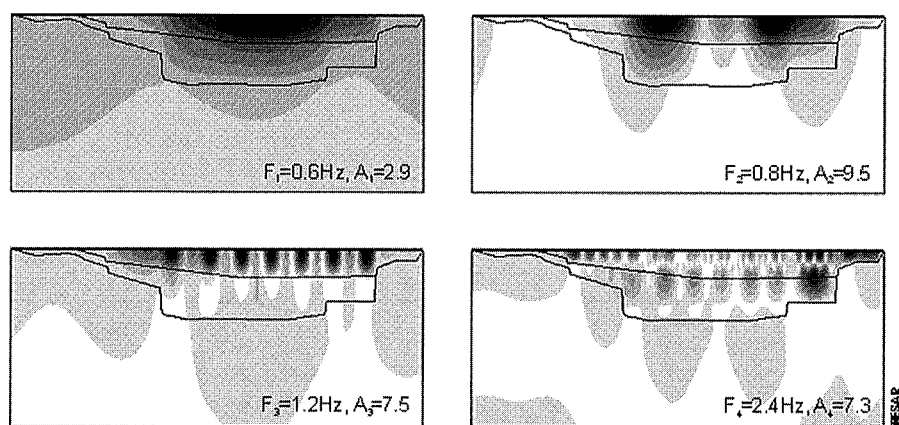


FIG. 9 Amplification des ondes sismiques dans le bassin de Volvi, Grèce (Semblat, 2005) : simulations par la méthode des éléments de frontière à différentes fréquences.

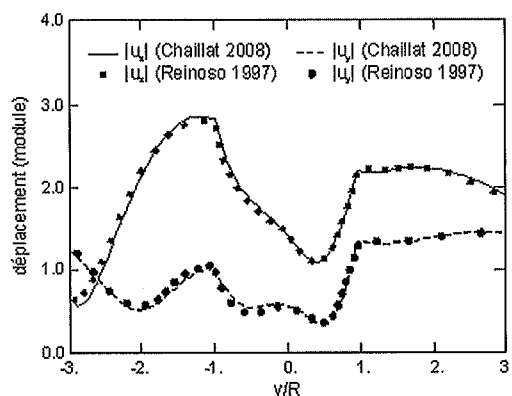
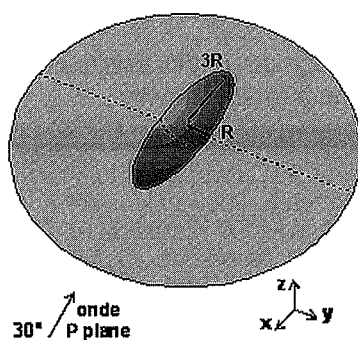


FIG. 10

Validation de la méthode multipôle rapide pour une configuration tridimensionnelle simple étudiée par Reinoso (1997) : diffraction d'une onde plane d'incidence oblique par une vallée semi-ellipsoïdale (Chaillat *et al.*, 2008). Les données correspondant à différentes configurations simples sont disponibles sur <http://qsha.unice.fr/>

6

Conclusion

Cet article présente différentes approches numériques permettant de modéliser la propagation d'ondes et de vibrations dans les sols.

Pour la méthode des éléments finis ou des éléments spectraux, les travaux récents présentés concernent la réduction des réflexions d'ondes parasites aux frontières du modèle. Les méthodes de couches absorbantes (ou PML) ont notamment connu un essor important. Elles permettent de limiter fortement les réflexions d'ondes dans des configurations variées. Un autre point important concerne les ondes et vibrations de forte amplitude. Dans un tel cas, il est nécessaire de recourir à des modèles de comportement non linéaire ce qui est très lourd en dynamique. Des modèles non linéaires simplifiés ont été proposés récemment afin de simuler plus aisément la propagation d'ondes et de vibrations de forte amplitude, et ce sur des distances relativement importantes.

La méthode des éléments de frontière permet de s'affranchir des réflexions d'ondes parasites et de modéliser de façon rigoureuse la propagation d'ondes et de vibrations. La formulation classique de la méthode est toutefois limitée car très coûteuse dans le cas tridimensionnel. Le développement récent de la formulation multipôle rapide permet de dépasser ces limitations et de simuler la propagation d'ondes dans des modèles géotechniques ou géologiques tridimensionnels.

Plusieurs sujets n'ont toutefois pas été discutés dans cet article : influence de la pression interstitielle, interaction dynamique sol-structure ou sol-pieu... (Bielak et Ghattas, 1999 ; Brennan et Madabhushi, 2002 ; Clouteau et Aubry, 2001 ; Groby *et al.*, 2005 ; Semblat *et al.*, 2008 ; Sextos *et al.*, 2003 ; Takahashi et Takemura, 2005).

Bibliographie

- Aki K., Richards P.G. – *Quantitative seismology*, Freeman, San Francisco, 1980.
- Arulanandan K., Canciani J., Anandaraman A. – Simulation of earthquake motions in the centrifuge. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 108, n° GT5, 1982, p. 730-742.
- Bard P.Y., Bouchon M. – The two dimensional resonance of sediment filled valleys. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, 1985, p. 519-541.
- Bécache E., Fauqueux S., Joly P. – Stability of perfectly matched layers, group velocities and anisotropic waves. *Journal Computational Physics*, 188 (2), 2003, p. 399-433.
- Bielak J., Xu J., Ghattas O. – Earthquake ground motion and structural response in alluvial valleys. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, 125, 1999, p. 413-423.
- Bonnet M. – *Boundary integral equation methods for solids and fluids*, Wiley, Chichester, UK, 1999.
- Bourbié T., Coussy O., Zinszner B. – *Acoustique des milieux poreux*, Technip-Institut français du pétrole, 1986.
- Brennan A.J., Madabhushi S.P.G. – Effectiveness of vertical drains in mitigation of liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 22 (9-12), 2002, p. 1059-1065.
- Bui H.D. – *Introduction aux problèmes inverses en mécanique des matériaux*, Eyrolles, Paris, 1993.
- Cascante G., Vanderkooy J., Chung W. – A new mathematical model for resonant-column measurements including eddy-current effects. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 2005, p. 121-135.
- Chadwick E., Bettess P., Laghrouche O. – Diffraction of short waves modelled using new mapped wave envelope finite and infinite elements. *Int. Journal for Numerical Methods in Eng.*, 45, 1999, p. 335-354.
- Chaillat S., Bonnet M., Semblat J.-F. – A multi-level Fast Multipole BEM for 3-D elastodynamics in the frequency domain. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197 (49-50), 2008, p. 4233-4249.
- Chaillat S., Bonnet M., Semblat J.-F. – A new fast multi-domain BEM to model seismic wave propagation and amplification in 3D geological structures. *Geophysical Journal International*, 177 (2), 2009, p. 509-531.
- Chaillat S., Semblat J.-F., Bonnet M. – A preconditioned 3-D multi-region fast multipole solver for seismic wave propagation in complex geometries. *Communications in Computational Physics*, 11 (2), 2012, p. 594-609.
- Chazelas J.-L., Guéguen P., Bard P.Y., Semblat J.-F. – Modélisation de l'effet site-ville en modèle réduit centrifugé. Validation des techniques expérimentales. 6^e Colloque national de Génie parasismique, École polytechnique, Palaiseau, 2003, p. 245-252.
- Chung R.M., Yokel F.Y., Drnevich V.P. – Evaluation of dynamic properties of sands by resonant column testing. *Geotechnical Testing Journal*, 7 (2), 1984, p. 60-69.
- Clouteau D., Aubry D. – Modifications of the ground motion in dense urban areas. *Journal of Computational Acoustics*, 9, 2001, p. 1659-1675.
- Collino F. – *Conditions aux limites absorbantes d'ordre élevé pour l'équation des ondes 3D*. Rapport de Recherche INRIA, n° 2932, 1996.
- Coquel G. – *Étude du bruit solide généré par les transports de surface guidés ; impact sur les bâtiments riverains*. Thèse de l'École des Ponts, 2008.
- Dangla P. – A plane strain soil-structure interaction model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16, 1988, p. 1115-1128.
- Dangla P. – *Couplage éléments finis-équations intégrales en élastodynamique et interaction sol-structure*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1989.
- Dangla P., Semblat J.-F., Xiao H.H., Delépine N. – A simple and efficient regularization method for 3D BEM : application to frequency-domain elastodynamics. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95 (5), 2005, p. 1916-1927.
- Degrade G., Schevenels M., Chatterjee P., Van de Velde W., P. Hölscher, V. Hopman, Wang A., Dadkhan N. – Vibrations due to a test train at variable speeds in a deep bored tunnel embedded in London clay. *Journal of Sound and Vibration*, 293, 2006, p. 626-644.
- Delépine N., Bonnet G., Lenti L., Semblat J.-F. – Nonlinear viscoelastic wave propagation : an extension of Nearly Constant Attenuation models. *Journal of Eng. Mechanics (ASCE)*, 135 (11), 2009, p. 1305-1314.
- Drnevich V.P., Richart F.E. – Dynamic pre-training of dry sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, 96, 1970, p. 453-469.
- Emmerich H., Korn M. – Incorporation of attenuation into time-domain computations of seismic wave fields. *Geophysics*, 9 (59), 1987, p. 1252-1264.
- Eringen A.C., Suhubi E.S. – *Elastodynamics*, Academic press, 1975.
- Faccioli E., Maggio F., Paolucci R., Quarteroni A. – 2D and 3D elastic wave propagation by a pseudo-spectral domain decomposition method. *Journal of Seismology*, 1, 1997, p. 237-251.
- Festa G., Vilotte J.-P., Delavaud E. – Interaction between surface waves and absorbing boundaries for wave propagation in geological basins : 2D numerical simulations. *Geophysical research letters*, 32 (20), 2005, p. L20306.1-L20306.4.
- Fujiwara H. – The fast multipole method for solving integral equations of three-dimensional topography and basin problems. *Geophysical Journal International*, 140, 2000, p. 198-210.
- Gaul L., Schanz M. – A comparative study of three boundary element approaches to calculate the transient response of viscoelastic solids with unbounded domains. *Computer Methods in Applied Mechanics and Eng.*, 179 (1-2), 1999, p. 111-123.
- Glinksky-Olivier N., Benjema M., Piperno S., Virieux J. – A finite-volume method for the 2D seismic wave propagation. *Europ. Geophysical Union General Assembly*, Vienna, Austria, April 2-7, 2006.
- Grasso E., Chaillat S., Bonnet M., Semblat J.-F. – Application of the multi-level time-harmonic fast multipole BEM to 3-D visco-elastodynamics. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 36 (5), 2012, p. 744-758.
- Greengard L., Huang J., Rokhlin V., Wandzura S. – Accelerating fast multipole methods for the Helmholtz equation at low frequencies. *IEEE Comp. Sci. Eng.*, 5 (3), p. 32-38, 1998.
- Grobey J.P., Tsogka C., Wirgin A. – Simulation of seismic response in a city-like environment. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 25 (7-10), 2005, p. 487-504.
- Humbert P., Fezans G., Dubouchet A., Remaud D. – CESAR-LCPC, un progiciel de calcul dédié au génie civil. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 256-257, 2005.
- Hughes T.J.R. – *Linear static and dynamic finite element analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1987.
- Ihlenburg F., Babuška I. – Dispersion analysis and error estimation of Galerkin finite element methods for the Helmholtz equation. *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, 38, 1995, p. 3745-3774.
- Joly P. – *Les ondes de Rayleigh numériques*, Rapport de Recherche INRIA, n° 107, 1982.
- Kausel E. – Commentaries on methods to estimate ground motion elicited by fast moving loads. *Workshop on Noise and Vibration on High-Speed Railways*, Porto, Portugal, 2008.
- Komatitsch D., Vilotte J.P., Vai R., Castillo-Covarrubias J.M., Sanchez-Sesma F.J. – The spectral element method for elastic wave equations – Application to 2D and 3D seismic problems. *Int. Journal for Numerical Methods in Eng.*, 45, 1999, p. 1139-1164.
- Luong M.P. – Mesure des propriétés dynamiques des sols. *Revue française de géotechnique*, 37, 1986, p. 17-28.
- Meza-Fajardo K., Papageorgiou A. – A non-convolutional, split-field, perfectly matched layer for wave propagation in isotropic and anisotropic elastic media: stability analysis. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 98 (4), 2008, p. 1811-1836.
- Moczo P., Kristek J., Vavrycuk V., Archuleta R.J., Halada L. – 3D heterogeneous staggered-grid finite-difference modeling of seismic motion with volume harmonic and arithmetic averaging of elastic moduli and densities. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 92, n° 8, 2002, p. 3042-3066.
- Modarelli H., Benzenati I. – An absorbing boundary element for dynamic analysis of two-phase media. *10th World Conf. on Earthquake Engineering*, Madrid, 1992, p. 1157-1163.
- Paolucci R., Spinelli D. – Ground Motion Induced by Train Passage. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 132 (2), 2006, p. 201-210.
- Pham V.A., Lenti L., Bonilla L.F., Semblat J.-F. – Réponse sismique non linéaire des sols et influence de la pression interstitielle. 21^e Congrès français de mécanique, Bordeaux, 26-30 août 2013.
- Santisi d'Avila M.P., Lenti L., Semblat J.-F. – Modeling strong seismic motion : 3D loading path vs wavefield polarization. *Geophysical Journal International*, 190, 2012, p. 1607-1624.
- Saxena S.K., Reddy K.R. – Dynamic moduli and damping ratios for Monterey n° 0 sand by resonant column tests. *Soils and Foundations*, 29, 1989, p. 37-51.

- Semblat J.-F. – Rheological interpretation of Rayleigh damping. *Journal of Sound and Vibration*, 206 (5), 1997, p. 741-744.
- Semblat J.-F., Luong M.P. – Wave propagation through soils in centrifuge experiments. *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 2, n° 1, 1998, p. 147-171.
- Semblat J.-F. – Amortissement et dispersion des ondes : points de vue physique et numérique. *Revue française de génie civil*, 2 (1), 1998, p. 91-111.
- Semblat J.-F., Brioist J.-J. – Efficiency of higher order finite elements for the analysis of seismic wave propagation. *Journal of Sound and Vibration*, vol. 231, n° 2, 2000, p. 460-467.
- Semblat J.-F., Duval A.M., Dangla P. – Numerical analysis of seismic wave amplification in Nice (France) and comparisons with experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, vol. 19, n° 5, 2000, p. 347-362.
- Semblat J.-F., Dangla P. – Modélisation de la propagation d'ondes et de l'interaction sol-structure : approches par éléments finis et éléments de frontière. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 256-257, 2005, p. 163-178.
- Semblat J.-F., Kham M., Parara E., Bard P.Y., Pitilakis K., Makra K., Raptakis D. – Seismic wave amplification : basin geometry vs soil layering. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 25 (7-10), 2005, p. 529-538.
- Semblat J.-F., Pecker A. – *Waves and vibrations in soils : earthquakes, traffic, shocks, constructions works*, IUSS Press, 2009.
- Semblat J.-F., Lenti L., Gandomzadeh A. – A simple multi-directional absorbing layer method to simulate elastic wave propagation in unbounded domains. *Int. J. Numerical Methods in Eng.*, 85 (12), 2011, p. 1543-1563.
- Sextos A.G., Pitilakis K.D., Kappos A.J. – Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1 : Methodology and analytical tools. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32 (4), 2003, p. 607-627.
- Takahashi A., Takemura J. – Liquefaction-induced large displacement of pile-supported wharf. *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 25 (11), 2005, p. 811-825.
- Virieux J. – P-SV Wave propagation in heterogeneous media : velocity-stress finite-difference method. *Geophysics*, vol. 51, 1986, p. 889-901.

Modélisation numérique des mouvements de sol induits par des excavations

S. BURLON

IFSTTAR
Département du Gers
14-20, boulevard Newton
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
F-77447 Marne-la-Vallée
Cedex 2

H. MROUEH

Laboratoire Génie civil
et Géo-Environnement
Lille Nord de France
(LGCgE) (EA4515)
Université Lille 1
Sciences et Technologies
Polytech'Lille
Villeneuve-d'Ascq F-59655

Résumé

La modélisation numérique des mouvements de sol induits par des excavations soutenues reste un problème complexe où de multiples paramètres peuvent avoir une réelle influence sur le résultat final. Cet article propose dans un premier temps d'étudier l'influence de l'état initial des contraintes en modélisant le phasage de réalisation de différents panneaux d'une paroi moulée. Différents calculs, en deux et trois dimensions, intégrant ou pas ce phasage, sont réalisés afin de mettre en évidence les effets de l'état initial des contraintes sur les mécanismes de déformation induits par l'excavation. Au préalable, une étude précise des mouvements de sol générés lors de la réalisation des parois est réalisée pour identifier les variations de la contrainte horizontale en arrière de l'écran. Dans un second temps, une étude relative aux effets des non-linéarités élastiques dans les lois de comportement comprenant un critère de rupture de type Mohr-Coulomb est effectuée. Elle permet d'identifier les liens entre les paramètres des parties élastiques des lois de comportement et les mouvements calculés lors d'une excavation.

Mots-clés : modélisation numérique, excavation profonde, élasticité non linéaire, coefficient de pression des terres au repos, parois moulées.

Numerical modeling of soil movements induced by deep excavations

Abstract

Numerical modeling of ground movements induced by excavations supported is a complex topic for which different parameters may have a significant influence on the final result. Firstly, this paper deals with the influence of the initial stress state with a numerical model of the installation steps of several diaphragm wall panels. Different calculations in two and three dimensions taking into or not these steps are carried out to highlight the effects of the initial stress state on deformation mechanisms induced by the excavation. Previously, a detailed study of ground motion generated during the execution of the walls is performed to identify changes in horizontal stress behind the retaining wall. Then, a study on the effects of nonlinearities in the elastic constitutive equations including a failure criterion Mohr-Coulomb type is performed. It identifies the links between elastic parameters of the constitutive laws and the calculated movements during an excavation.

Key words: numerical modelling, deep excavation, nonlinear elasticity, earth pressure, coefficient at rest, diaphragm wall.

Introduction

La réalisation de travaux dans des zones très urbanisées exige, afin de préserver le bâti existant, de prévoir avec une bonne précision les différents mouvements du sol notamment ceux verticaux. Dans le cas d'excavations, le calcul par la méthode des éléments finis ou des différences finies des déplacements du sol reste une question délicate car de nombreux paramètres interviennent et interagissent de manière complexe. En analysant les observations faites au cours de l'expérimentation du rideau de palplanches de Hochstetten, Mestat et Arafati (1998) montrent qu'une partie des écarts entre les mesures et les calculs peuvent s'expliquer par un choix erroné du coefficient de pression des terres au repos qui peut être modifié par la mise en place de l'écran et par une loi de comportement inadaptée à la description des déplacements du sol dans le domaine des faibles déformations. L'identification des paramètres des lois de comportement peut aussi constituer un élément expliquant ces écarts. D'autres aspects sont susceptibles d'intervenir comme les conditions de contact entre l'écran et le sol ou le caractère drainé ou non du calcul qui permet dans le cas d'un calcul non drainé de quasiment annuler les déformations volumiques. Ainsi, pour un calcul non drainé, le soulèvement calculé au niveau du fond de fouille se traduit par un tassement en arrière de l'écran. Enfin, la taille retenue pour le maillage du volume de terrain modélisé est encore un paramètre qui a une influence considérable et qui rend extrêmement complexe toute prévision (Corfdir et Bourgeois, 2007).

Les différents paramètres mentionnés ont, lors de la réalisation de modélisations numériques, des effets plus ou moins importants sur les mécanismes de déformations et les amplitudes de déplacements calculés. L'objectif de cet article est d'illustrer l'influence de ces paramètres dans le déroulement d'un calcul numérique à partir d'un modèle en trois dimensions dont les

données géométriques et géotechniques proviennent des excavations réalisées au début des années 1990 à Villeneuve-d'Ascq et à Roubaix lors de la construction du métro (Fig. 1a) (Kazmierczak, 1996). Dans un premier temps, cet article propose d'analyser l'influence du coefficient de pression des terres au repos K_0 . Une modélisation numérique de la réalisation de panneaux de parois moulées est donc mise en œuvre et ses effets sur l'état initial des contraintes avant l'excavation sont analysés. Des calculs sont ensuite présentés pour montrer l'effet d'une telle modélisation sur les déplacements horizontaux de l'écran. Dans un second temps, l'utilisation de lois de comportement comportant une partie élastique non linéaire pour des calculs d'excavation est mise en œuvre. L'influence de ces lois de comportement sur les déplacements horizontaux de l'écran et les déplacements verticaux du sol en arrière du soutènement est détaillée.

Calcul de référence

Présentation du modèle

L'excavation modélisée comprend une paroi moulée présentant une longueur de 26 m et une épaisseur de 1 m (Fig. 1a). Le domaine modélisé présente une longueur de 80 m depuis le terrain naturel et de 70 m en arrière de l'écran. La paroi moulée est supposée avoir un comportement élastique linéaire isotrope. Le sol en place est essentiellement constitué d'Argiles des Flandres surconsolidées (Kazmierczak, 1996 ; Josseume, 1998) et présente un comportement élastique linéaire parfaitement plastique. Le module d'Young augmente linéairement avec la profondeur selon la relation définie sur la figure 1a et le critère de rupture utilisé est de type Mohr-Coulomb avec une

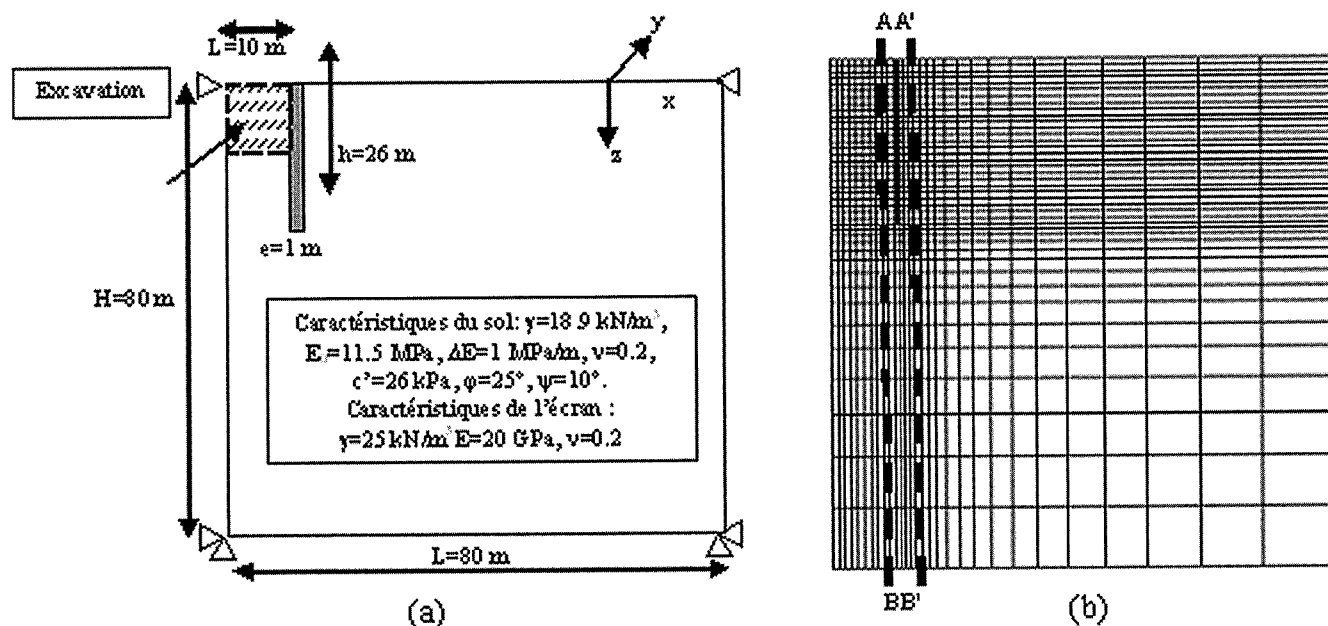


FIG. 1

Situation de calcul considérée.
(a) Géométrie et caractéristiques des sols ; (b) maillage.
Calculation under consideration.
(a) Geometry and soil properties ; (b) mesh.

règle d'écoulement non associée (modèle 0). Le coefficient de pression des terres au repos K_0 est égal à 1 (Josseaume, 1998). Contrairement au cas d'un pieu sollicité axialement, les déplacements différentiels attendus entre la paroi et le terrain sont faibles si bien qu'aucune interface n'est considérée. Les calculs sont réalisés avec le logiciel FLAC3D (Itasca, 2006) à partir d'un maillage tridimensionnel présentant une largeur de 1 m et comprenant 2 520 éléments (Fig. 1b). L'excavation est décomposée en 6 phases (phase 1 à 6) au cours desquelles le terrain est excavé par couche de 2 m de hauteur. La profondeur d'excavation est donc limitée à 12 m de manière à assurer la convergence numérique du processus itératif non linéaire. Aucune nappe n'est considérée.

2.2

Premiers résultats

Les résultats obtenus vont tout d'abord être analysés en termes de chemins de contraintes selon les coupes AA' et BB' définies sur la figure 1b dans un diagramme (s, t) avec $s = -(\sigma_1 + \sigma_3)$ et $t = -(\sigma_1 - \sigma_3)$ où σ_1 et σ_3 désignent respectivement les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 < \sigma_3$). La comparaison entre les chemins de contraintes observés dans les zones de poussée (coupe AA') et de butée (coupe BB') montre qu'il n'y a pas de différences sensibles entre ces zones au début de l'excavation (Fig. 2a et 2b). Les deux chemins indiquent globalement un déchargement du massif de sol et une augmentation du déviateur des contraintes. Dans la zone en poussée, cette situation

se poursuit et est amplifiée lors de l'apparition de la plasticité. Dans la zone en butée, la diminution de la contrainte moyenne est interrompue par le déplacement horizontal de la paroi qui induit une augmentation de la contrainte horizontale provoquant ainsi une augmentation de la contrainte moyenne. L'entrée dans le domaine plastique se traduit, comme dans la zone de poussée par une diminution de la contrainte moyenne et du déviateur.

Concernant les mouvements du terrain, il s'agit de s'intéresser aux déplacements horizontaux de l'écran ainsi qu'aux mouvements verticaux du terrain en arrière du soutènement. Les mouvements horizontaux du soutènement (Fig. 3a) augmentent avec la progression de l'excavation hormis pour la phase 1 où un très faible déplacement de l'écran vers le terrain est calculé sous l'effet des forces de déconfinement appliquées au niveau du fond de fouille. En arrière du soutènement (Fig. 3b), sous l'effet des forces de déconfinement appliquées au niveau du fond de fouille, un soulèvement du terrain qui est contraire aux mesures de chantier est obtenu. Avec l'apparition de la plasticité, une inversion du mouvement est calculée mais elle n'est pas suffisante pour observer des tassements. On note simplement une légère inflexion (« cuvette de tassements ») dans la forme des déplacements verticaux.

Dans la suite de l'article, il convient d'analyser numériquement les variations de ces déplacements, d'une part, en prenant en compte le processus de réalisation de la paroi moulée et, d'autre part, en utilisant des lois de comportement présentant une partie élastique non linéaire.

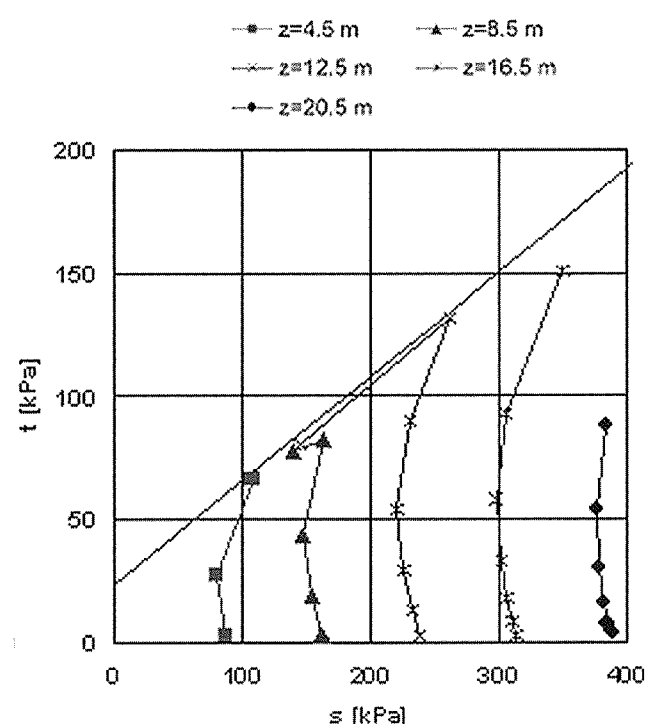
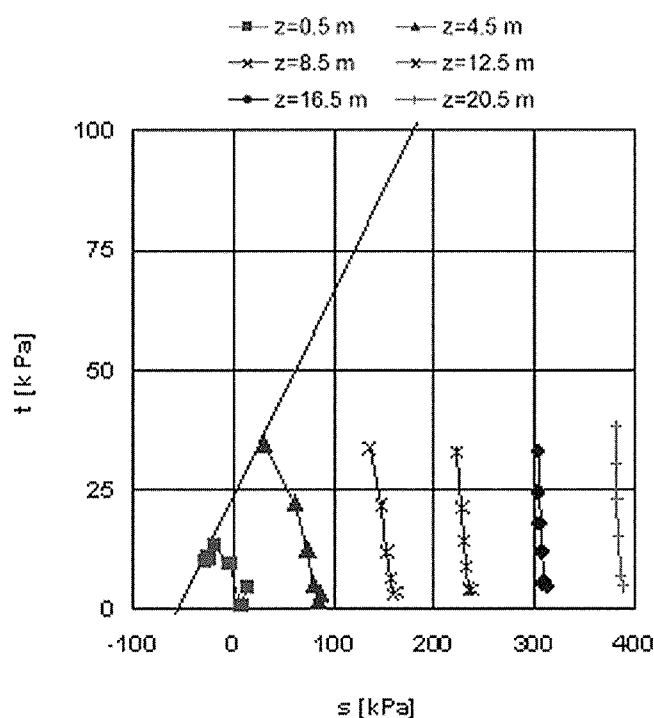


FIG. 2 Chemins de contraintes.
Stress paths.

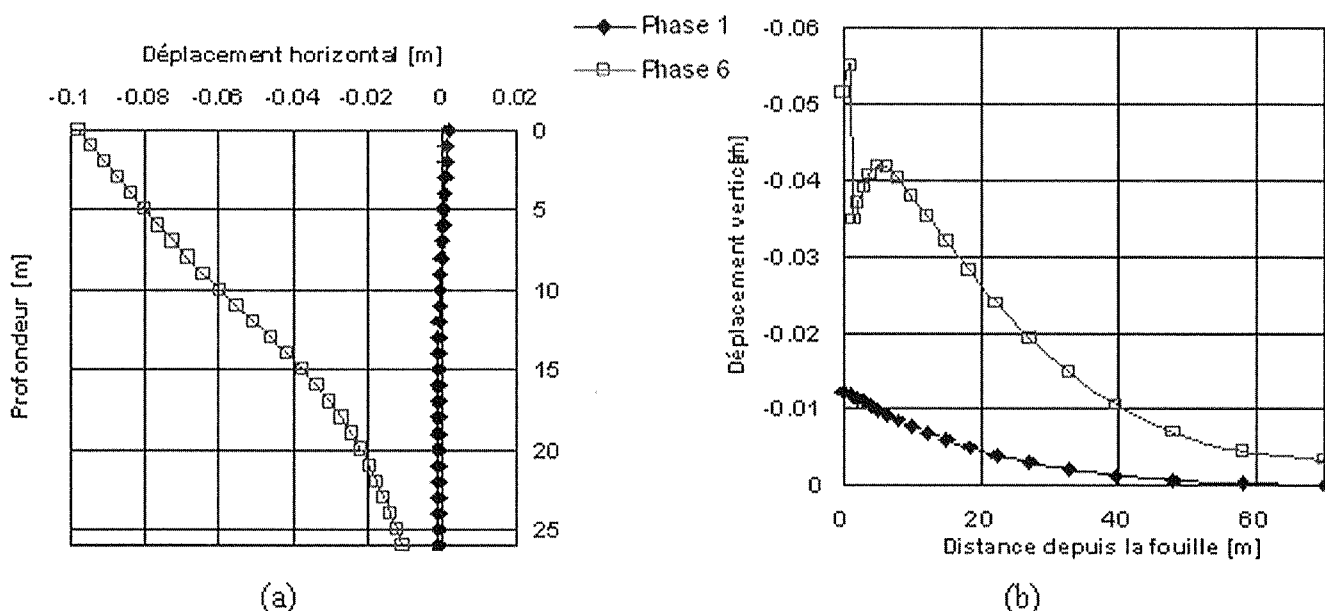


FIG. 3 Mouvements de terrain autour de l'écran.

(a) Déplacements horizontaux de l'écran ; (b) déplacements verticaux du terrain en arrière de l'écran.

Soil movements around the retaining wall.

(a) Lateral wall deflection ; (b) vertical soil displacements behind the retaining wall.

3

Influence du coefficient de pression des terres au repos et prise en compte de la réalisation de l'écran

3.1

État de l'art

L'idée d'analyser l'influence de la construction de l'écran sur l'état des contraintes avant l'excavation est relativement ancienne puisque déjà en 1972, Cole et Burland (1972), à l'occasion de la réalisation d'un calcul numérique mentionnent qu'ils ont supposé que la mise en place de l'écran ne modifiait pas l'état des contraintes dans le sol. Actuellement, il est envisageable de modéliser le processus de réalisation d'une paroi moulée dans des temps de calcul raisonnables (Gourvennec et Powrie, 1999 ; Ng et Yan, 1999 ; Frih, 2005 ; Schäfer et Triantafyllidis, 2004 ; Schäfer et Triantafyllidis, 2006a et b). Ce type de calculs revient en fait à modifier l'état de contraintes autour du soutènement et à définir une nouvelle contrainte horizontale qui va influencer sur la cinématique de l'excavation. Schäfer et Triantafyllidis (2006b) ont d'ailleurs proposé un coefficient K_0^* permettant de prendre directement en compte les variations induites par le processus de mise en place de l'écran en limitant toutefois l'utilisation de celui-ci à l'exemple qu'ils avaient traité. Dans la littérature, les aspects relatifs à la mise en place du soutènement sont traités de deux manières différentes.

Certains traitent uniquement de la manière dont l'état de contraintes est modifié après la réalisation des panneaux. Gourvennec et Powrie (1999) examinent la réduction des contraintes en arrière du soutènement ainsi que les déplacements horizontaux du sol pour différentes longueurs de panneaux et concluent qu'un

calcul bidimensionnel est beaucoup trop défavorable. Ng et Yan (1999) analysent quant à eux le mécanisme de transfert des contraintes autour des panneaux et l'état des contraintes en arrière de l'écran, au centre et à l'interface de deux panneaux. Schäfer et Triantafyllidis (2004) s'intéressent toujours à l'état de contrainte en arrière de l'écran et analysent en plus les variations de pressions interstitielles.

D'autres présentent que ce soit en deux ou trois dimensions la différence qu'il peut exister entre un calcul avec le soutènement en place (calculs de type WIP, *Wished In Place*) et un calcul avec la modélisation préalable de la réalisation du soutènement (calculs de type WIM, *Wall Installation Modelled*). De Sanctis *et al.* (2006) présentent en deux dimensions une telle comparaison pour une excavation réalisée lors de construction d'une nouvelle station de métro à Naples. Schäfer et Triantafyllidis (2006b) présentent quant à eux en trois dimensions une telle comparaison pour le Taipei National Enterprise Center (TNEC). Dans les deux cas, ils en déduisent que la méthode de type WIM est plus proche de la réalité et fournit des déplacements plus importants que la méthode de type WIP.

Les modélisations de type WIM suscitent toutefois certaines interrogations. La première est la sensibilité de ce type de calculs vis-à-vis du coefficient de pression des terres au repos initial K_0 . En effet, les calculs de type WIM permettent de définir après la réalisation du soutènement et avant celle de l'excavation une nouvelle contrainte horizontale en arrière de l'écran et donc un nouveau coefficient de pression des terres mais ce coefficient dépend *a priori* de l'état initial des contraintes. Frih (2005) a réalisé une étude paramétrique de ce type mais le modèle proposé ne permet pas de poursuivre la modélisation de l'excavation. La seconde interrogation concerne l'influence de la géométrie de l'écran. Dans le cas d'une modélisation de l'écran en déformation plane, cette question n'apparaît pas mais dans celui d'une modélisation tridimensionnelle, il est nécessaire de réaliser un choix quant au nombre et à la longueur des panneaux de parois moulées considérés.

Modélisations WIP et WIM

3.2.1

Modélisations de type WIP

Les modélisations de type WIP sont relativement classiques. Elles consistent à réaliser l'état initial des contraintes en présence du soutènement et donc à négliger l'influence de la mise en place de celui-ci sur le champ de contraintes proche de l'écran. Le calcul présenté précédemment appartient donc à ce type de calcul. Selon les logiciels de calcul, cela se traduit :

(i) Par la définition directe d'un état initial des contraintes en fonction de la masse volumique des différents matériaux dont celle du soutènement, de la position d'une éventuelle nappe hydrostatique et du coefficient de pression des terres au repos défini pour chaque matériau.

(ii) Par une phase de génération des contraintes géostatiques en appliquant des forces volumiques en fonction de la masse volumique des différents matériaux dont celle du soutènement, de la position d'une éventuelle nappe hydrostatique et du coefficient de Poisson ν de chaque matériau.

La suite du calcul consiste à désactiver par phases les éléments massifs constituant le sol à excaver de manière à atteindre la profondeur voulue pour la fouille.

3.2.2

Modélisations de type WIM

Les modélisations WIM sont caractérisées par une phase supplémentaire de réalisation du soutènement. On peut décomposer ces modèles en trois phases :

(i) La première consiste à générer sans le soutènement l'état initial des contraintes dans le sol en place de manière directe ou appliquant des forces volumiques.

(ii) La deuxième consiste à modéliser la réalisation du soutènement.

(iii) La troisième consiste à désactiver par phases les éléments massifs constituant le sol à excaver de manière à atteindre la profondeur voulue pour la fouille.

La deuxième phase peut être décomposée en trois étapes :

(i) Étape n° 1 : désactivation en une phase des éléments massifs situés à l'emplacement du soutènement et

activation sur les bords libres de contraintes simulant l'action de la bentonite. La contrainte appliquée est définie par :

$$\sigma(z) = \gamma_b z \quad (1)$$

avec : $\gamma_b = 11 \text{ kN/m}^3$ la masse volumique de la bentonite.

Cette donnée varie suivant les auteurs mais restent généralement comprise entre $10,1 \text{ kN/m}^3$ (Ng et Yan, 1999) et 12 kN/m^3 (Gourvennet et Powrie, 1999). Pour cette étude, une valeur de 11 kN/m^3 est retenue.

(ii) Étape n° 2 : augmentation de la contrainte appliquée de manière à reproduire l'action du béton liquide. La contrainte appliquée est définie par une relation bilinéaire car les mesures réalisées ont montré que la pression induite par le béton liquide n'est pas hydrostatique (Lings *et al.*, 1994, d'après Frih, 2005) :

$$\sigma(z) = \gamma_c z \text{ si } z < h_c \quad (2)$$

$$\sigma(z) = \gamma_b z + (\gamma_c - \gamma_b) h_c \text{ si } z > h_c \quad (3)$$

avec : $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$ masse volumique du béton frais et h_c la hauteur critique telle qu'elle est définie dans la littérature. On considère dans la suite que la hauteur critique est égale au tiers de la hauteur du soutènement.

(iii) Étape n° 3 : annulation des contraintes appliquées et activation d'éléments massifs modélisant le soutènement ($E = 20 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$, $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$). Le soutènement est donc supposé avoir un comportement purement élastique et le module d'Young choisi représente une valeur intermédiaire entre le comportement à court et à long terme du béton.

Cette procédure est mise en œuvre sur des modèles en deux dimensions ou WIM2D (Fig. 4a) et en trois dimensions ou WIM3D (Fig. 4b). En général, sur les modèles en trois dimensions, le nombre n des panneaux considérés varie entre 3 et 9. La largeur l_p des panneaux varie suivant les modélisations mais reste souvent comprise en 2 et 8 m ce qui correspond aux longueurs habituellement rencontrées sur les chantiers. Pour les panneaux situés aux extrémités gauche et droite du modèle, la longueur des panneaux est divisée par 2 et les déplacements normaux sont bloqués pour des raisons de symétrie. La largeur du tronçon d'écran à modéliser et donc, le nombre de panneaux à considérer, leur largeur ainsi que le nombre d'éléments composant chaque panneau doivent être fixés par le modélisateur qui garde le souci d'avoir à la fois des temps et une précision de calcul relativement acceptables.

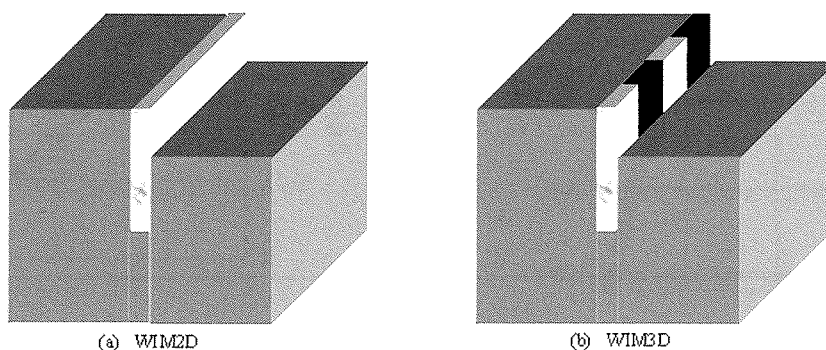


FIG. 4 Modélisation numérique de la mise en place d'une paroi moulée.
(a) WIM2D ; (b) WIM3D.
Numerical modelling of diaphragm wall installation.
(a) WIM2D ; (b) WIM3D.

Premiers résultats en 2D

La prise en compte du processus de réalisation de l'écran, réalisé à partir de l'exemple présenté sur la figure 1a avec un coefficient initial de pression des terres au repos égal à 1, modifie l'état de contraintes notamment en arrière du soutènement ce qui influe directement le champ de déplacements calculés comme le montrent les figures 5a et b. Sur ce cas particulier, le calcul de type WIM fournit des déplacements horizontaux de l'écran plus importants et une cuvette de tassement plus prononcée ce qui témoigne d'un plus grand développement de la plasticité. Ces augmentations sont de l'ordre de 20 % pour le déplacement horizontal en tête de l'écran et compris entre 5 et 10 % pour le déplacement vertical en arrière de l'écran.

Les calculs de type WIM permettent en fait de définir un état de contraintes différent de celui obtenu à partir d'un calcul de type WIP. Il est toutefois nécessaire de vérifier avant de poursuivre l'analyse des résultats la sensibilité de la méthode WIM vis-à-vis du coefficient de pression des terres au repos K_0 . La figure 6 présente le rapport entre la contrainte horizontale obtenue après la modélisation du processus de mise en place de l'écran et la contrainte verticale initiale juste en arrière de l'écran pour différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos. Il appa-

raît que le champ de contrainte horizontale est indépendant du coefficient de pression de terres au repos et dépend uniquement des masses volumiques de bentonite et de béton liquide considérées. Cette observation se traduit pour les calculs de type WIM en deux dimensions par un champ de déplacements final après excavation indépendant du coefficient de pression des terres initial (Fig. 7).

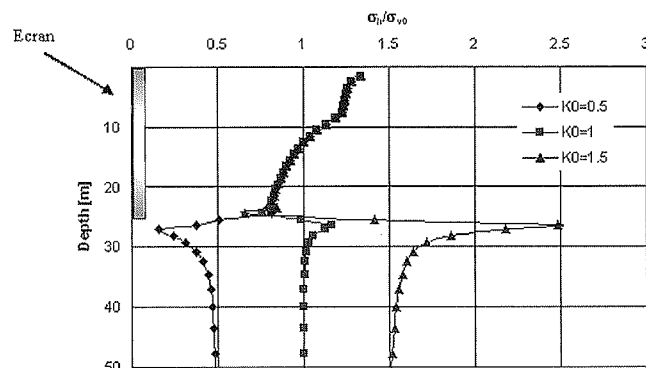


FIG. 6 Variations du rapport σ_h/σ_{v0} après la réalisation de l'écran - WIM2D.
Ratio σ_h/σ_{v0} variations after the wall installation process - WIM2D calculation.

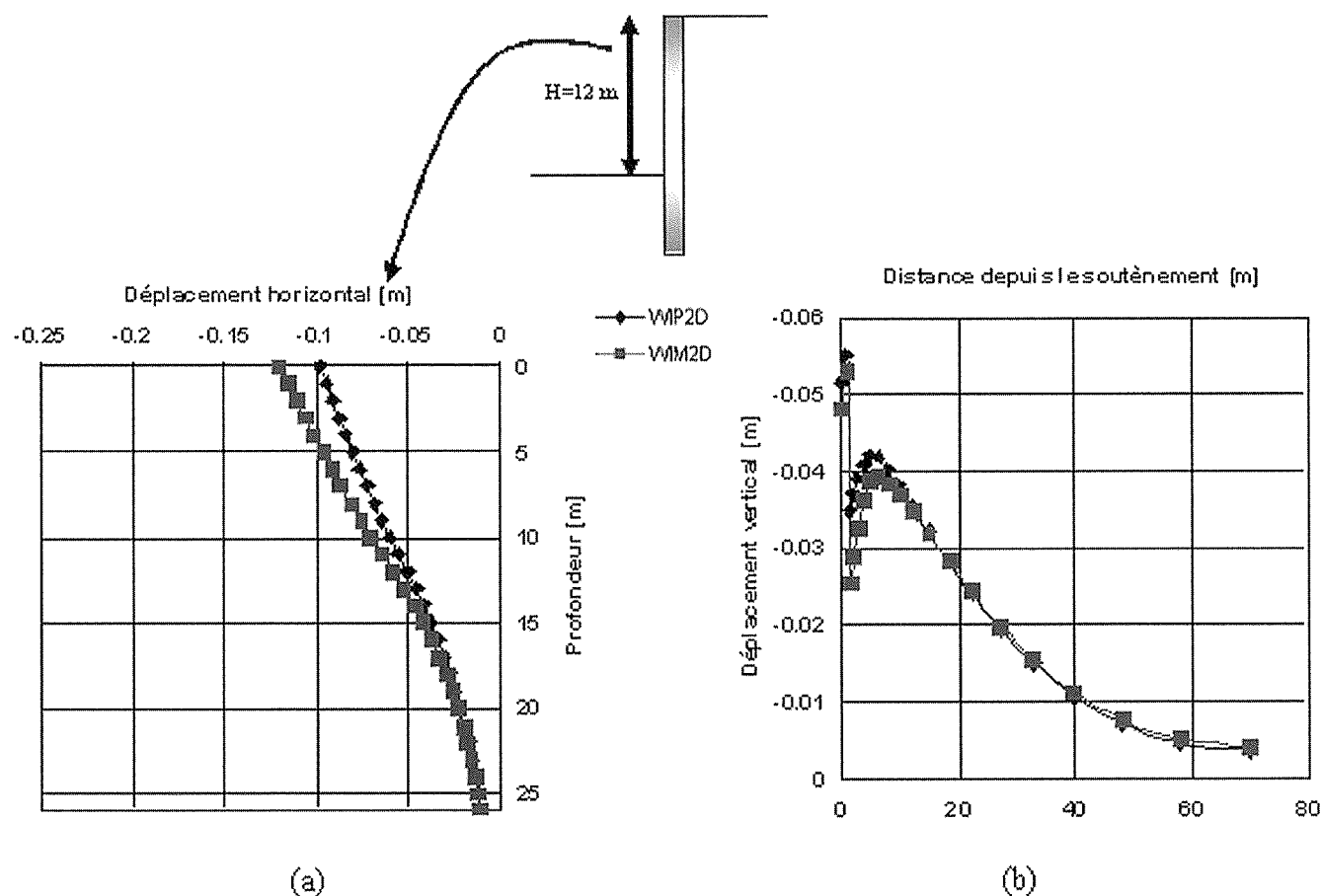


FIG. 5 Mouvements de terrain autour de l'écran.

(a) Déplacements horizontaux de l'écran ; (b) déplacements verticaux du terrain en arrière de l'écran.

Soil movements around the retaining wall.

(a) Lateral wall deflection ; (b) vertical soil displacements behind the retaining wall.

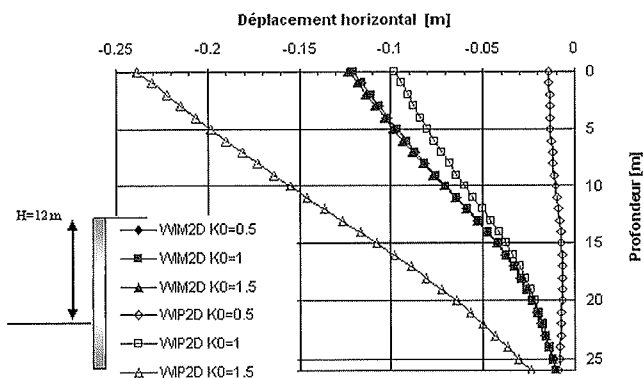


FIG. 7 Déplacements horizontaux de l'écran après l'excavation.
Lateral wall deflection after main excavation.

3.4

Résultats en 3D

3.4.1

Géométrie

Des calculs tridimensionnels ont été conduits de manière à étudier l'influence, d'une part, du coefficient de pression des terres au repos K_0 et, d'autre part, de la largeur l_p et du nombre n_p de panneaux de paroi moulée considérés. Les valeurs des différents paramètres retenus sont présentées ci-dessous :

(i) Le coefficient de pression des terres au repos K_0 : 0,5, 1 et 1,5.

(ii) La largeur l_p des panneaux : 3, 5 et 7 m.

(iii) Le nombre n_p de panneaux : 3 et 5. Des calculs réalisés par Gourvennec et Powrie (1999) ainsi que Schäfer et Triantafyllidis (2004) montrent qu'un nombre de panneaux plus élevés est *a priori* inutile car le champ de contrainte derrière un panneau n'est influencé que par les deux panneaux qui l'entourent.

Afin de ne pas trop augmenter les temps de calculs, deux types de maillage (Fig. 8a et b) ont été utilisés en fonction du nombre n de panneaux. Pour chaque maillage, la longueur des panneaux situés aux extrémités du modèle est divisée par 2 pour des raisons de symétrie.

Les panneaux sont numérotés de 1 à 5 de la droite vers la gauche. La procédure de modélisation de la mise en place des panneaux est identique à celle décrite précédemment. L'ordre de réalisation des panneaux est le suivant (Fig. 9) :

(i) Pour $n_p = 3$: panneau 2 → panneau 1 → panneau 3.

(ii) Pour $n_p = 5$: panneau 3 → panneau 1 → panneau 2 → panneau 4 → panneau 5.

Les phasages utilisés pour les modèles WIM3D varient suivant les auteurs. Celui proposé correspond à celui utilisé par Ng et Yan (1999) et dans une moindre mesure à celui mis en œuvre par Gourvennec et Powrie (1999).

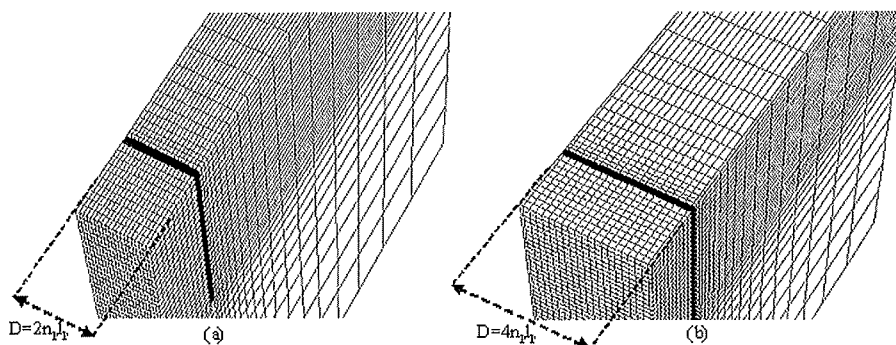


FIG. 8 Maillage tridimensionnel.

3D Mesh.

(a) $n_p = 3$, $l_p = 3$ m.

(b) $n_p = 5$, $l_p = 7$ m.

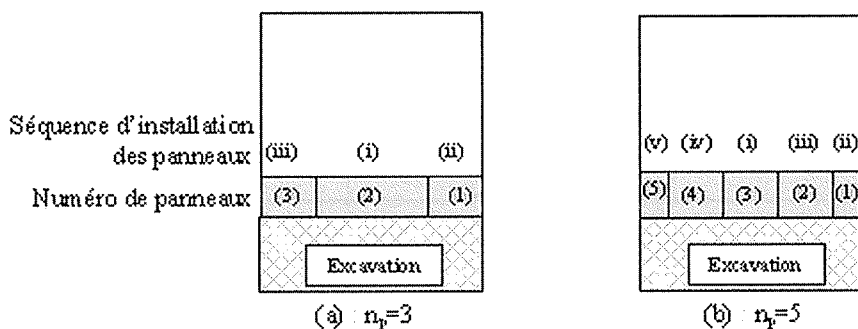


FIG. 9 Séquence d'installation des panneaux.
Panels installation sequence.

Cas de référence : $K_0 = 1$, $n_p = 3$ et $l_p = 3$ m

Les contraintes horizontales dans le sol, durant le processus de réalisation de la paroi, au centre du panneau central (panneau 2) et à l'interface entre les panneaux 2 et 3 montrent des variations plus faibles que celles calculées dans l'exemple en deux dimensions (Fig. 10a et b).

Dans l'axe du panneau central (Fig. 10a), une diminution des contraintes horizontales est observée durant l'excavation du panneau sous boue bentonitique. La mise en place du béton liquide induit une augmentation des contraintes horizontales qui présentent par la suite très peu de variations. Par rapport à l'état initial des contraintes, une augmentation des contraintes horizontales de 10 % est observée dans la partie supérieure du panneau et une diminution de l'ordre de 8 % est constatée dans la partie inférieure.

À l'interface entre les panneaux 2 et 3 (Fig. 10b), très peu de variations ont été calculées. Les contraintes horizontales atteignent en moyenne un niveau plus élevé que celles à l'état initial.

Les variations du rapport σ_h/σ_{v0} le long de l'écran à la même profondeur montrent comment le champ de contraintes varie en fonction de la présence de boue bentonitique ou de la pression de béton liquide (Fig. 11a et b). À une faible profondeur (6,5 m dans ce cas), la pression de béton liquide est plus importante que la contrainte horizontale dans le sol si bien qu'après la réalisation du panneau, la contrainte horizontale augmente dans l'axe du panneau central et diminue à l'arrière de l'interface entre deux panneaux. À une plus grande profondeur (16,5 m), la pression de béton liquide est plus faible que la contrainte horizontale dans le sol si bien qu'après la réalisation du panneau, la contrainte dans le sol diminue dans l'axe du panneau et augmente à l'interface de deux panneaux.

Étude paramétrique

Une vaste étude paramétrique a été réalisée pour différentes largeurs de panneaux l_p , différents nombres de panneaux n_p et plusieurs valeurs du coefficient de pression des terres au repos ($K_0 = 0,5$ et $K_0 = 1,5$). Les résultats sont présentés dans la thèse de Burlon (2007) et synthétisés dans le tableau I.

La variation du rapport σ_h/σ_{v0} dépend en fait de la valeur des contraintes appliquées par la bentonite et le béton liquide par rapport aux contraintes horizontales existantes dans le sol. Pour les modèles à 3 panneaux, les conclusions sont claires. Quand la contrainte exercée par la bentonite et le béton liquide est supérieure à la contrainte horizontale du sol en place, ce qui est le cas pour $K_0 = 0,5$ ou pour $K_0 = 1$ dans la partie basse du soutènement, la contrainte horizontale augmente alors au centre du panneau et diminue aux interfaces. Quand la contrainte exercée par la bentonite et le béton liquide est inférieure à la contrainte horizontale du sol en place, ce qui est le cas pour $K_0 = 1,5$ ou pour $K_0 = 1$ dans la partie haute du soutènement, la contrainte horizontale diminue au centre du panneau et augmente aux interfaces. Pour les modèles à 5 panneaux, l'augmentation de la largeur des panneaux favorise le transfert des contraintes horizontales vers les interfaces mais ne semble pas influencer la valeur des contraintes horizontales au centre des panneaux.

Le mécanisme de transfert des contraintes permet d'analyser les valeurs des rapports σ_h/σ_{v0} pour les panneaux 2 et 4. Pour $K_0 = 0,5$, la réalisation du panneau 2 est précédée de la réalisation des panneaux 3 et 1. Lors de la réalisation du panneau 2, les contraintes horizontales derrière ce panneau sont alors très faibles et le processus de mise en place induit donc une augmentation très importante des contraintes horizontales. Celles-ci ne sont plus ensuite soumises à d'importantes

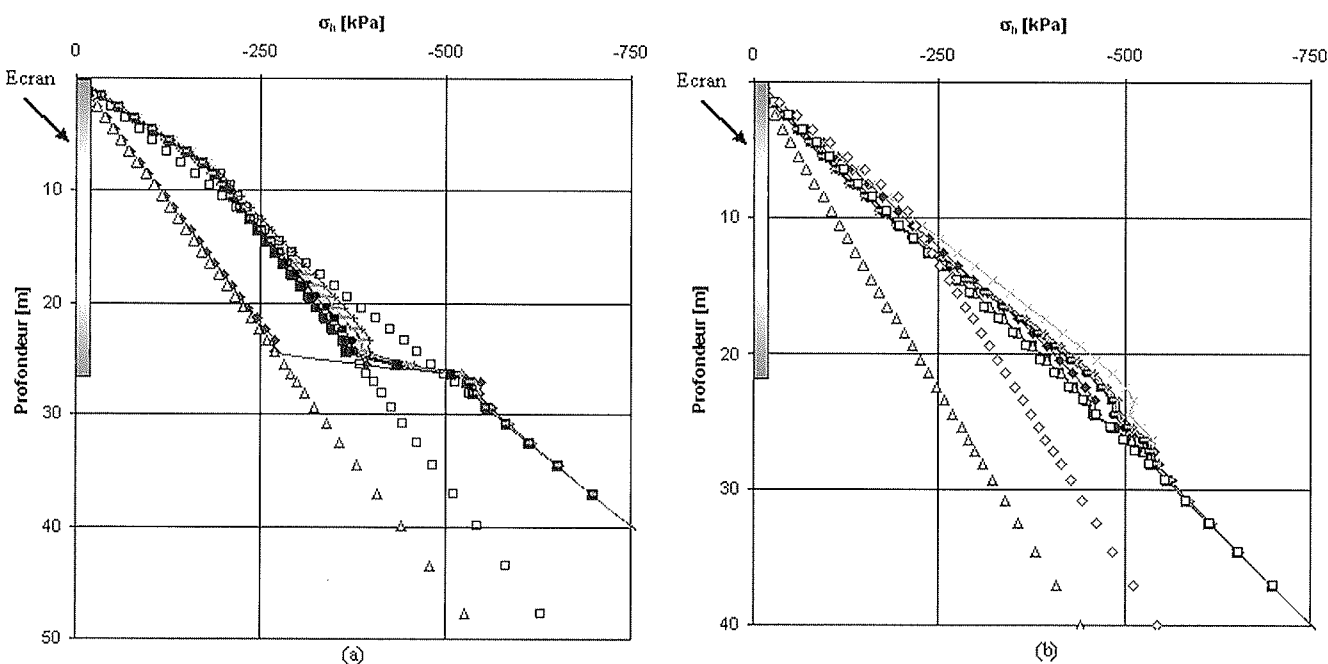


FIG. 10 Variation de la contrainte horizontale durant la construction du panneau 2 ($n_p = 3$).
(a) À l'arrière du panneau 2 ; (b) à la surface de contact entre les panneaux 2 et 3.
Horizontal stress distribution during wall installation process.
(a) At the rear of the central panel (panel 2) ; (b) at the interface between the panels 2 and 3.

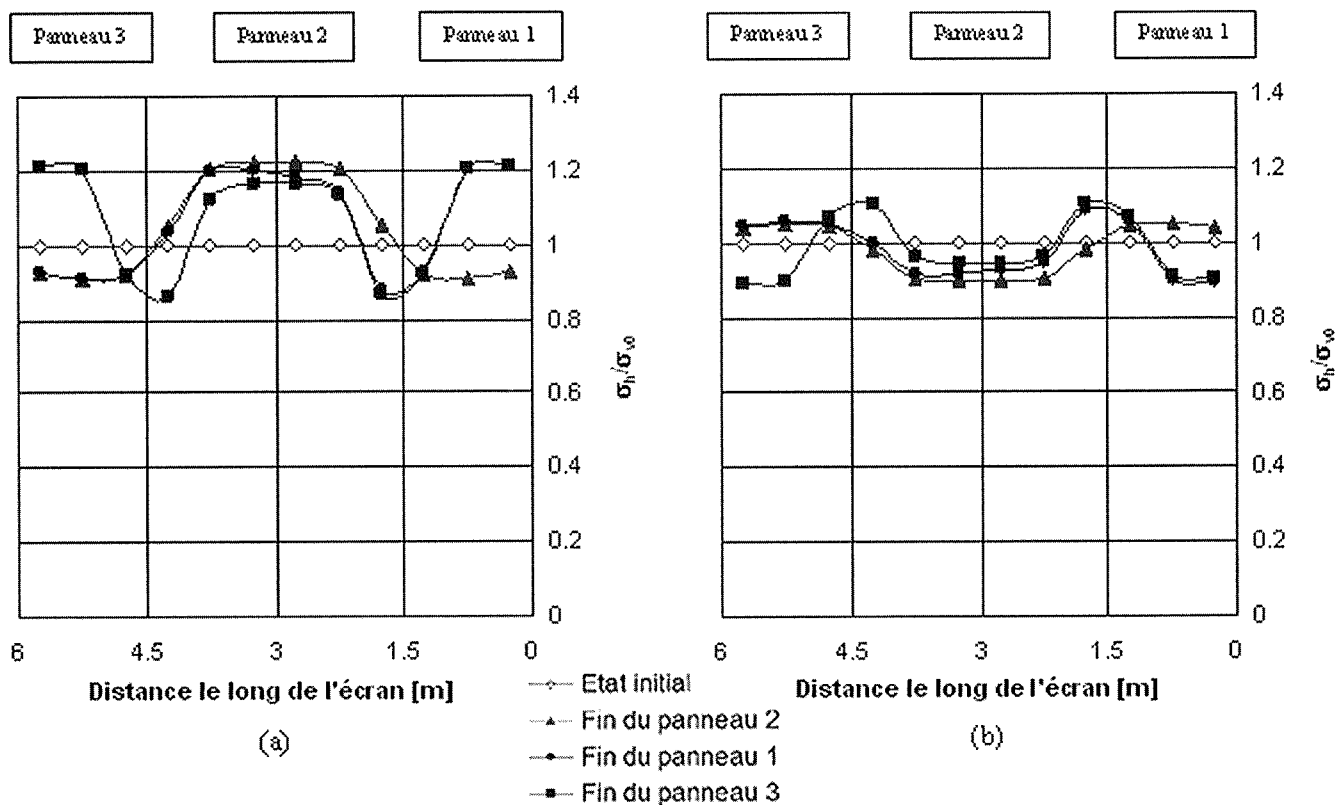


FIG. 11 Variation du rapport σ_h/σ_{v0} durant la réalisation de l'écran.
(a) 6,5 m de profondeur.
(b) 16,5 m de profondeur.
Ratio σ_h/σ_{v0} variations during wall installation process.
(a) At 6.5 m depth.
(b) At 16.5 m depth.

variations car les panneaux 4 et 5 qui restent à réaliser sont suffisamment éloignés. Pour le panneau 4, la situation est légèrement différente. Avant sa réalisation, seul le panneau 3 a été réalisé, et les contraintes horizontales ne sont donc pas si faibles que pour le panneau 2. Lors de la réalisation du panneau 4, les contraintes horizontales augmentent moins mais diminuent ensuite du fait de la réalisation du panneau 5.

Pour $K_0 = 1,5$, le même raisonnement peut être tenu. La réalisation du panneau 2 est précédée de la réalisation des panneaux 3 et 1. Lors de la réalisation du panneau 2, les contraintes horizontales derrière ce panneau sont alors plus importantes et le processus de mise en place induit donc une diminution plus importante des contraintes horizontales. Celles-ci ne sont plus ensuite soumises à d'importantes variations

car les panneaux 4 et 5 qui restent à réaliser sont suffisamment éloignés. Pour le panneau 4, la situation est légèrement différente. Avant sa réalisation, seul le panneau 3 a été réalisé, et les contraintes horizontales ne sont donc pas aussi importantes que pour le panneau 2. Lors de la réalisation du panneau 4, les contraintes horizontales diminuent moins mais augmentent ensuite du fait de la réalisation du panneau 5.

3.6

Comparaison entre les calculs 2D et 3D

Les figures 12 à 14 présentent les déplacements horizontaux de l'écran pour les différents cas présentés dans le tableau I.

TAB. I Comparaison des variations des rapports σ_h/σ_{v0} .
Comparison of ratio σ_h/σ_{v0} variations.

		Centre des panneaux		Interface entre deux panneaux
		$n_p = 3$	$n_p = 5$	$n_p = 3 \text{ ou } 5$
$K_0 = 0,5$		$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$	Pas de tendance évidente	$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$
$K_0 = 1$	Partie supérieure du mur	$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$		$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$
	Partie inférieure du mur	$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$		$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$
$K_0 = 1,5$		$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \downarrow$		$1 \uparrow \rightarrow \sigma_h/\sigma_{v0} \uparrow$

$\uparrow$: Rapport σ_h/σ_{v0} où l'augmente.

$\downarrow$: Rapport σ_h/σ_{v0} où l diminue.

Les différences entre les modèles avec 3 et 5 panneaux ne sont pas réellement appréciables en pratique. Pour $K_0 = 0,5$ (Fig. 12a et b) et 1,0 (Fig. 13a et b), le passage de 3 à 5 panneaux induit une réduction des déplacements horizontaux de l'écran alors que pour

$K_0 = 1,5$ (Fig. 14), c'est le contraire. L'augmentation de la longueur des panneaux entraîne une augmentation des déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 0,5$ (Fig. 12) et $K_0 = 1,0$ (Fig. 13) et inversement pour $K_0 = 1,5$ (Fig. 14). Ces observations sont com-

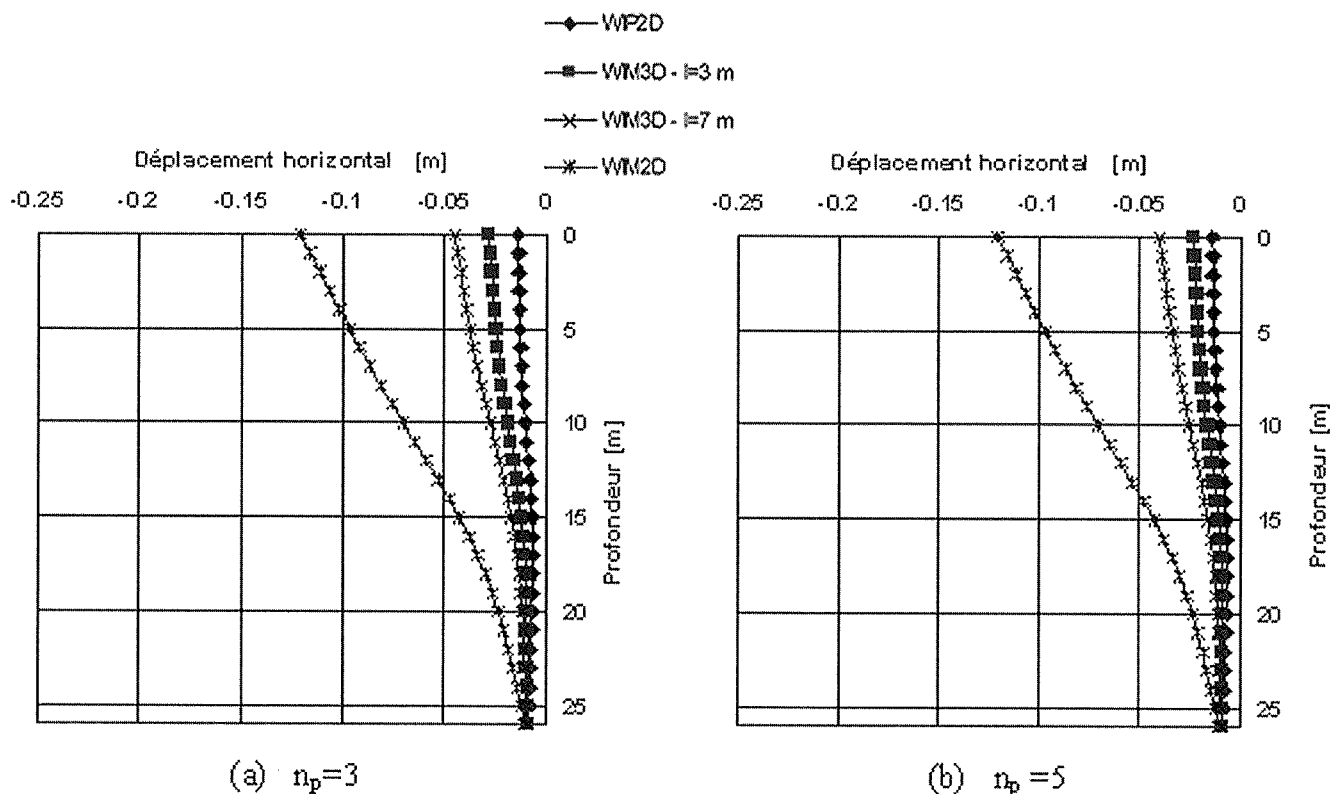


FIG. 12 Déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 0,5$.
Lateral wall deflection for $K_0 = 0.5$.

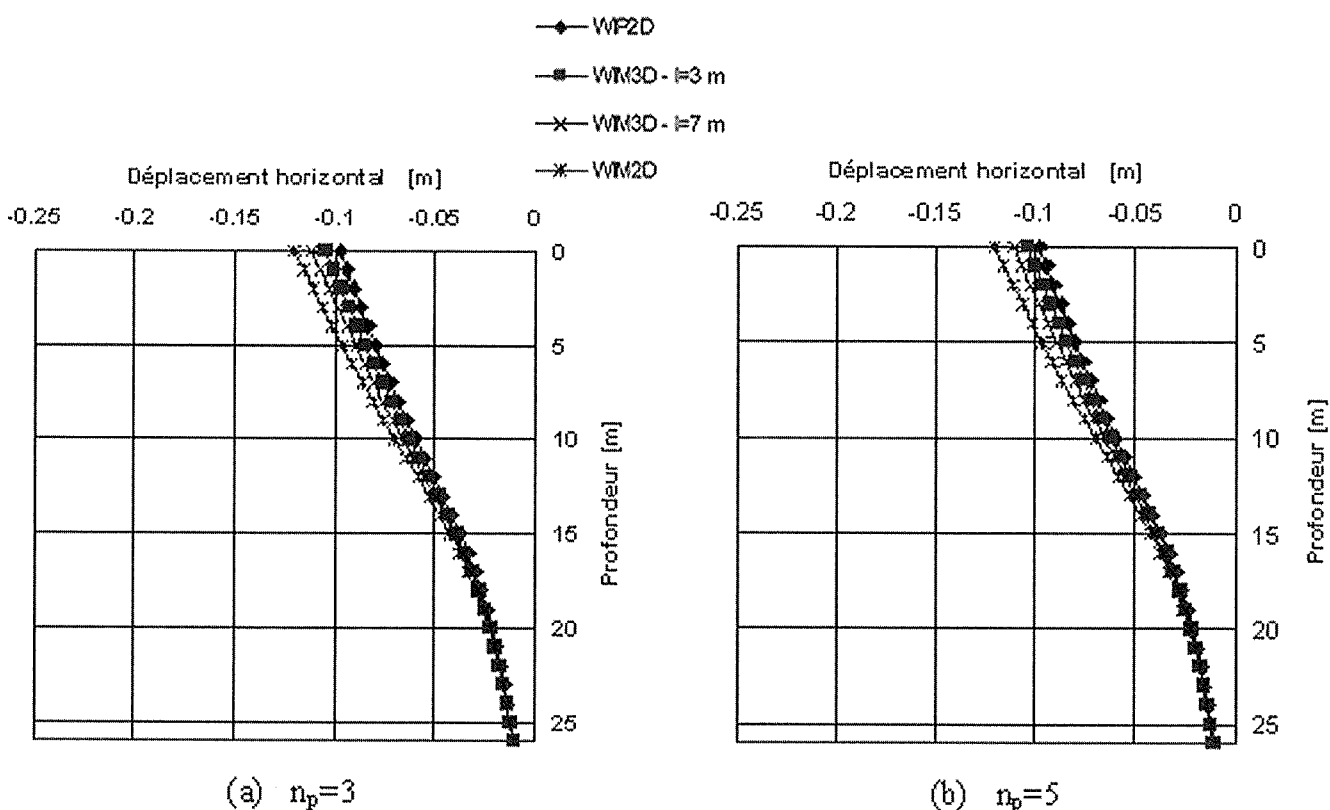


FIG. 13 Déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 1,0$.
Lateral wall deflection for $K_0 = 1.0$.

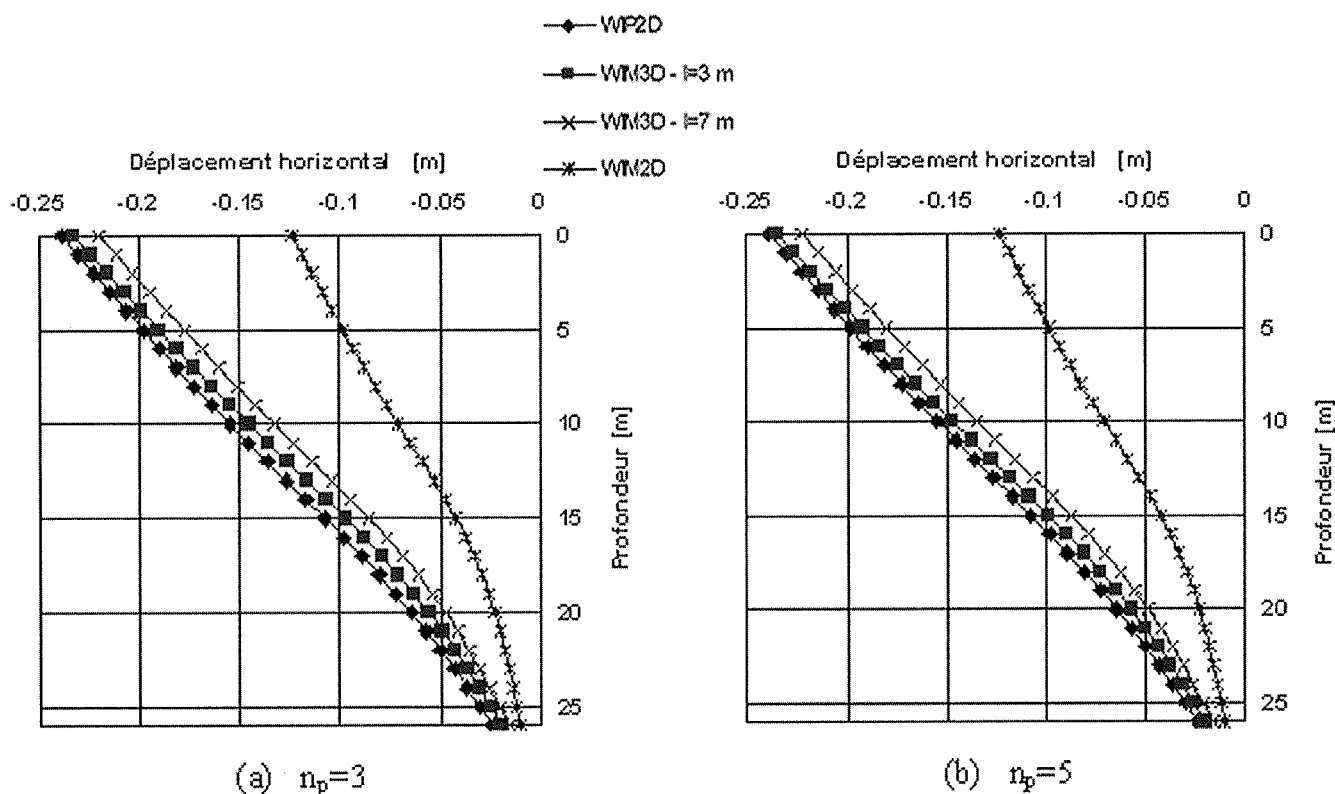


FIG. 14 Déplacements horizontaux de l'écran pour $K_0 = 1.5$.
Lateral wall deflection for $K_0 = 1.5$.

plexes à relier aux variations des rapports σ_h/σ_{v0} . En effet, pour une même profondeur, ce rapport varie s'il est calculé à l'interface de deux panneaux ou au milieu d'un panneau. Ces différences n'apparaissent pas sur les déplacements horizontaux de l'écran. A une profondeur donnée, les déplacements horizontaux de l'écran sont identiques.

L'augmentation du nombre de panneaux n_p fournit des résultats plus proches des modélisations de type WIP2D. L'augmentation de la longueur des panneaux, quelle que soit la valeur du coefficient K_0 ou du nombre de panneaux n_p , induit des déplacements de l'écran plus importants que ceux obtenus avec un calcul de type WIM2D.

Pour toutes les valeurs du coefficient de pression des terres au repos, le nombre n_p ou la largeur des panneaux l_p en comparaison de modélisations WIM2D ne modifié pas significativement les résultats. La modélisation tridimensionnelle de la réalisation des panneaux de paroi moulée fournit seulement de faibles différences par rapport à un calcul de type WIP2D.

4

Prise en compte de l'élasticité non linéaire

4.1

Quelques aspects bibliographiques

Le problème du soulèvement du terrain en arrière des écrans de soutènements et son rapport avec les lois de comportement présentant une partie élas-

tique non linéaire est relativement ancien et est régulièrement évoqué dans la littérature depuis près de 30 ans. Burland *et al.* (1979), même si leurs propos sont relatifs à des excavations réalisées dans l'Argile de Londres, donnent les premiers éléments d'explication et proposent quelques alternatives. Tout d'abord, ils indiquent que ce soulèvement provient du déchargement élastique du massif de sol. Ensuite, ils précisent que la rigidité de l'Argile de Londres augmente notablement avec la profondeur ce qui doit permettre si cet aspect est pris en compte de réduire le soulèvement élastique du fond de fouille. Ensuite, ils montrent que l'utilisation d'une loi élastique parfaitement plastique contribue à augmenter les déformations calculées près de l'écran et à sous-estimer celles calculées plus loin. Ils proposent alors un modèle décrivant le sol avec une partie élastique non linéaire. Ils présentent ainsi les rudiments de la loi en S qui sera plus tard exposée par Simpson (1992) notamment au cours de la 32^e Rankine Lecture. Ce type de modèles utilisés aussi en dynamique des sols consiste à faire diminuer le module de cisaillement G en fonction des déformations calculées le plus souvent selon une relation logarithmique. Powrie et Li (1991) expliquent quant à eux le soulèvement du terrain en arrière de l'écran par le fait que les déformations de cisaillement des terrains retenus sont dominées par le soulèvement élastique du sol sous-jacent. L'idée développée par ces auteurs est traduite par l'utilisation de la loi en S. Viggiani et Tamagnini (2000) apportent des éléments de réflexion supplémentaire en exposant à partir d'un exemple idéalisé des résultats obtenus avec une loi hypoplastique. Enfin, Finno et Tu (2006) présentent dans le cadre d'une excavation réalisée à Chicago les résultats obtenus avec une loi présentant une partie élastique non linéaire anisotrope.

Quelques modèles à élasticité non linéaire

Afin de bien appréhender l'influence des modèles comportant une partie élastique non linéaire sur les mouvements de terrain induits par des excavations, une étude comparative de différents modèles a été menée. Ces modèles présentant les mêmes paramètres plastiques que celui utilisé précédemment sont au nombre de trois (tableau II) : le premier modèle (modèle 1) permet une variation linéaire du module d'Young E en fonction de la contrainte moyenne et correspond à celui utilisé pour l'exemple de référence, le deuxième modèle (modèle 2) permet une variation du module d'Young E en fonction du déviateur et le troisième modèle (modèle 3) autorise une décroissance du module de cisaillement G et une augmentation du coefficient de Poisson ν en fonction du déviateur ce qui permet de maintenir le coefficient d'incompressibilité K constant. Le modèle 2 s'inspire des travaux de Janbu (1963) ainsi que Wong et Duncan (1974) et le modèle 3 de ceux de Fahey et Carter (1993). D'autres modèles où les modules dépendent des déformations peuvent aussi être mis en œuvre (Jardine *et al.*, 1986).

Présentation et analyse des résultats

La comparaison entre les modèles 1, 2 et 3 et le modèle 0 qui présente une élasticité linéaire où le module d'Young croît en fonction de la profondeur est possible car l'état initial est réalisé pour un coefficient de pression des terres au repos égal à 1. Les

modules E , K et G sont identiques pour les quatre modèles à l'état initial. Il est donc possible d'examiner de manière détaillée l'influence de la contrainte moyenne et du déviateur des contraintes sur la cinématique de l'excavation.

Dans la zone de poussée (Fig. 15a), les modèles 1, 2 et 3 fournissent des modules d'Young inférieurs au modèle 0. Pour le modèle 1, cette diminution est due à l'application des forces de déconfinement qui induisent une diminution de la contrainte moyenne. Pour les modèles 2 et 3, elle provient de l'augmentation progressive du déviateur dans la zone de poussée puis de l'apparition de la plasticité. La rotation de l'écran sur sa base favorise le cisaillement du matériau ce qui se traduit par une diminution encore plus nette du module d'Young vers la profondeur de 26 m. Dans la zone en butée (Fig. 15b), les modèles 2 et 3 fournissent logiquement une diminution des modules d'Young. Le modèle 1 indique une diminution du module d'Young immédiatement sous le fond de fouille et puis une augmentation quelques mètres en dessous due au déplacement du rideau qui induit une augmentation de la contrainte horizontale et ainsi de la contrainte moyenne.

Les variations de modules calculées se répercutent directement sur le champ de déplacement du sol autour du soutènement (Figs. 16 à 18). Les 3 modèles proposés donnent des déplacements horizontaux du soutènement (Fig. 16) plus importante qu'il faut associer à la diminution du module d'Young calculée en arrière de l'écran. Le modèle 2 fournit des déplacements horizontaux de l'écran plus importants que le modèle 3 alors que ces deux modèles présentent des variations identiques pour le module de cisaillement G ce qui indique que le basculement du rideau n'est pas uniquement régi par le cisaillement du matériau.

TABEAU II Présentation de la partie élastique des différents modèles.
Elastic part of the different constitutive laws.

	Description de la partie élastique des différents modèles
Modèle 1	$E(z, p) = E_0(z) \times \left(\frac{p}{p_0} \right) \text{ si } p > 0 \text{ et } E(z, p) = E_0(z) \text{ si } p < 0$ $\text{avec } p_0(z) = \gamma z \frac{(1 + 2K_0)}{3}$
Modèle 2	$E(z, J_2) = E_0(z) \left(1 - R_f \left(J_2 / J_{2\max} \right)^{0.5} \right) \text{ avec } R_f = 0.9 \text{ si } p > 0 \text{ et } E(z, J_2) = E_0(z) \text{ si } p < 0$ $J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 \right]$ $J_{2\max} = \frac{\sigma_{\max}^2}{3} \text{ et } \sigma_{\max} = \frac{6C \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} + \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} p$
Modèle 3	$G(z, J_2) = G_0(z) \left(1 - R_f \left(J_2 / J_{2\max} \right)^{0.5} \right) \text{ si } p > 0 \text{ et } G(z, J_2) = G_0(z) \text{ si } p < 0$ $\nu(z, J_2) = \frac{\left((1 + \nu_0) - (1 - 2\nu_0) \frac{G(z, J_2)}{G_0(z)} \right)}{\left(2(1 + \nu_0) + (1 - 2\nu_0) \frac{G(z, J_2)}{G_0(z)} \right)}$ $K(z) = K_0(z)$

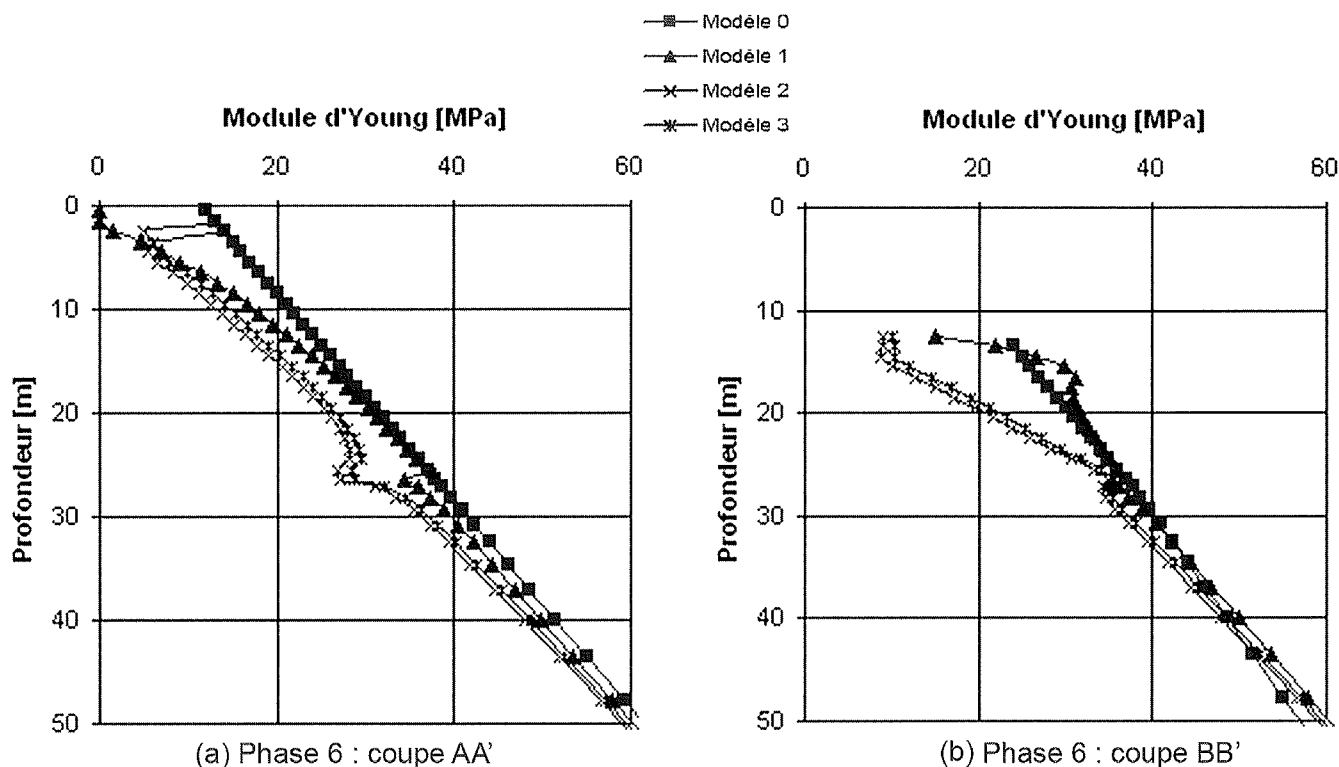


FIG. 15 Variation du module d'Young.
(a) Phase 6 : coupe AA'; (b) Phase 6 : coupe BB'.
Young modulus distribution.

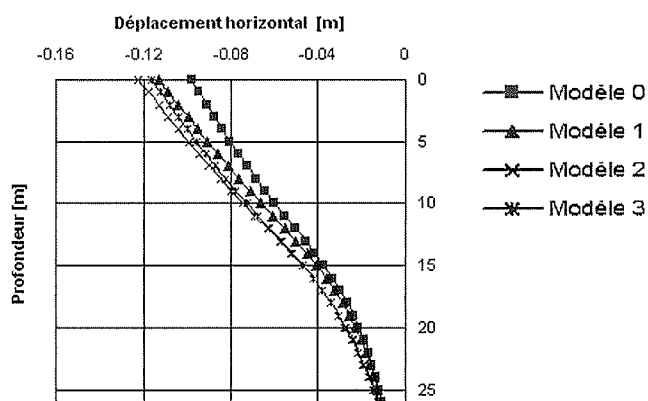


FIG. 16 Déplacements horizontaux de l'écran
(phase 6).
Lateral wall deflection (step 6).

Au niveau du fond de fouille (Fig. 17), le soulèvement du terrain est essentiellement régi par les déformations volumiques du matériau. En effet, le modèle 3 indique un soulèvement du terrain bien moindre que le modèle 2 alors que ces 2 modèles présentent des variations de module d'Young sensiblement identiques. Les faibles soulèvements calculés avec le modèle 3 proviennent du fait que le module d'incompressibilité K reste constant au cours du calcul. Il est remarquable de noter que ces mouvements verticaux ne se répercutent pas en arrière de l'écran (Fig. 18). En effet, les soulèvements les plus importants sont calculés pour le modèle 1 alors que celui-ci fournit au niveau du fond de fouille un soulèvement du terrain bien inférieur au modèle 2 qui indique quant à lui une cuvette de tassement appréciable. C'est avec le modèle 3 que les soulèvements les moins importants avec le développement

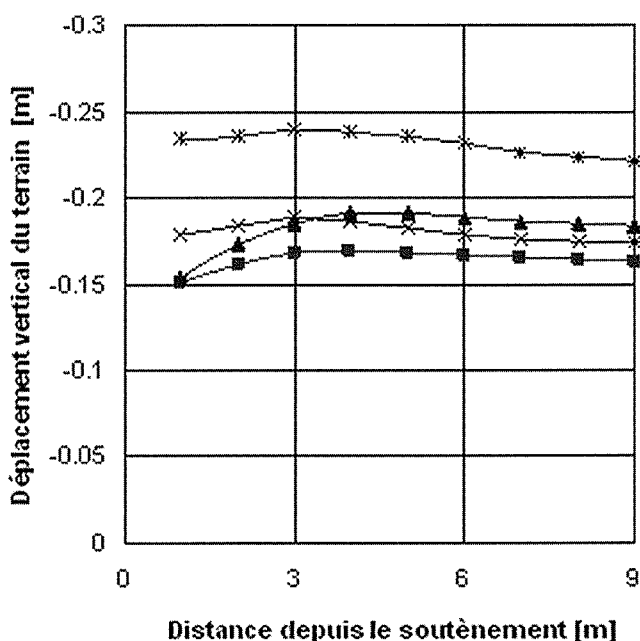


FIG. 17 Déplacements verticaux du terrain du fond
de fouille (phase 6).
Soil heave at the base of the excavation (step 6).

d'une cuvette de tassement sont obtenus. L'élasticité non linéaire permet toutefois seulement d'atténuer les problèmes de modélisation mis en évidence. En effet, comme le montre la figure 18, à la fin de la phase 3, alors que la plasticité ne s'est pas encore suffisamment développée, les soulèvements du terrain en arrière de l'écran sont identiques aux quatre modèles mis en œuvre.

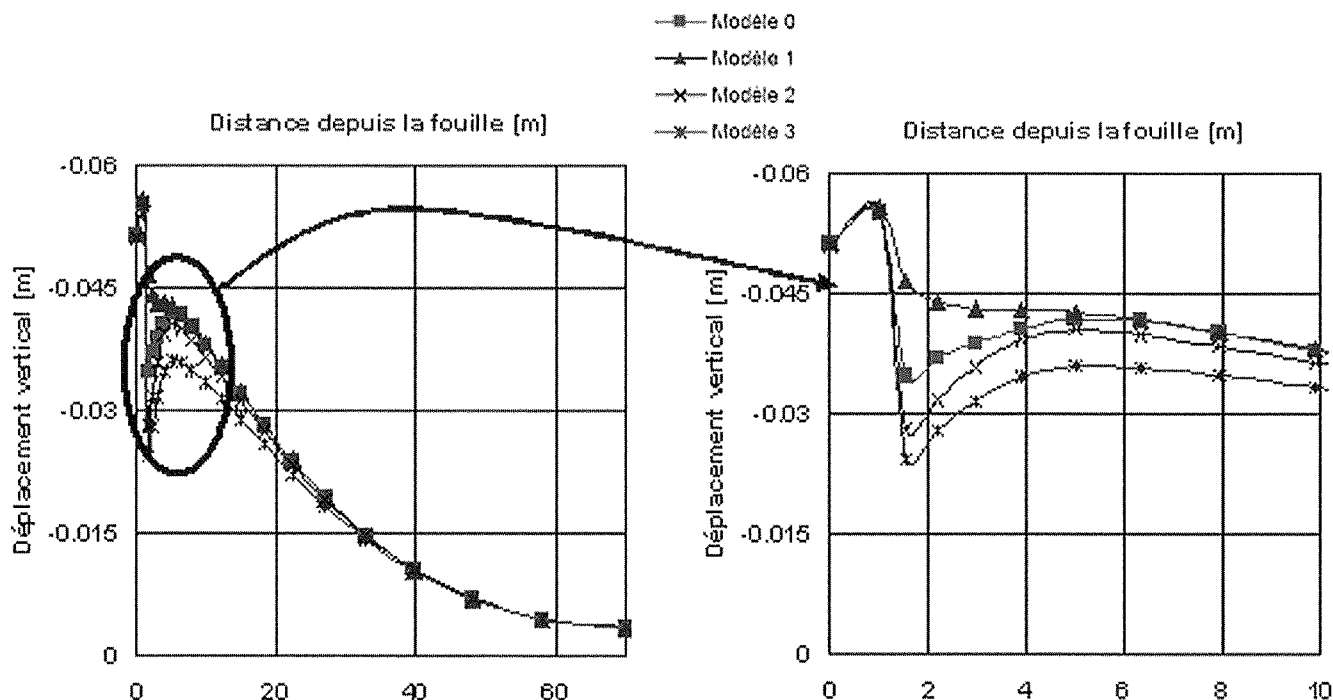


FIG. 18 Déplacements verticaux du terrain à l'arrière du soutènement (phase 6).
Soil heave behind the retaining wall (step 6).

Les calculs réalisés montrent que les soulèvements du terrain au niveau du fond de fouille et en arrière de l'écran obtenus numériquement obéissent à la fois à des mécanismes déviatoriques et volumiques. Toutefois, il apparaît que le soulèvement du fond de fouille est régi essentiellement par un mécanisme volumique tandis que c'est un mécanisme déviatorique qui affecte le terrain en arrière de l'écran.

5

Conclusion

Le calcul numérique d'une excavation par la méthode des différences finies ou des éléments finis pose de part la procédure d'application des forces de déconfinement des problèmes pratiques certains dans l'estimation des mouvements verticaux du sol. Cet article s'est focalisé sur deux aspects de ce pro-

blème : d'une part, la valeur du coefficient de pression des terres au repos qui peut être modifiée par la réalisation de l'écran et, d'autre part, la prise en compte d'un comportement élastique non linéaire pour le sol. La modélisation de la réalisation de l'écran selon un calcul de type WIM ne modifie pas fondamentalement les résultats obtenus par rapport à un calcul de type WIP. En deux dimensions, les calculs de type WIM fournissent un état de contraintes après la réalisation de l'écran indépendant de la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0 . Les calculs en trois dimensions prennent en compte cet aspect ainsi que d'autres comme la largeur des panneaux ou le phasage de réalisation. L'utilisation de lois de comportement présentant une partie élastique non linéaire constitue une alternative intéressante dans le domaine des faibles déformations. Toutefois, suivant le type de non linéarités considérées dans le domaine élastique, différents mécanismes de déformation peuvent alors être obtenus.

Bibliographie

- Burland J.B., Simpson B., St John H.D. – Mouvements autour d'excavations dans l'Argile de Londres. *Design parameters in geotechnical engineering*, BGS, Londres, vol. 1, 1979, p. 13-29.
- Burlon S. – *Modélisation numérique des excavations et des injections de compensation*. Thèse de doctorat de l'université de Lille 1, 2007.
- Bourgeois E., Corfdir A. – Prise en compte de la longueur finie d'une excavation dans un calcul 2D. *Proceedings, 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Madrid, 2007, p. 539-544.
- Cole K.W., Burland J.B. – Observation of retaining wall movements associated with a large excavation. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, IV-1, 1972, p. 445-453.
- De Sanctis L., Mandolini A., Viggiani G.M.B. – Finite element analysis of the excavation of the new Garibaldi station of Napoli underground. *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment*, Triantafyllidis (ed), 2006, p. 69-82.
- Fahey M., Carter J.P. – A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, n° 30, 1993, p. 348-362.
- Frih Bengabbou N.M. – *Contribution à l'étude expérimentale et numérique de l'interface sol-béton en vue de l'application aux parois moulées*. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 2005.
- Gourvenec S.M., Powrie W. – Three dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation. *Geotechnique*, n° 49 (6), 1999, p. 801-823.
- Itasca Consulting Group – *Manuel d'utilisation de Flac3D*, 2006.
- Jardine R.J., Potts D.M., Fourie A.B., Burland J.B. – Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Geotechnique*, n° 36, 1986, p. 377-396.
- Josseume H. – Propriétés mécaniques de l'Argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Revue française de géotechnique*, n° 84, 1998, p. 3-26.
- Kazmierczak J.-B. – *Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées*. Thèse de doctorat de l'université de Lille 1, 1996.
- Mestat P., Arfati N. – Modélisation par éléments fins du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten. *BLPC*, n° 216, 1998, p. 19-39.
- Ng C.W.W., Yan R.W.M. – Three dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence. *Geotechnique*, n° 49 (6), 1999, p. 825-834.
- Ng C.W.W., Yan R.W.M. – Stress transfer and deformation mechanism around a diaphragm wall panel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* n° 128 (7), 1998, p. 638-648.
- Schäfer R., Triantafyllidis T. – Modelling of earth- and pore water pressure development during diaphragm wall construction in soft clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, n° 2, 2004, p. 1305-1326.
- Schäfer R., Triantafyllidis T. – The influence of the construction process on the deformation behaviour of diaphragm walls in soft clayey ground. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, n° 30, 2006a, p. 563-576.
- Schäfer R., Triantafyllidis T. – The impact of diaphragm wall construction on the serviceability of adjacent strip foundations in soft ground. *Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment*, Triantafyllidis (ed), 2006b, p. 69-82.
- Wong K.S., Duncan J.M. – Hyperbolic-stress-strain parameters for non linear finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Report n° TE-74-3, NSF, Dept. Civ. Eng. Inst. Transport and Traffic Eng., University of California, Berkeley, 1974.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
IFSTTAR
58, boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

Frédéric PELLET
INSA-Université de Lyon
Département de Génie civil
et d'Urbanisme
Laboratoire de Génie civil
et d'Ingénierie environnementale
Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; un projet de *note technique*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les nom, prénom, organisme, adresse, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en *anglais*.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimées en noir : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.