

# Dimensionnement de 8 réservoirs GNL fondés sur inclusions rigides selon les recommandations ASIRI

## *Design of 8 LNG tanks foundations on rigid inclusions following ASIRI recommendations*

Nicolas FRATTINI<sup>1</sup>, Charles BERNUY<sup>1</sup>, Fahd CUIRA<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Terrasol, Lyon, France

<sup>2</sup> Terrasol, Paris, France

**RÉSUMÉ** – Dans le cadre de la construction au Koweït de 8 réservoirs de stockage GNL, fondés sur inclusions rigides, des méthodes semi-analytiques ont été développées, sur la base des recommandations ASIRI, dans les cas statiques et sismiques, afin de vérifier la stabilité de l'ouvrage, les tassements induits, et d'établir les fonctions d'impédances dynamiques pour les calculs d'interaction sol-structure.

**ABSTRACT** – For the design of 8 LNG tanks in Kuwait, founded on rigid inclusions, semi-analytical calculations have been developed, based on ASIRI recommendations, for static and seismic cases, in order to verify the stability of the structure, the settlements, and to estimate the dynamic impedance functions for the soil-structure interaction.

### 1. Introduction

Afin de sécuriser ses importations et ses exportations de Gaz Naturel Liquéfié, la Kuwait Integrated Petroleum Industries Company (KIPIC) a lancé la construction d'un gigantesque terminal sur le site d'Al-Zour, au Koweït. Ce projet, qui doit s'achever en 2020, comprend la construction d'une usine de regazéification et de 8 réservoirs de stockage d'une capacité unitaire de 225 000 m<sup>3</sup>, implantés sur une plateforme entièrement gagnée sur la mer.

Ces huit ouvrages de 96 m de diamètre et 45 m de haut doivent pouvoir encaisser de fortes accélérations sismiques avec une période de retour de 2475 ans. Pour ce type d'ouvrages, les systèmes de fondation usuellement mis en place sont soit des fondations superficielles, lorsque la qualité du sol est suffisamment bonne, soit des fondations profondes, lorsqu'au contraire les terrains porteurs sont situés en profondeur. Certains exemples de réservoirs sur colonnes ballastées ont également été recensés, mais cette solution visait surtout à réduire le risque de liquéfaction sous les réservoirs.

Il a été proposé pour ce projet un système de fondation sur un sol renforcé par inclusions rigides, ce qui est une solution inédite pour des réservoirs de dimensions aussi importantes. L'avantage principal de cette solution est qu'elle assure une rigidité verticale importante, en réduisant et homogénéisant les tassements sous les réservoirs, tout en limitant, via le matelas de répartition, l'amplitude des efforts statiques et sismiques transitant entre les inclusions et la structure du réservoir.

Le dimensionnement de fondations sur inclusions rigides, de par la complexité des phénomènes mis en jeu (interaction sol-inclusion, déplacements irréversibles, etc...), fait souvent appel à des modélisations complexes de types éléments finis. Sur ce projet, les réservoirs sont chacun fondés sur 1128 inclusions rigides de 0,8 m de diamètre. La modélisation 3D de toutes ces inclusions impliquant des temps de calcul beaucoup trop longs, des méthodes semi-analytiques ont donc été développées, sur la base des recommandations ASIRI, dans les cas statiques et sismiques, afin de vérifier la stabilité de l'ouvrage, les tassements induits, et d'établir les impédances dynamiques nécessaires aux calculs d'interaction sol-structure.

## 2. Contexte géologique du projet

Le projet est implanté sur une plate-forme gagnée sur la mer. Un nombre conséquent de sondages a été réalisé en phase projet : 134 sondages SPT (13 par réservoir + 30 dans l’empreinte du futur remblai), 9 sondages CPT dans l’empreinte du remblai, 1 sondage pressiométrique au centre de chaque réservoir, et 1 sonic logging test au centre de chaque réservoir (Figure 1). Des essais en laboratoire complets (identification des matériaux, essais de cisaillement, colonnes résonantes, etc...) ont complété ces investigations. La lithologie sous la mer, avant réalisation du remblai, est une succession de couches sableuses dont la densité augmente avec la profondeur. Afin de limiter le risque de liquéfaction, il a été décidé de draguer les couches de caractéristiques les plus faibles, sur 6 à 7 m de profondeur. Les caractéristiques géotechniques retenues pour ce projet sont récapitulées dans les tableaux 1 et 2.

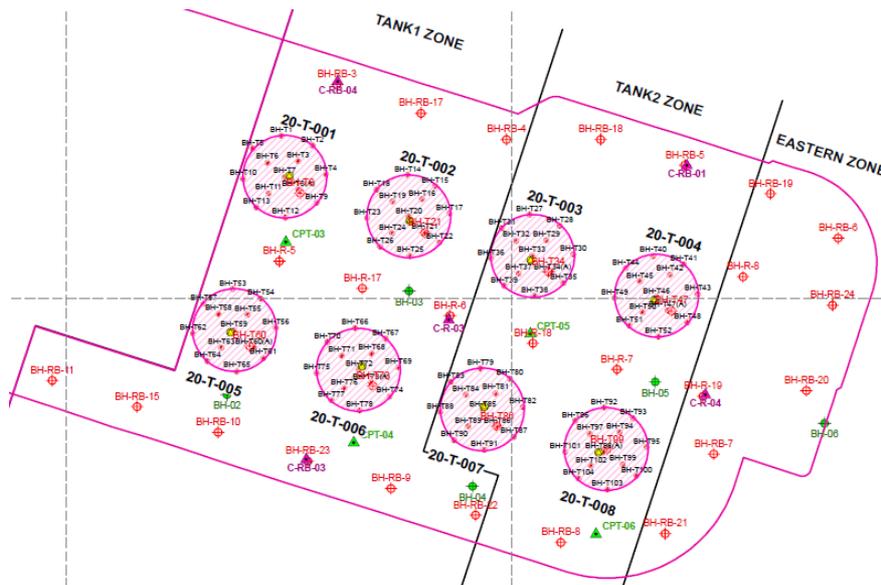


Figure 1. Vue en plan et position des investigations réalisées

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du projet

Formation	Toit (mACD)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$E_{50}$ (MPa)	$\nu$ (-)
Dry Fill	7,50	17,1	20,8	35	0	35	0,30
Wet fill 1	2,70	/	20,8	33	0	45	0,30
Wet fill 2	-3,80	/	20,8	33	0	55	0,30
MSD	-13,50	/	19,0	34	0	30	0,30
DSD	-19,00	/	20,0	37	0	50	0,30
VSD1	-23,80	/	21,0	40	0	90	0,30
VSD2	-44,00	/	21,0	40	0	130	0,30
Bedrock	-71,60	/	20,0	(Elastic)	(Elastic)	500	0,30

Tableau 2. Caractéristiques dynamiques des sols

Formation	Toit (mACD)	$V_{s,min}$ (m/s)	$V_{s,range}$ (m/s)	$G_{0,min}$ (MPa)	$G_{0,range}$ (MPa)	$E_{0,min}$ (MPa)	$\nu_{dyn}$ (-)
Dry Fill	7,50	193	193 – 264	79	79 – 148	205	0,30
Wet fill 1	2,70	264	264 – 267	148	148 – 151	384	0,48
Wet fill 2	-3,80	267	267 – 271	151	151 – 157	393	0,48
MSD	-13,50	260	260 – 275	131	131 – 154	340	0,48
DSD	-19,00	275	275 – 330	154	154 – 233	401	0,48
VSD1	-23,80	330	330 – 395	233	233 – 334	606	0,48
VSD2	-44,00	395	395 – 399	334	334 – 341	868	0,48
Bedrock	-71,60	880	/	/	/	/	0,38

Les sonic logging tests ont permis de définir les caractéristiques dynamiques des sols, qui seront utilisées lors des calculs sous séisme. Les essais de colonnes résonantes ont également permis de définir pour chaque couche des courbes de dégradation, qui seront utilisées lors de l'analyse de réponse de site. Les modules dégradés obtenus à l'issue de l'analyse de réponse de site seront utilisés également dans les calculs dynamiques.

### 3. Solution retenue

La solution retenue pour les fondations de ce projet consiste en la réalisation d'inclusions rigides à la tarière creuse, de diamètre 0,8 m, non armées, avec un maillage de 2,80 x 2,80 m au centre du réservoir, et 2,40 x 2,40 m en périphérie (Figure 2).

Les inclusions seront ancrées de 1 m dans la couche de sable dense (DSD). Les inclusions rigides sont surmontées d'un matelas de 2 m d'épaisseur, de paramètres de cisaillement  $\phi' = 38^\circ$ ,  $c' = 0$  kPa, et de module d'Young  $E = 60$  MPa.

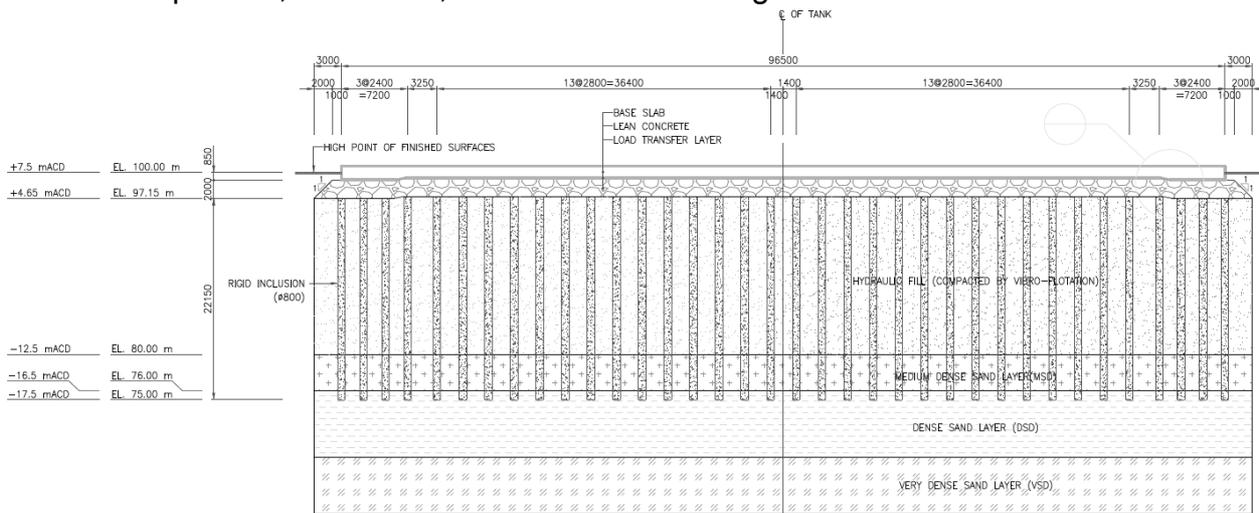


Figure 2. Vue en profil des inclusions rigides sous l'un des réservoirs.

### 4. Vérification de la stabilité de la structure

La démarche de dimensionnement consiste dans un premier temps à estimer si les inclusions jouent un rôle vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage, et relèvent donc du domaine 1 (nécessaire à la capacité portante) ou du domaine 2 (non nécessaire) au sens d'ASIRI. La capacité portante de l'ouvrage est tout d'abord étudiée, à l'échelle globale (structure du réservoir dans son ensemble) et à l'échelle locale (capacité portante sous les voiles périphériques). Une étude de la stabilité globale des réservoirs est par ailleurs menée. Les vérifications sont menées à l'aide du logiciel Talren développé par Terrasol, en utilisant un calcul à la rupture, et en considérant une approche 1 au sens de l'Eurocode 7 (imposée par le marché). Les calculs, menés sans inclusions, permettent de vérifier que la capacité portante du réservoir (Figure 3) ainsi que la stabilité globale (Figure 4) sont assurées en l'absence de renforcement de sols, aussi bien en conditions statiques que sismiques. Les inclusions rigides ne jouent donc aucun rôle vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage, et leur dimensionnement sera donc régi uniquement par le respect des critères de tassement imposé par le marché.

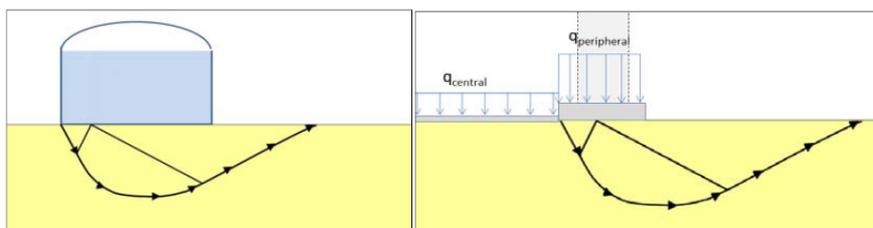


Figure 3. Vérification de la capacité portante à l'échelle du réservoir et à l'échelle locale.

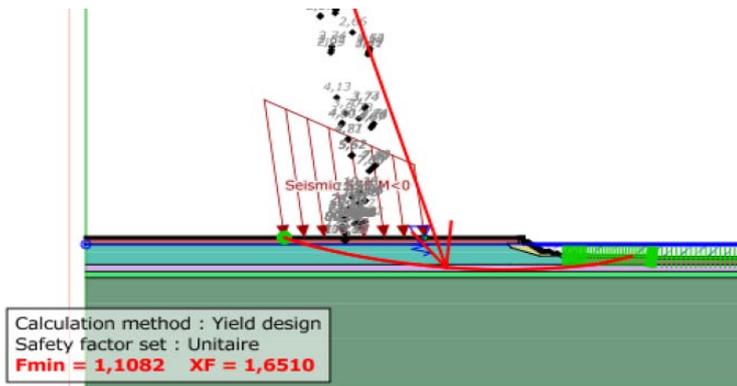


Figure 4. Vérification de la stabilité globale (cas sismique) – Modèle Talren

Une vérification au glissement est également menée en conditions sismiques. La combinaison défavorable imposée par le marché correspond à vérifier le glissement en appliquant 100% de l'effort horizontal, combiné à une réduction de 40% de l'effort vertical. Les calculs ont montré que la condition de non-glissement était vérifiée avec un coefficient de sécurité suffisant (sécurité  $F > 1,5$  pour le cas OBE,  $> 1,0$  pour le cas SSE).

## 5. Déplacements irréversibles

Dans le cadre des études, il a été possible de montrer que toutes les vérifications de stabilité (capacité portante, stabilité globale et glissement) pouvaient être vérifiées avec un coefficient de sécurité suffisant. À noter que les coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$  pris en compte dans ces vérifications ont été calculés en considérant un coefficient  $r = 1$ , correspondant à la situation de non-déplacement au sens de l'Eurocode 8. Le calcul des déplacements irréversibles sous sollicitations sismiques n'est donc pas nécessaire.

## 6. Justification sous chargement statique

### 6.1. Modèle de cellule élémentaire et monolithe équivalent

Afin d'évaluer les tassements sous le réservoir, et plutôt que d'utiliser un modèle 3D complexe et coûteux en terme de temps de calcul, une approche simplifiée a été choisie, basée sur les recommandations ASIRI, en considérant un modèle de cellule élémentaire permettant ensuite de modéliser le renforcement de sols par un monolithe équivalent.

Le principe de la cellule élémentaire est de ne modéliser qu'une maille correspondant à une inclusion et au sol l'entourant. On cherche alors à déterminer la raideur de cette maille, pour ne modéliser ensuite les renforcements de sols qu'à l'aide d'un monolithe équivalent de même raideur. La raideur pour un maillage donné est estimée avec le module Taspie+ du logiciel Foxta, en adoptant une loi de mobilisation t-z adaptée aux conditions statiques.

Pour passer à l'échelle du réservoir, un modèle simplifié axisymétrique est alors réalisé sous Plaxis 2D, avec des monolithes équivalents de raideurs correspondant à celles calculées via le modèle de cellules élémentaires (Figure 5). Deux maillages différents étant considérés, au centre et en périphérie, deux monolithes équivalents ont donc été introduits dans le calcul aux éléments finis. Ce modèle simplifié a ainsi permis d'estimer les tassements sous le radier du réservoir (Figure 6) pour les différents cas de charge considérés (tank vide, hydro-test, déchargement, rechargement avec GNL). Ces tassements respectent bien le critère de tassement différentiel imposé par le client, à savoir 1/300 (critère défini entre le bord et le centre du réservoir).

Les justifications structurelles (justification des efforts dans les inclusions sans ferrailage) ainsi que le non-poinçonnement du matelas ont également été vérifiés en suivant les recommandations ASIRI.

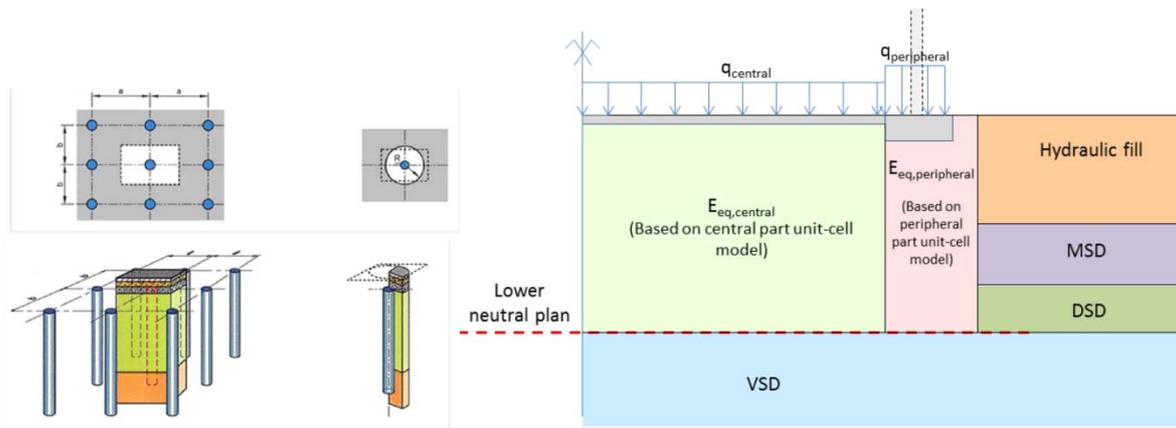


Figure 5. Cellule élémentaire Taspie+ et modèle Plaxis avec monolithes équivalents

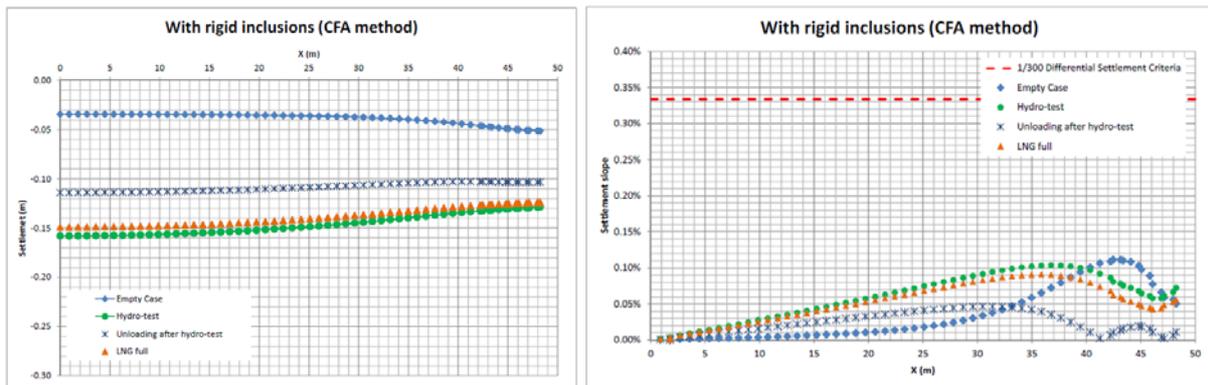


Figure 6. Tassements estimés sous le réservoir pour les différents cas de charge

## 6.2. Analyse de sensibilité

A la demande du Maître d'Ouvrage, une analyse de sensibilité a également été réalisée, afin de vérifier l'influence sur les tassements différentiels d'une part d'une variation du niveau supérieur de la couche d'ancrage, d'autre part d'une variation des paramètres de sols (dégradation de 30 % des modules ou amélioration de 50% des modules), et enfin d'une variation de raideurs sous l'empreinte du réservoir (cas d'une dégradation de module de 30 % sur la moitié du réservoir uniquement, par exemple). Pour ce dernier cas, l'utilisation d'un modèle axisymétrique ne permettant pas de modéliser une variation de raideur sur une moitié de réservoir, nous avons eu recours à un modèle éléments finis 3D utilisant 4 monolithes équivalents (centre/périphérie, et module intact/dégradé).

Cette analyse de sensibilité a permis de vérifier que les tassements différentiels étaient respectés malgré ces variations de paramètres (une réduction de 30 % des modules conduisant à une augmentation de seulement 15 à 20 % des tassements). Une analyse comparative a également permis de montrer que les critères n'auraient pas été vérifiés dans le cas d'une solution de fondation sans renforcements par inclusions rigides, soulignant ainsi l'intérêt de la solution inclusions rigides pour réduire les aléas géotechniques.

## 7. Justification sous chargement sismique et démarche ISS

La réponse de l'ensemble {sol+structure} est déterminée par application du principe de superposition. L'analyse cinématique permet d'abord de déterminer l'action sismique appliquée à la base de la structure (spectre de réponse) ainsi que la déformée en champ libre impactant les inclusions rigides sur leur longueur. La démarche générale d'interaction sol-structure consiste ensuite à estimer les raideurs dynamiques (impédances) qui, combinées à l'action sismique, permettent à l'ingénieur structure, par une analyse structurelle, de déterminer les descentes de charges inertielles. Les interactions inertielles

tiennent compte des recommandations AFPS et du fascicule C251 des Techniques de l'Ingénieur. La justification des inclusions est enfin menée en combinant les effets inertiels et cinématiques.

### 7.1. Spectre de réponse et déformée en champ libre

L'influence des inclusions sur l'effet cinématique a été estimée en s'appuyant sur les travaux de (Hashin, 1983) et (Guegin, 2014). Compte tenu du grand nombre d'inclusions (> 1000), le volume de sol renforcé peut être assimilé à un milieu équivalent avec des caractéristiques homogènes. La procédure d'homogénéisation est particulièrement bien adaptée dans un tel contexte, car elle suppose que la cellule élémentaire (1 colonne + 1 volume de sol associé) est reproduite indéfiniment. On peut alors montrer que l'influence des inclusions sur l'effet cinématique peut être négligée, autrement dit que les modules de cisaillement dynamiques peuvent être déduits directement d'une analyse de réponse de site en « champ libre », en négligeant la présence des inclusions. Cette vérification a été réalisée avec l'appui d'AP Consultant.

L'analyse de réponse de site en champ libre a été effectuée à l'aide du logiciel SHAKE 2000. Les données d'entrée principales pour le calcul sont les spectres de calcul (outcrop) et accélérogrammes de référence au rocher fournis par une étude spécifique (réalisée par FUGRO), le profil des vitesses de propagation en cisaillement  $v_s$ , ainsi que les courbes de dégradation des matériaux.

Pour chacun des 3 accélérogrammes de référence transmis, et pour chaque direction horizontale (Nord et Est), l'accélération ainsi que le niveau de déformation sont calculés à différentes profondeurs. Par ailleurs, 3 jeux de paramètres de modules de cisaillement ont été pris en compte ( $0,66 G_0$  = lower bound,  $G_0$  = best estimate,  $1,5 G_0$  = upper bound) afin de tenir compte de la variabilité des paramètres de sol. On obtient alors  $3 \times 3 = 9$  accélérogrammes pour chaque période de retour considérée et pour chaque direction horizontale. Pour chacun des 9 calculs, on obtient, pour chacune des couches du modèle, la valeur des modules de cisaillement et d'amortissement qui sont cette fois compatibles avec le niveau de déformation. L'analyse de réponse de site permet ensuite d'établir, à partir des spectres de réponse obtenus (Figure 7), un spectre de réponse en surface moyen qui est ensuite transmis à l'ingénieur structure pour le calcul des efforts inertiels.

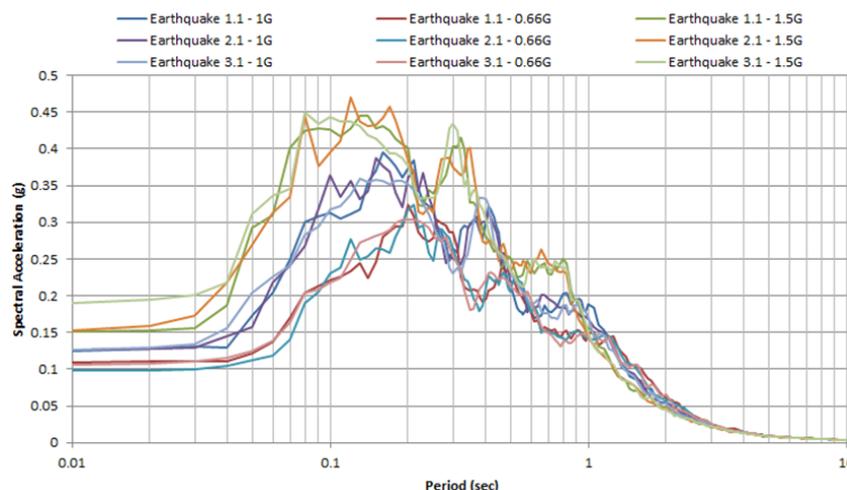


Figure 7. Spectres de réponse résultant de l'analyse de réponse de site dans la direction Nord

L'analyse de réponse en champ libre permet également de déterminer la déformée horizontale  $g(z)$  cinématique à prendre en compte pour la justification structurelle des inclusions. La déformée est calculée selon la méthode de Madéra. La méthode consiste à déterminer la période équivalente du premier mode de vibration du profil multicouche pour apprécier le déplacement relatif au niveau du sol, et à évaluer la forme de la déformée du

profil correspondant à ce mode fondamental. Pour l'application de la méthode, les résultats de l'analyse de réponse de site sont utilisés : le module de cisaillement de chaque couche est calé sur la moyenne géométrique des modules dégradés obtenus dans l'analyse de réponse de site (modules compatibles avec le niveau de déformation).

## 7.2. Calcul des impédances

Puisqu'il a pu être démontré que la présence des inclusions n'influencerait pas la réponse en champ libre du site, il est admis de négliger la contribution des inclusions pour les modes horizontaux et pour les modes de torsion. En revanche, les inclusions augmentent la raideur dans la direction verticale, et modifient les impédances pour les modes de translation verticale et pour les modes de basculement.

Pour estimer la raideur dynamique d'une maille {sol + inclusion} dans la direction verticale, une cellule élémentaire dynamique est modélisée, en utilisant cette fois une loi t-z adaptée aux conditions dynamiques. Le calcul, similaire à celui mené en conditions statiques, est mené avec Taspie+ et permet d'obtenir un module d'Young équivalent dynamique de la zone renforcée par inclusions (Figure 8).

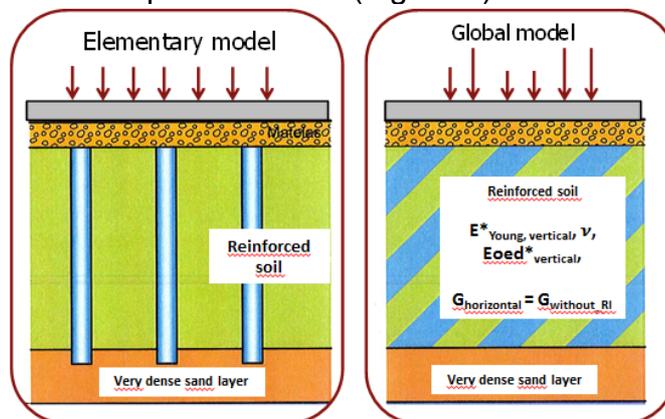


Figure 8 : Schéma de principe distinguant les modes horizontaux et verticaux

Les impédances sont alors calculées avec le programme SASSI en distinguant 2 cas :

- pour les modes horizontaux et pour les modes de torsion, le paramètre principal est le module de cisaillement non dégradé (influence des inclusions négligée).
- pour les modes verticaux et de basculement, le paramètre principal est le module d'Young équivalent dynamique prenant en compte l'influence des inclusions.

## 7.3. Résultats du modèle structure

Afin de déterminer la déformée « inertielle », un modèle 3D est établi. Les descentes de charge dynamiques inertielles sont introduites au niveau du radier des réservoirs.

Comme indiqué plus haut, le comportement en vertical est modifié par la présence d'inclusions tandis que pour le comportement en horizontal, l'influence des inclusions peut être négligée. Cela induit un comportement anisotrope du massif renforcé sous sollicitations sismiques. Pour ce calcul, il a fallu adapter les lois de comportement « Joint Rock » existantes dans le logiciel Plaxis, conçues initialement pour des matériaux rocheux avec plusieurs plans de fracturation et pour des analyses en grande déformations, en le calant sur les résultats obtenus par analyse de réponse de site. Dans la zone renforcée par inclusions, les déformations sont régies par les modules de cisaillement non dégradés dans la direction horizontale, et par le module d'Young équivalent dynamique, dérivés de la cellule élémentaire dynamique, dans la direction verticale.

Sous l'effet des efforts inertiels sismiques, on obtient comme résultat du calcul 3D la déformée horizontale  $g^*(z)$  inertielle, variable selon les coordonnées X et Y de l'inclusion considérée et induisant des efforts dans les inclusions (Figure 9).

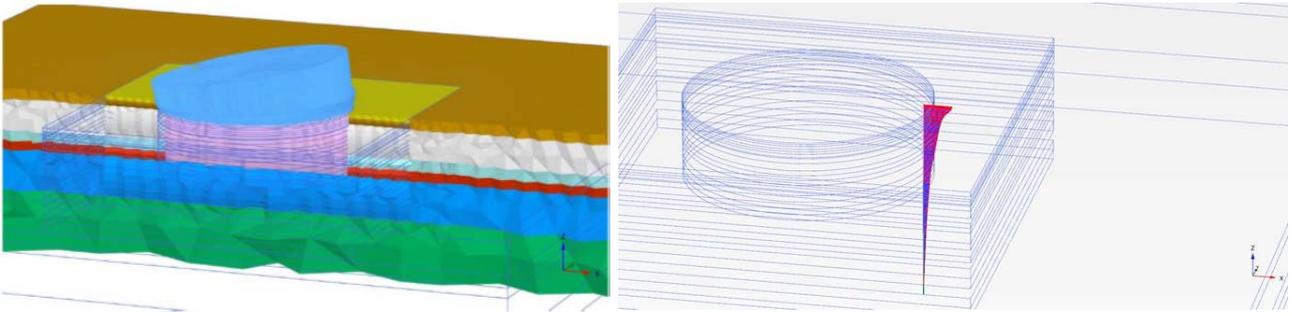


Figure 9. Plaxis 3D - Descentes de charge inertielles et déformée inertielle en bord de réservoir

#### 7.4. Justification des inclusions – Combinaison des effets cinématiques et inertiels

Pour la justification structurelle des inclusions, on compare les efforts (moments, efforts tranchants) résultant de l'application de la déformée  $g^*(z)$  inertielle seule, de la déformée  $g(z)$  cinématique seule et de l'effet cumulé des deux. Dans ce dernier cas, on applique les principes suivants, issus des recommandations AFPS :

- si la fréquence propre de la structure est 1,2 fois supérieure à la fréquence propre du sol renforcé, la formule suivante est appliquée (somme quadratique) :

$$g_{tot}(z) = \sqrt{(g(z))^2 + (g^*(z))^2} \quad (1)$$

- sinon (fréquences propres du sol et de la structure similaires), on somme les deux déformées.

La justification structurelle est alors menée selon les recommandations ASIRI, en retenant la configuration la plus défavorable.

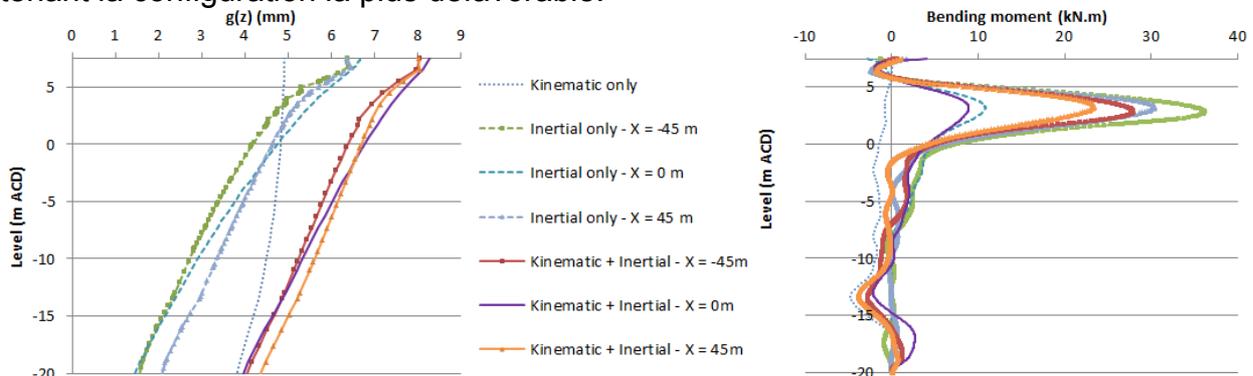


Figure 10. Combinaisons des effets inertiels et cinématiques, et moments dans les inclusions

## 8. Conclusion

Pour ce projet, il a été possible de démontrer que la solution innovante de fondations de réservoirs sur inclusions rigides était techniquement et économiquement intéressante. L'apport d'ASIRI est ici essentiel puisque l'ensemble des critères de déformations très stricts imposés par le marché ont pu être vérifiés en suivant les principes de dimensionnement détaillés dans les recommandations, en s'appuyant sur des méthodes semi-analytiques. Le référentiel ASIRI a ainsi pu s'imposer dans un contexte de projet Oil & Gas pourtant orienté historiquement sur des référentiels British Standard ou ACI.

## 9. Références bibliographiques

- Gueguin M. (2014). Approche par une méthode d'homogénéisation du comportement des ouvrages en sols renforcés par colonnes ou tranchées. Thèse, Université Paris-Est.  
 Hashin Z. (1983). Analysis of composite materials. Journal of Applied Mechanics, ASME, vol. 50, pp. 481-505.