



Amélioration des Sols par Inclusions Rigides

Opération du Réseau Génie Civil et Urbain

PROJET NATIONAL ASIRI

Tranche 4

Modélisation continue : Chargement d'inclusions isolées

M. NUNEZ, D. DIAS

**Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie de l'Environnement (LGCIE),
INSA de Lyon**

B. ALVES DOS SANTOS, B. SIMON

Terrasol

Juillet 2010

A.S.I.RI / FICHE SIGNALÉTIQUE

TITRE : A.S.I.RI. – TRANCHE 4 – THEME 4 : RAPPORT FINAL
RAPPORT N° :
DATE D'ÉTABLISSEMENT : JUILLET 2010
AUTEURS : NUNEZ, DIAS, ALVES DOS SANTOS, SIMON
ORGANISMES CHARGES DE L'ACTION : INSA DE LYON
THEME DE RATTACHEMENT : 4
LETTRE DE COMMANDE : LC10 ASI 100

Sommaire

PROPOSITION SCIENTIFIQUE	4
INTRODUCTION	5
SAINT OUEN L'AUMONE.....	6
1 ESSAI DE CHARGEMENT.....	6
2 MODELISATION DE L'ESSAI.....	9
3 CONCLUSIONS.....	19
CHELLES	20
1 ESSAIS DE CHARGEMENT	20
2 MODELISATION DE L'ESSAI.....	22
3 CONCLUSIONS.....	35
REIMS	36
1 ESSAIS DE CHARGEMENT	36
2 MODELISATION DE L'ESSAI.....	38
3 CONCLUSIONS.....	49
CONCLUSIONS GENERALES	51
BIBLIOGRAPHIE	52
ANNEXE 1	53
ANNEXE 2	54

Proposition scientifique

Dans le cadre du projet national A.S.I.Ri., des essais de chargements sur inclusions isolées ont été effectués sur les sites de St Ouen l'Aumône, de Chelles et de Reims. Les essais de St Ouen l'Aumône et de Chelles font partie des expérimentations en vraie grandeur du PN ASIRi. Les essais de Reims s'intègrent dans le projet autoroutier du contournement sud de Reims. Tous les essais ont été réalisés par le LCPC.

Ces essais ont permis l'apport d'informations pour modéliser finement les essais de chargement d'inclusions isolées. Ces modélisations ont été effectuées en calant le modèle numérique sur les expérimentations. L'étude présentée dans ce document se focalise particulièrement sur les paramètres, à introduire dans les modélisations continues, nécessaires pour reproduire correctement les effets de pointe et de frottement des inclusions. Le document comprend une description des essais de chargement, du cadre géotechnique et des modélisations de chaque site. Les modèles développés seront comparés à des approches utilisant les caractéristiques pressiométriques mesurées in-situ et des lois de mobilisation du frottement de type Frank&Zhao. La confrontation des résultats est présentée. Des conclusions sont introduites à partir de ces confrontations.

Introduction

La réalisation des essais de chargement permet de comprendre le comportement individuel d'une inclusion. Le comportement relevé sur ces essais ne prend pas en compte l'effet de groupe entre inclusions cependant il est un indicateur du comportement du réseau. Pour vérifier cette hypothèse, des confrontations ont été réalisées entre le comportement de l'inclusion isolée et les enregistrements réalisés sur des expérimentations en vraie grandeur. La bonne concordance observée confirme la pertinence de l'approche proposée.

Ces résultats suggèrent que la modélisation d'un réseau d'inclusions nécessite, avant tout, de reproduire numériquement l'essai de chargement. Cette démarche permet de vérifier que les paramètres définissant l'interaction sol-inclusion sont fiables. Pour ce faire, une étude réalisée autour des essais de trois sites expérimentaux est présentée. L'objectif est de définir le frottement limite de l'inclusion et sa résistance en pointe, et par la suite, de les vérifier en faisant des confrontations avec des approches analytiques.

L'analyse de chaque site est divisée en trois parties. Dans un premier temps, une description des essais de chargement est effectuée. Elle est suivie par la présentation des modélisations numériques réalisées à partir de cellules élémentaires, puis par l'application d'une approche analytique et par l'analyse des résultats. Cette étude se finalise par des conclusions sur la méthodologie d'analyse des essais et le comportement des inclusions isolées.

Saint Ouen l'Aumône

1 Essai de chargement

Deux essais de chargement axial ont été réalisés sur le site de Saint Ouen l'Aumône (95). Les inclusions testées ont été réalisées avec deux techniques différentes, avec ou sans refoulement du sol environnant. Leur longueur est de 6.5m et leur diamètre est de 0.42m. Elles étaient équipées d'un extensomètre amovible. Ce dernier permet de mesurer la distribution des efforts à différentes profondeurs.

D'après les campagnes de reconnaissance, la longueur des inclusions n'est pas suffisante pour atteindre la couche raide nécessaire pour un bon ancrage. Selon les sondages disponibles, la couche en question se trouverait à une profondeur entre 8m et 10m. Le faible effort en pointe mesuré lors de l'essai confirme cette observation. Les inclusions testées sont donc des « inclusions flottantes ».

La Figure 1 et la Figure 2 montrent les relations caractéristiques entre l'enfoncement de la tête des inclusions sous la charge, ainsi que la distribution des efforts le long des inclusions.

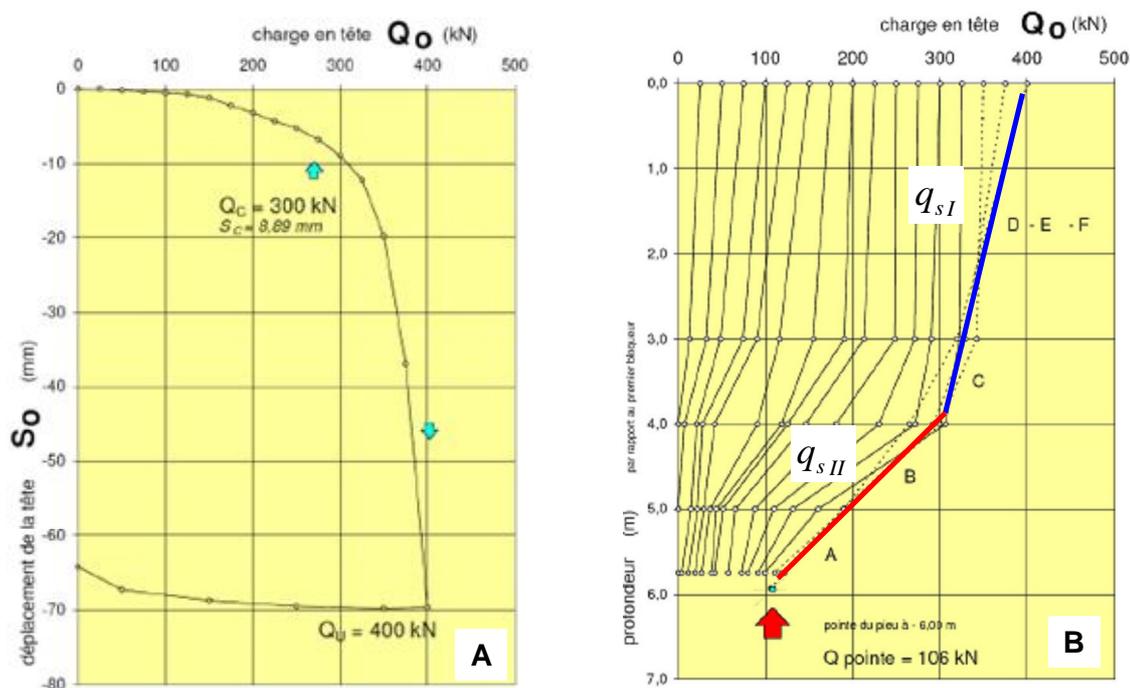


Figure 1. Inclusion non refoulante. [A] Charge limite et de fluage. [B] Distribution des efforts les long du fût.

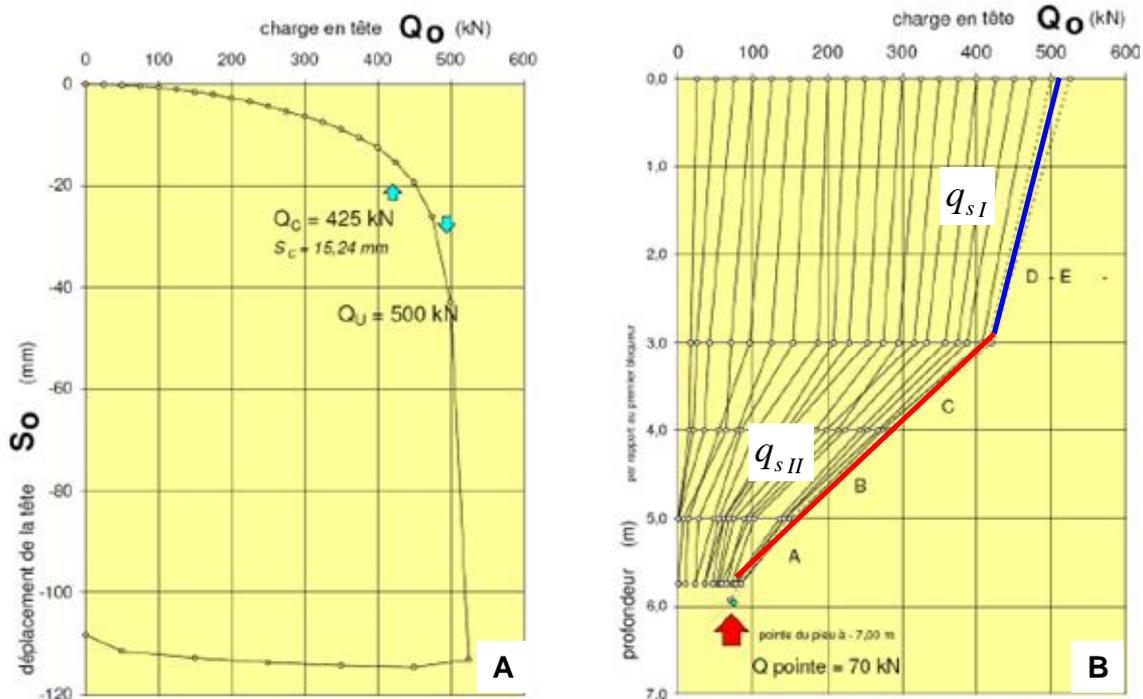


Figure 2. Inclusion refoulante. [A] Charge limite et de fluage. [B] Distribution des efforts le long du fût.

Les capacités portantes mesurées sont de 400 kN et 500 kN pour l'inclusion non refoulante et refoulante respectivement [ROCHER-LACOSTE06]. Le frottement latéral mobilisé est supérieur pour l'inclusion refoulante. Les valeurs annoncées des efforts de rupture en pointe correspondent aux valeurs enregistrées à quelques dizaines de centimètres au dessus de la pointe de l'inclusion. Les efforts en pointe de l'essai ont été donc corrigés pour tenir compte de cette différence. La correction se fait en soustrayant le frottement enregistré sur la dernière portion de l'inclusion. Après correction, les efforts de rupture en pointe sont de 59kN ($\sigma = 425$ kPa) et de 20 kN ($\sigma = 144$ kPa) pour l'inclusion non refoulante et l'inclusion refoulante respectivement.

Ces résultats sont cohérents si l'on part du principe que les inclusions refoulantes offrent une portance plus importante que les inclusions conventionnelles. En revanche, les essais montrent un effort en pointe plus important sur l'inclusion non refoulante, ce qui semble contradictoire. Le caractère hétérogène des terrains peut être à l'origine de cette irrégularité ; il n'est pas impossible de trouver des lentilles plus ou moins vaseuses sous la pointe de l'inclusion.

D'après la Figure 1B, le frottement (q_s) n'est pas constant sur toute la longueur de l'inclusion, la distribution des efforts suggère deux valeurs différentes pour (q_s), une qui s'exerce sur les premiers 4m du fût, et une autre entre 4m et la pointe de l'inclusion. A partir de cette simplification, les valeurs du frottement limite de l'inclusion non refoulante seront de $q_{sI} = 18.9kPa$ et $q_{sII} = 58.8kPa$.

D'après la Figure 2B il est possible de constater que la première couche frottante identifiée sur l'inclusion non-refoulante, s'arrête nettement à une profondeur de 3m, au-dessous, le frottement est quasi constant jusqu'à la pointe de l'inclusion. Les valeurs limites du frottement le long de l'inclusion refoulante seront $q_{sI} = 25.3kPa$ et $q_{sII} = 75.8kPa$. Ces valeurs sont supérieures à celles sans refoulement.

Les valeurs de frottement sont plus faibles dans les niveaux supérieurs pour les deux inclusions. Ce résultat va à l'encontre de la meilleure résistance des terrains en surface, bien confirmée par les

pénétrètres PS1 et PS2 réalisés à proximité de chaque essai (Figure 3). Ce point demeure non élucidé, malgré ce désaccord les valeurs obtenues avec les essais de chargement sont retenues pour la suite de cette étude.

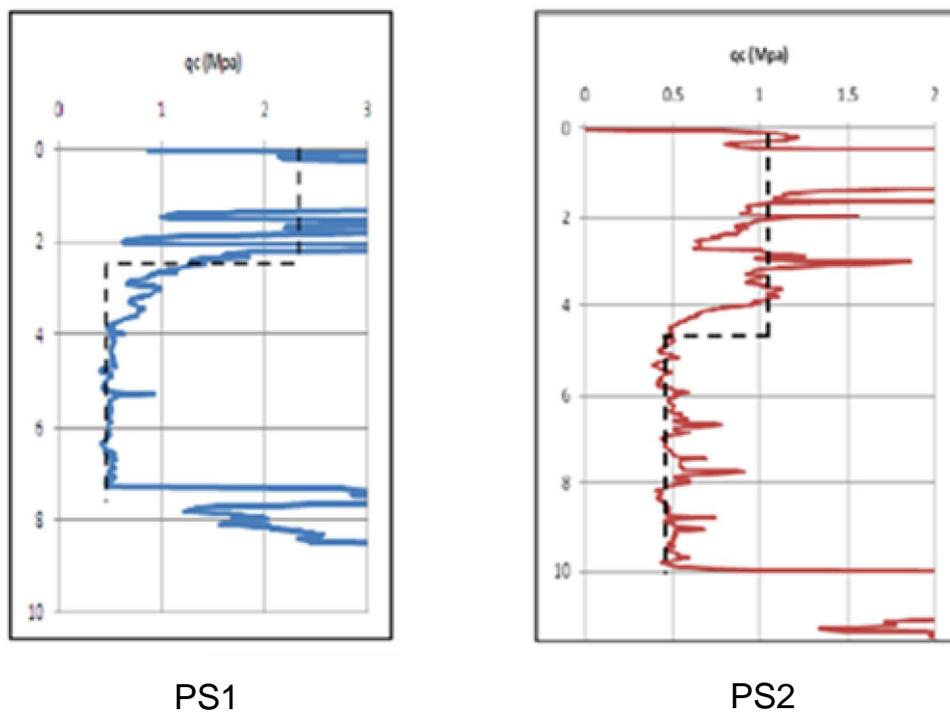


Figure 3. Pénétrètres statiques réalisés à proximité des essais de chargement.

2 Modélisation de l'essai

2.1 Données géologiques et géotechniques

2.1.1 Couche compressible : Alluvions modernes

L'horizon compressible identifié sur le site est composé de sols d'origine alluvionnaire. Les sondages montrent l'évolution de l'épaisseur de cet horizon dans la direction sud-nord, c'est-à-dire, en se rapprochant du fleuve. Une augmentation de l'épaisseur des dépôts alluvionnaires à l'est de l'expérimentation est observée, elle serait causée par un ancien affluent de l'Oise. Cependant, ces évolutions sont considérées négligeables au droit des essais de chargement.

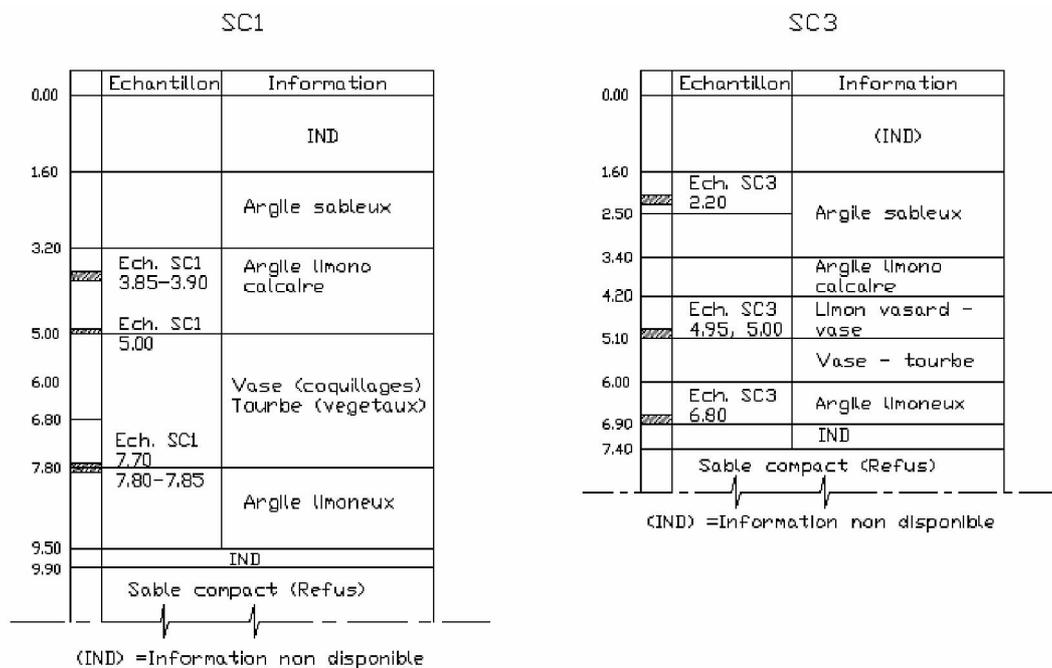


Figure 4. Sondages carottés. Position des échantillons prélevés pour essais en laboratoire.

La caractérisation des alluvions modernes a été réalisée à partir d'échantillons intacts prélevés sur les deux sondages carottés réalisés autour du site expérimental (Figure 4). Ces échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs. Des essais oedométriques ont été réalisés sur ces échantillons. Sur les carottes prélevées, on peut observer des séquences argilo-sableuses et argilo-limoneuses avec faibles passages vaseux et tourbeux. Cette alternance de couches montre bien la présence d'un horizon alluvionnaire fortement hétérogène.

Les caractéristiques mécaniques des terrains ont été obtenues par l'analyse des essais oedométriques. Les critères pour évaluer les échantillons étaient la profondeur, la pression de préconsolidation (σ'_p), les caractéristiques physiques (w (%), γ_s , γ) et le facteur $\frac{C_c}{1+e_0}$, indicateur de la compressibilité.

Quatre sous couches principales ont été identifiées dans les alluvions modernes. A partir de l'indicateur de compressibilité, on identifie une seule couche très compressible correspondant au passage vaseux qui présente des valeurs de $\frac{Cc}{1+e_0} \approx 0.4$. D'autre part, les pressions de surconsolidation confirment la présence d'une croûte d'argiles surconsolidées en surface d'environ 2.5m d'épaisseur. La présence de cette couche est justifiée par les fluctuations de la nappe phréatique.

2.1.2 Couche d'ancrage : Sables de Cuise

Le premier horizon présentant de bonnes caractéristiques mécaniques est formé par les Sables de Cuise. Les inclusions des plots expérimentaux du site sont posées ou ancrées sur cette couche. Par contre, les inclusions des essais de chargement s'arrêtent avant de l'atteindre. Par conséquent, aucune modélisation visant à reproduire le comportement des ancrages ne sera réalisée sur ce site. Cependant, la couche des Sables de Cuise est introduite dans nos modèles pour assurer la cohérence du profil géologique. Les caractéristiques mécaniques de cette couche ont été déterminées à partir des données pressiométriques.

2.2 Bilan géotechnique

L'ensemble des sondages et essais permet de reconnaître trois types de sols : les remblais, les alluvions et les sables de Cuise. Les sables de Cuise et les remblais historiques sont bien évidents et assez homogènes dans tous les sondages. Dans cette étude, les remblais historiques ont été considérés comme une couche unique (A1). Le toit des sables de Cuise (A6) détermine la limite inférieure du modèle géologique. Les alluvions compressibles ont été découpées en quatre sous couches (A2-A5) classées selon leur nature, matrice principale et secondaire et leurs caractéristiques mécaniques. Le Tableau 1 résume les terrains à retenir au droit des plots expérimentaux. Le Tableau 2 présente la synthèse des caractéristiques mécaniques de chaque sous-couche.

Tableau 1. Horizons au droit des plots expérimentaux.

Nomenclature	Type de sol	Compressibilité
A1	Remblais divers	Peu compressible
A2	Argile limoneux - sableux	Peu compressible
A3	Argile limono calcaire	Compressible
A4	Limon vasard - vase	Très Compressible
A5	Argile limoneux	Compressible
A6	Sables de Cuise	Non compressible

Tableau 2. Caractéristiques mécaniques des sols.

Couches	A1	A2	A3	A4	A5	A6
γ [kN/m ³]	20	21.1	15.2	10.2	16.4	20.0
$\frac{C_c}{1+e_0}$	-	0.07	0.19	0.4	0.2	-
C_c [-]	-	0.09	0.49	1.68	0.43	-
C_s [-]	-	0.01	0.03	0.29	0.06	-
e_0 [-]	-	0.35	1.57	3.24	1.15	-
E [MPa]	20.7	-	-	-	-	52.5
ν [-]	0.3	-	-	-	-	0.3
ϕ [°]	34	34	34	23	25	36
c' [kPa]	14	10	0	2.5	5	10
ψ' [°]	4	-	-	-	-	6
σ'_p [kPa]	-	80	70	60	90	-

2.3 Interaction sol - inclusion

L'étude de l'interaction sol-inclusion se fait à partir des essais de chargement. D'après les données géotechniques, les deux inclusions testées sont flottantes, c'est à dire, qu'elles sont arrêtées dans un horizon peu résistant. En raison de cette similitude, on a étudié seulement une des inclusions. Comme l'effet du refoulement sur le sol est une incertitude, on a choisi de modéliser l'inclusion sans refoulement.

Dans toutes les simulations, nous avons adopté 10 nœuds pour la discrétisation horizontale de la tête de l'inclusion, une distance de 15D pour l'extension latérale du maillage (D étant le diamètre de l'inclusion) et 10D en dessous de la pointe du pieu.

Mestat [MESTAT97] lors d'une étude sur les maillages éléments finis a proposé un nombre de nœuds identique pour la discrétisation horizontale de la tête de l'inclusion et des dimensions plus importantes. Il conseille de prendre 2x(L : longueur du pieu) comme limite latérale et 3xL comme limite verticale inférieure dans un modèle éléments finis. Dans son étude, Mestat conseille ces limites minimales afin que l'essai de chargement n'induisse pas d'impact sur les frontières du modèle (déplacement vertical nul sur les frontières verticales). Dans notre cas, nous nous sommes focalisés sur la réponse effort/déplacement du pieu lors d'un essai de chargement ce qui explique les différences obtenues avec l'étude de Mestat. L'étude de l'influence de la densité du maillage, des dimensions du modèle et des différentes interfaces sol/inclusion est présentée dans l'Annexe 2.

2.3.1 Frottement limite

Les valeurs de frottement limite déterminées dans le paragraphe §1 ont été testées sur des modèles numériques simulant les essais de chargement. Les modèles ont été réalisés à l'aide du code de calcul Plaxis [BRINKGREVE03], ils reproduisent la procédure de l'essai réel, c'est-à-dire, chargement axial jusqu'à la rupture d'une inclusion positionnée sur le profil géologique du site. Le déplacement de l'inclusion en fonction du chargement est enregistré, ainsi que la distribution des efforts le long de son axe. La Figure 5 présente le schéma du modèle. La modélisation est réalisée en deux dimensions avec symétrie de révolution, des interfaces ont été posées entre les sols et les inclusions. Les lois de comportement élastique linéaire, Soft soil model, et élastique linéaire avec plasticité parfaite et critère de Mohr Coulomb ont été utilisées. La première est utilisée pour simuler les inclusions, la deuxième pour les sols mous et la troisième pour les sols compacts. Les déplacements à la base du modèle et les déplacements horizontaux aux axes de symétrie sont bloqués.

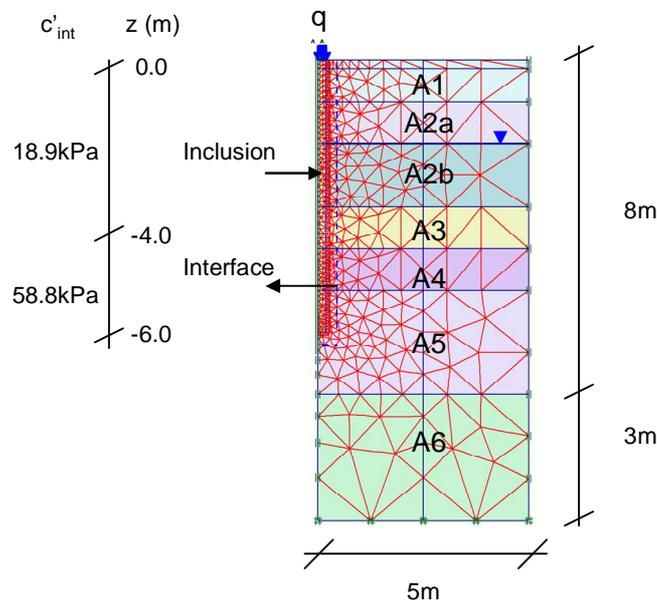


Figure 5. Modèle numérique pour simuler l'essai de chargement.

Dans un premier temps, un modèle dit de référence est étudié. Sur ce modèle, le frottement limite a été fixé au moyen de deux interfaces différentes sur deux sections le long de l'inclusion. Les valeurs adoptées sont présentées sur le schéma de la Figure 5 et correspondent aux valeurs de q_s déterminées expérimentalement pour une inclusion non-refoulante (§ 1). Le chargement axial de l'inclusion a été mené jusqu'à atteindre les valeurs de rupture expérimentales, c'est à dire, jusqu'à atteindre un déplacement équivalent à 10% du diamètre de l'inclusion.

Les courbes $Q(z)$ de la Figure 6 représentent la contrainte axiale le long de l'inclusion à l'état final du calcul. La courbe $Q_{b(z)}$ correspond aux efforts axiaux relevés le long de l'inclusion à la fin du chargement. L'effort relevé en tête $Q_{p(0)}$ diminue en profondeur en raison du déchargement généré par le frottement mobilisé. Ceci est représenté par la courbe $Q_{s(z)}$. Les valeurs obtenues numériquement sont confrontées aux valeurs obtenues expérimentalement. On note que sur les 4 premiers mètres, le modèle numérique reproduit bien le frottement le long du fût. Le déchargement de l'inclusion est le même sur cette partie, en revanche, un écart important est présent sur les 2.5 derniers mètres, de sorte que l'effort ultime mobilisé par frottement n'est que de 179 kN, cette valeur est très en dessous de la

valeur expérimentale. Par conséquent, la résistance ultime de l'inclusion est faible comme on peut le constater sur la courbe effort-déplacement de la Figure 7, la valeur de 221kN enregistrée à la rupture est très en-dessous de la charge ultime déterminée expérimentalement.

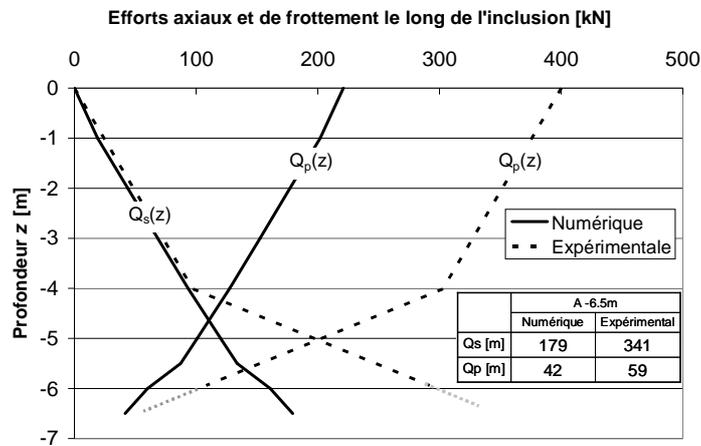


Figure 6. Distribution des efforts le long de l'inclusion. Modèle de référence.

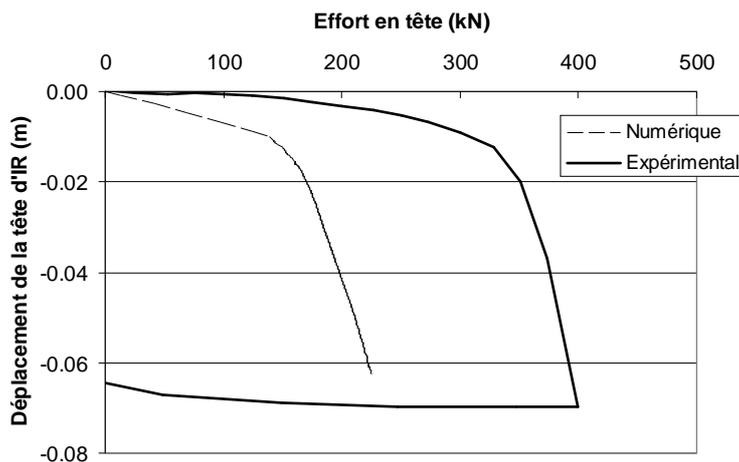


Figure 7. Courbe effort déplacement. Modèle de référence.

Un deuxième modèle a été testé avec l'objectif de calculer le frottement latéral maximum mobilisable entre le sol et l'inclusion. Ce modèle présente la particularité de ne pas imposer une valeur limite au frottement entre sol et inclusion. Le déchargement par frottement de l'inclusion ne sera limité que par les caractéristiques inhérentes des sols, pour ce faire, les interfaces conservent les caractéristiques de rupture des sols en place. La confrontation de ce modèle au modèle de référence permet d'éclaircir les raisons des écarts observés entre les résultats de la partie numérique et celle expérimentale.

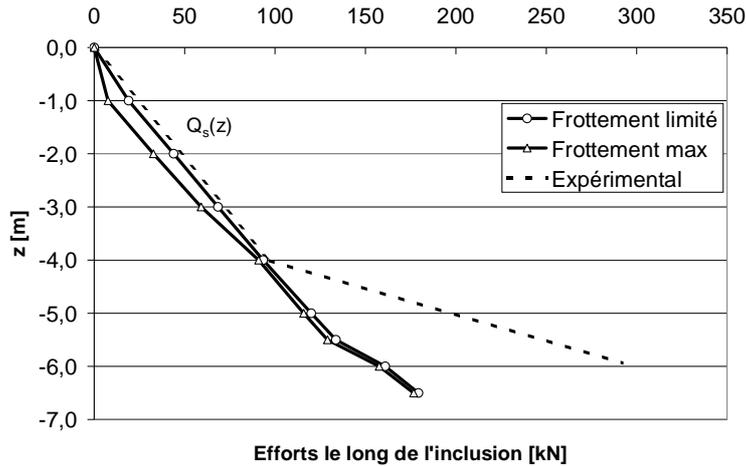


Figure 8. Déchargement maximal de l'inclusion par frottement.

La Figure 8 présente la nouvelle courbe $Q_s(z)$ obtenue avec le modèle sans frottement limité. Elle est confrontée aux résultats expérimentaux et à la courbe du modèle avec frottement limité. Sur la partie supérieure de l'inclusion, le déchargement obtenu numériquement est en bon accord avec les résultats expérimentaux. Sur cette section, l'imposition d'une valeur limite au frottement n'a aucune influence, car le frottement mobilisé est inférieur ou égal aux limites introduites. Sur la partie inférieure de l'inclusion, le modèle sans imposition de frottement limite apporte très peu de changement. Sur cette section, le cisaillement maximal pouvant être mobilisé est contrôlé par le sol, en raison des faibles caractéristiques de rupture des sols à cette profondeur, ils ne résistent qu'à un cisaillement inférieur à la limite de frottement expérimental introduite avec les interfaces. La courbe effort-déformation obtenue sans interfaces sera donc similaire à la courbe obtenue avec le modèle de référence comme le montre la Figure 9.

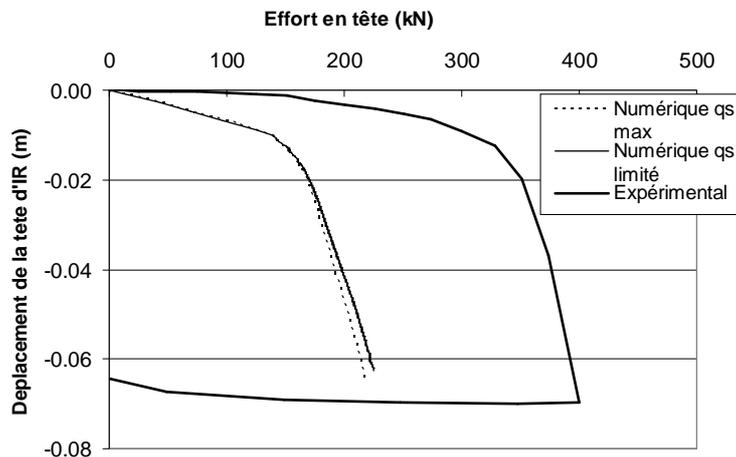


Figure 9. Courbe effort déformation. Modèle de référence vs Modèle avec q_s limité.

2.3.2 Résistance en pointe

Les essais de chargement du site de Saint Ouen l'Aumône ont été réalisés sur des inclusions arrêtées sur des couches de sols peu résistantes. L'effort en pointe relevé sur le modèle numérique est donc faible, il n'est que de 42kN, cette valeur est légèrement inférieure à celle enregistrée dans l'essai. Dans cette partie, on vérifie s'il est possible de reproduire le comportement en pointe avec les méthodes traditionnelles utilisées pour la détermination du comportement des pieux.

La vérification a été réalisée pour la contrainte de rupture en pointe et pour la relation contrainte-déformation de l'inclusion. La première vérification consiste à confronter les résultats expérimentaux à la méthode pressiométrique du Fascicule 62-V. Puis, on vérifie la relation contrainte – déplacement de la pointe de l'inclusion des modèles numériques en la confrontant aux lois de mobilisation de Frank et Zhao.

La détermination de la contrainte de rupture de l'inclusion est réalisée traditionnellement à partir de la pression limite nette de la couche d'ancrage, Pl^* , enregistrée avec les essais pressiométriques. Cette valeur est majorée en appliquant le coefficient de portance pour les fondations profondes, k_p (Tableau 3). Pour la méthode pénétrométrique, on considère la résistance en pointe au pénétromètre q_{ce} majorée par le coefficient de portance k_c . La contrainte de rupture en pointe, q_{pu} , est calculée avec les équations [1] et [2].

$$q_{pu} = k_p \cdot Pl^* \quad \text{Eq. [1]}$$

$$q_{pu} = k_c \cdot q_{ce} \quad \text{Eq. [2]}$$

Nature de terrains (cf. [FASCICULE62])		Pressiomètre			Pénétromètre	
		Fascicule 62 - V		Bustamante et Gianceselli (2006)	Fascicule 62 - V	
		k_p Sans refoulement	k_p Avec refoulement	k_p Pieux forés à la tarière simple ou double rotation	k_c Sans refoulement	k_c Avec refoulement
Argiles - Limons	A	1.1	1.4	1.3	0.4	0.55
	B	1.2	1.5			
	C	1.3	1.6			
Sables - Graves	A	1.0	4.2	1.65	0.15	0.50
	B	1.1	3.7			
	C	1.2	3.2			
Craies	A	1.1	1.6	2	0.2	0.3
	B	1.4	2.2		0.3	0.45
	C	1.8	2.6		-	-
Marno-calcaires		1.8	2.6	2	-	-
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2	2	-	-

Tableau 3. Coefficients de portance. Calcul de la contrainte ultime en pointe.

Le coefficient de portance est défini par le Fascicule 62 Titre V [FASCICULE62] et dépend de la nature et de la résistance des sols. Bustamante et Gianceselli [BUSTAMANTE06] ont révisé ces

coefficients et ont proposé de nouvelles règles de portance. Le Tableau 3 synthétise les valeurs de coefficient de portance de ces deux sources pour la méthode pressiométrique, ainsi que pour la méthode pénétrométrique. Les coefficients de Bustamante et Gianceselli correspondent à la technique des pieux forés à la tarière, méthode qui peut être considérée comme étant la plus proche des techniques utilisées sur le site de Saint Ouen l'Aumône. Il est important de souligner que la prise en compte de la différence entre sols de résistances différentes, mais de même nature, n'est pas systématique pour toutes les méthodes.

En appliquant [1] pour une pression limite de $Pl = 0.2MPa$, correspondant aux alluvions argilo limoneuses, avec les coefficients de portance pour des inclusions non refoulantes ($k_p = 1.1$) et refoulantes ($k_p = 1.4$), le résultat est de 0.22MPa et 0.28MPa respectivement. Avec la valeur proposée par Bustamante ($k_p = 1.3$), le résultat est de 0.26MPa. D'après les essais de chargement, la contrainte ultime en pointe de l'inclusion non refoulante et refoulante est de 0.42MPa et de 0.14MPa respectivement. La première valeur est supérieure aux valeurs théoriques, elle suggère un coefficient $k_p = 1.9$. Pour ce cas, les coefficients de portance théoriques sont sécuritaires. Pour le deuxième cas, la valeur enregistrée in situ est très en dessous des attentes.

Ces résultats peuvent par ailleurs être vérifiés par leur confrontation à la méthode pénétrométrique (Equation [2]). Avec la résistance en pointe lissée équivalente q_{ce} voisine de 0.5MPa et un coefficient de portance k_c dans les argiles de 0.4 pour le pieu non refoulant et de 0.55 pour le pieu refoulant, la contrainte ultime en pointe résultante est de 0.2MPa et 0.28MPa respectivement. Ces valeurs sont exactement les mêmes que ceux de la méthode pressiométrique. Leur écart face aux valeurs expérimentales renforce l'hypothèse de l'hétérogénéité des terrains à la pointe des inclusions.

La prédiction des déplacements de l'inclusion a été réalisée en appliquant les lois de mobilisation du frottement et de l'effort en pointe proposées par Frank et Zhao. La vérification de la réponse du modèle numérique est réalisée en la confrontant à ces prédictions. Dans la méthode de Frank et Zhao, la relation effort-déplacement en pointe est définie par k_q . Ce paramètre est calculé à partir du module de Ménard et du diamètre de l'inclusion. Il varie selon la nature du sol. Pour un ancrage dans des argiles et des limons de faibles caractéristiques mécaniques, il est calculé à partir de l'équation :

$$k_q = \frac{11E_M}{B} \quad \text{Eq. [3]}$$

En appliquant [3] et les données de l'expérimentation, on obtient un coefficient $k_q = 52.38MPa/m$. La définition de la courbe contrainte-déplacement est complétée par l'établissement de la contrainte ultime en pointe. Cette démarche a été réalisée précédemment par la méthode pressiométrique.

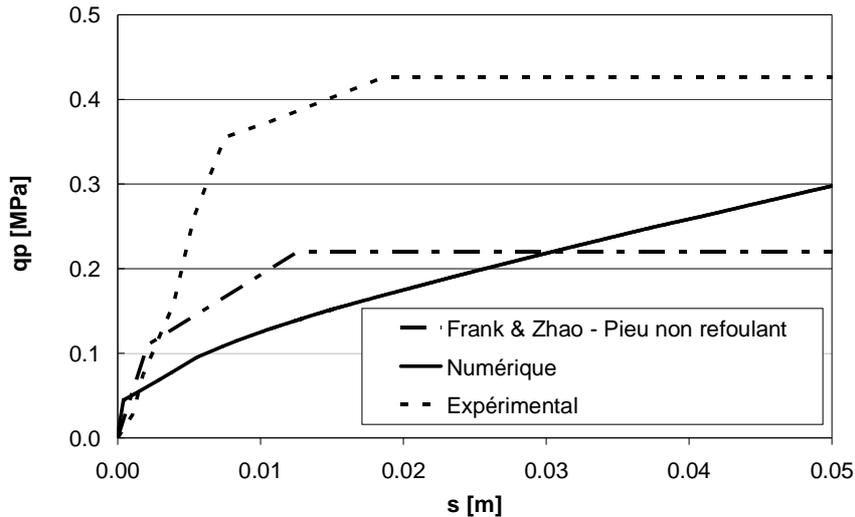


Figure 10. Mobilisation de la pointe de l'inclusion non refoulante.

La Figure 10 présente la courbe obtenue avec l'approche de Frank et Zhao et la confronte aux courbes contrainte-déplacement obtenues numériquement et expérimentalement. On observe qu'avant d'atteindre la contrainte ultime en pointe, la courbe numérique surestime les déplacements. Cependant, on constate, lorsque l'inclusion se déplace de l'équivalent de 10% de son diamètre, la contrainte ultime numérique correspond à la contrainte ultime analytique, c'est à dire, que le modèle numérique et les caractéristiques de la couche d'ancrage présentées au Tableau 2 permettent de reproduire cette valeur correctement.

Bien qu'il existe une bonne correspondance entre le calcul analytique et le calcul numérique, il faut tenir en compte que la charge ultime en pointe obtenue avec ces deux moyens est inférieure à celle obtenue expérimentalement.

2.4 Autres méthodes

L'étude a été réalisée avec le logiciel FOXTA®. Ce logiciel, intégrant le module de calcul TASPIE®, permet de déterminer la courbe de chargement d'un pieu isolé dans un sol selon la méthode des fonctions de transfert (frottement en fonction du déplacement vertical). Ce module intègre les lois de mobilisation de l'effort en pointe et de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement vertical proposées Frank et Zhao (1982). Cette approche permet de calculer directement l'effort en pointe ainsi que la distribution du frottement latéral le long du pieu. Les calculs sont basés sur le module pressiométrique E_M . Les paramètres des sols présentés au Tableau 4 sont utilisés pour le calcul.

	Limite inférieure de la couche	E_M (MPa)	q_{sl} (kPa)	q_{pl} (MPa)	Loi de Frank et Zhao
Alluvions (A1-A3)	-4	2.5	20	-	lois de mobilisation du frottement pour un

					sol fin
Alluvions (A4)	-6.5	1.5	60	0.43	loi de mobilisation de la pointe pour un sol fin

Tableau 4. Caractéristiques des sols.

La Figure 11 confronte les résultats des calculs réalisés avec Taspie avec les modélisations numériques et les résultats expérimentaux. Les résultats des modélisations correspondent aux résultats obtenus avec l'inclusion non refoulante. La Figure 12 présente la distribution des efforts le long des inclusions pour les calculs Taspie et les confronte aux résultats expérimentaux. Q_s correspond aux efforts transmis au sol par cisaillement (donc déchargement de l'inclusion) et Q_p correspond à l'effort axial dans l'inclusion.

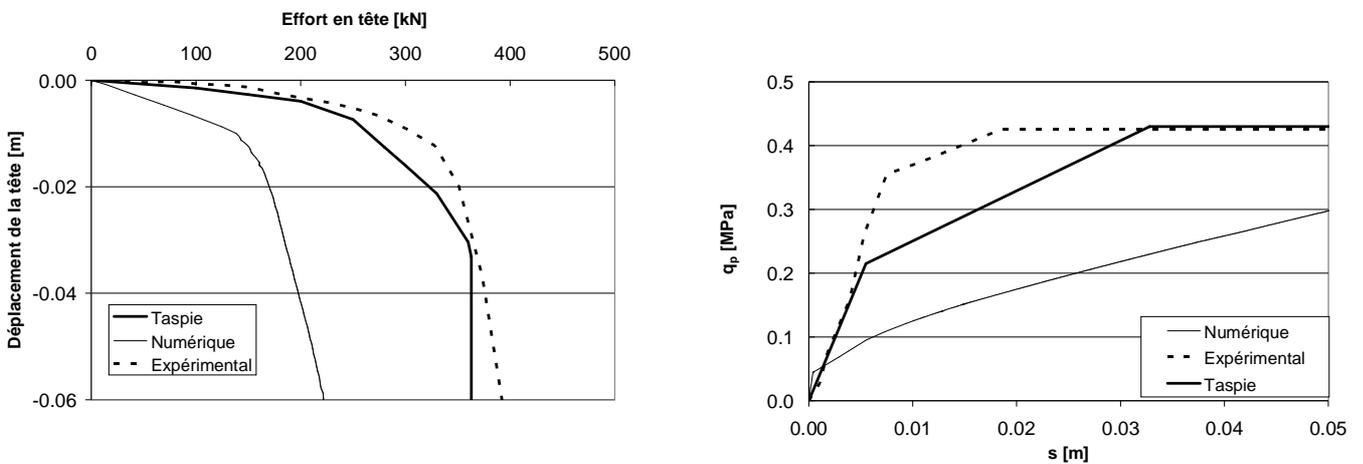


Figure 11. Relations contrainte-déplacement en tête et en pointe. Inclusion non refoulante.

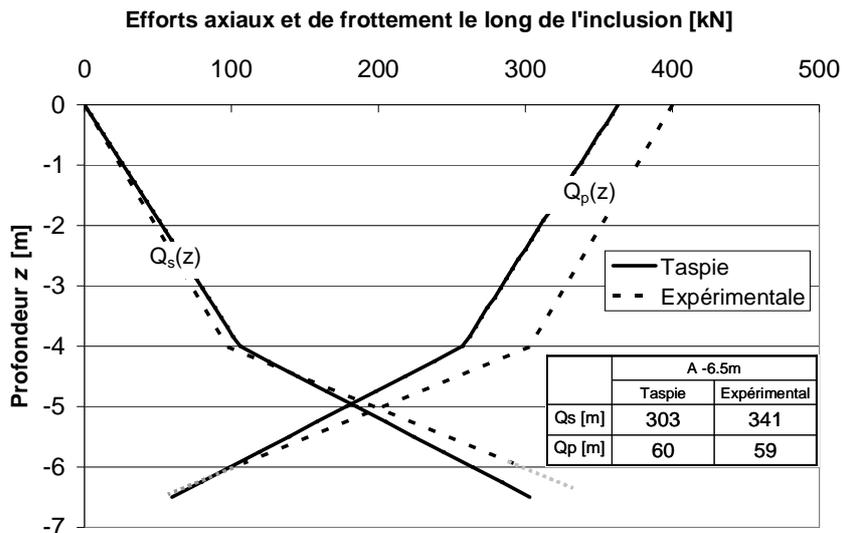


Figure 12. Distribution des efforts. Inclusion non refoulante.

Les confrontations réalisées montrent que :

- L'évolution de la contrainte en pointe obtenue avec Taspie est en accord avec les données expérimentales. Le choix de la loi de mobilisation en pointe est donc satisfaisante (Figure 23).
- Le frottement mobilisé obtenu à l'état final avec Taspie est en accord avec les valeurs expérimentales (Figure 24).
- La courbe effort-déplacement montre un bon accord avec la courbe expérimentale (Figure 23). L'inclusion est flottante, sa résistance est principalement contrôlée par le frottement latéral. On en déduit que les lois de mobilisation du frottement mises en oeuvre sont correctes.
- Les prédictions réalisées avec Taspie sont en accord avec l'expérimentation, contrairement aux modélisations numériques. Ceci s'explique par le fait que cette approche prend principalement en compte les seuils de résistance de l'inclusion (frottement limite et contrainte limite en pointe) qui sont directement déduits de l'essai de chargement. En revanche, la détermination du jeu de paramètres mécaniques pour la modélisation numérique est plus complexe à réaliser. En plus de l'introduction de seuils de résistance, elle nécessite la maîtrise des caractéristiques de rupture des sols.

3 Conclusions

Le frottement limite des inclusions q_s a été déterminé à partir des essais de chargement, il est de $q_{sI} = 18.9$ kPa sur les quatre premiers mètres de l'inclusion et de $q_{sII} = 58.8$ kPa en dessous dans le cas de l'inclusion non refoulante. Ces valeurs ont été appliquées sur des interfaces pour limiter le frottement latéral du modèle numérique. Cependant, avec les caractéristiques mécaniques de sols déterminées lors de notre analyse géotechnique, et sous les conditions étudiées, le frottement maximal mobilisable est inférieur aux valeurs expérimentales. Il subsiste néanmoins un doute sur les caractéristiques de frottements faibles en surface qui sont contraires au fait que les résistances au pénétromètre sont meilleures à cet endroit. L'hypothèse d'une variation des dimensions du fût des inclusions peut être à l'origine des écarts entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. Le constat d'une surconsommation du béton utilisé pour la construction des inclusions renforce cette idée. Cette hypothèse n'a pas été analysée dans cette étude.

Les inclusions étudiées ont été arrêtées dans une couche d'alluvions peu résistantes. Les résistances en pointe relevées sont faibles. Ces inclusions sont donc flottantes.

La détermination de la résistance ultime de la couche d'ancrage des inclusions a été réalisée par des méthodes analytiques traditionnelles et avec l'outil numérique. Les deux méthodes sont en accord et permettent de prédire de façon sécuritaire la valeur expérimentale de ce paramètre. L'évolution de la résistance ultime de la couche d'ancrage a été étudiée avec la méthode de Frank et Zhao et avec des modélisations. Les comportements observés sont légèrement différents, les modélisations surestiment les tassements sous des charges inférieures à la résistance limite en pointe de l'inclusion.

L'approche Foxta utilisée permet de reproduire de façon satisfaisante le comportement de l'inclusion isolée. Ceci est possible grâce à la détermination directe des seuils de résistance de l'inclusion, à partir des essais de chargement. Cette méthode démontre aussi la pertinence de l'utilisation des lois de mobilisation de Frank et Zhao dans la formulation de l'approche.

Chelles

1 Essais de chargement

Les essais ont été réalisés sur deux inclusions localisées à l'extrême nord de l'expérimentation de Chelles (91) du PN ASIRI. Les deux inclusions testées sont refoulantes. Leur longueur est de 6.02m et de 7.44m respectivement. Leur diamètre est de 0.38m. La première de ces inclusions a été volontairement arrêtée au dessus du substratum rigide, elle est donc flottante. La deuxième a été ancrée de 0.4m dans les alluvions anciennes. Les deux inclusions étaient équipées d'un extensomètre amovible. Ce dernier permet de mesurer la distribution des efforts à différentes profondeurs. La Figure 13 présente la disposition de l'essai.



Figure 13. Essai de chargement réalisé à Chelles [ROCHER-LACOSTE07].

Les Figure 14 et Figure 15 présentent les courbes d'effort-déplacement et de distribution des efforts le long des inclusions (Rapport ASIRI 2-07-1-02 [ROCHER-LACOSTE07]). La charge limite de l'inclusion flottante est de 340 kN, elle est de 600 kN sur l'inclusion ancrée. L'effort en pointe est logiquement plus important pour l'inclusion ancrée. Il est de 364kN tandis que pour l'inclusion flottante, il n'est que de 65kN. En termes de contraintes, la pression limite de la couche d'ancrage de la deuxième inclusion est de 3.2 MPa.

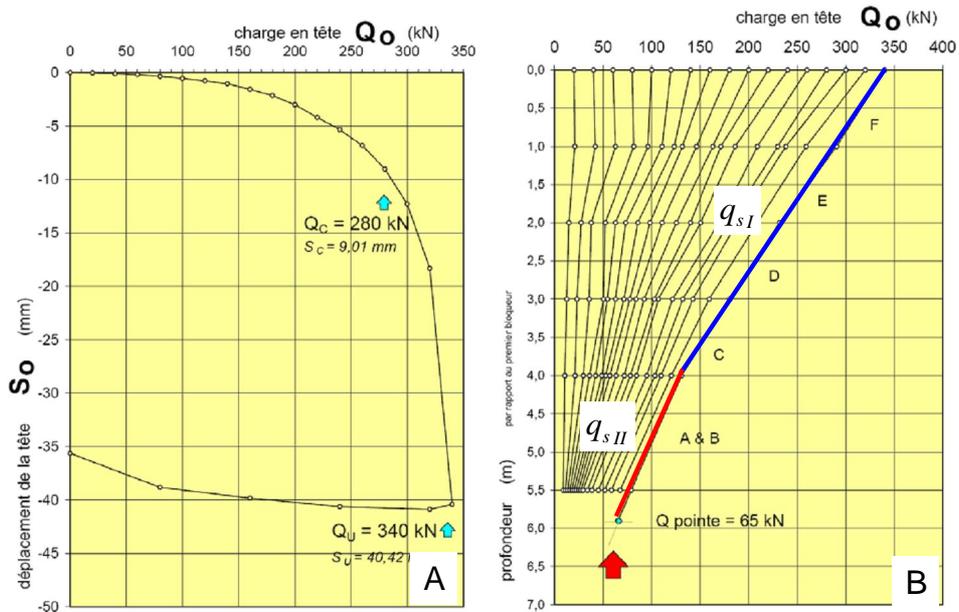


Figure 14. Inclusion flottante. [A] Charge limite et de fluage. [B] Distribution des efforts les long du fût.

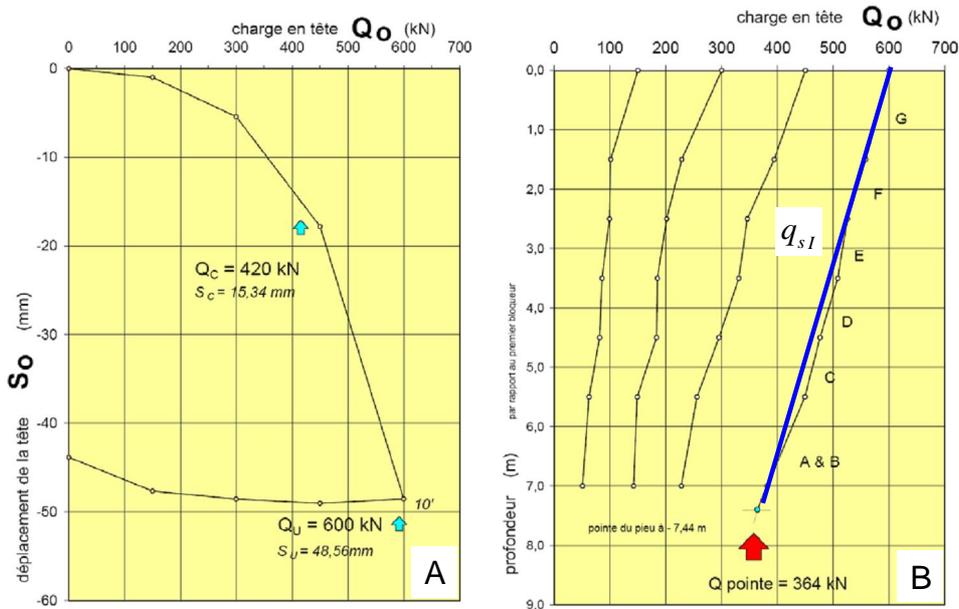


Figure 15. Inclusion ancrée. [A] Charge limite et de fluage. [B] Distribution des efforts les long du fût.

La définition du frottement limite (q_s) se fait à partir de l'essai sur l'inclusion flottante. On observe sur la Figure 14B, que le frottement n'est pas constant sur toute la longueur de l'inclusion. L'évolution des efforts axiaux en profondeur suggère deux valeurs différentes pour q_s . Ces valeurs sont calculées à partir de la distribution des efforts le long de l'inclusion. On obtient alors $q_{sI} = 45$ kPa de 0,0 m à 4,0 m et $q_{sII} = 30$ kPa en dessous de 4,0 m.

Le frottement mobilisé sur l'inclusion ancrée a été calculé de la même manière que pour l'inclusion flottante. Les valeurs de frottement obtenues sont assez homogènes tout au long de l'inclusion. La Figure 15B confirme cette homogénéité. La moyenne du frottement mobilisé est de $q_{sI} = 26,7$ kPa.

Le frottement mobilisé sur l'inclusion flottante est supérieur à celui de l'inclusion ancrée. Ce comportement est cohérent car le frottement est mobilisé jusqu'à la rupture de l'interface sol-inclusion. La résistance de l'inclusion ancrée est conditionnée par la couche d'ancrage ; le frottement n'est mobilisé que partiellement ; le frottement limite n'a pas été atteint.

2 Modélisation de l'essai

2.1 Données géologiques et géotechniques.

Les terrains rencontrés par les inclusions testées sont d'origine alluvionnaire. Dans ces alluvions, deux faciès principaux ont été identifiés : les alluvions modernes et les alluvions anciennes. Une description de ces couches et de ses caractéristiques mécaniques est présentée dans ce paragraphe.

2.1.1 Horizon compressible : Alluvions modernes

L'horizon des alluvions modernes est caractérisé à partir d'essais en laboratoire, oedométriques et triaxiaux, effectués pendant les campagnes de reconnaissance pour l'expérimentation en vraie grandeur. Ces essais mettent en évidence la présence d'une couche homogène au droit de l'expérimentation. Elle est principalement composée par des sables argileux, à l'exception d'un faible passage argileux avec un fort indice de compressibilité dans les deux premiers mètres de profondeur. Vraisemblablement cette couche est surconsolidée.

Deux jeux de paramètres ont été utilisés pour modéliser cette couche. En raison de l'homogénéité des alluvions modernes, on a proposé de retenir la moyenne des caractéristiques mécaniques pour tout l'horizon. Sur les 2m supérieurs, on applique une pression de surconsolidation de 30 kPa. Cette approche constitue l'hypothèse 1. Une deuxième hypothèse géotechnique a été introduite afin de faire une étude paramétrique sur les caractéristiques des sols du site. Cette hypothèse a été adoptée par les partenaires du Projet National. Elle sera identifiée par le nom d'« Hypothèse 2 ». Ces deux hypothèses se différencient principalement par le fractionnement des alluvions modernes et par les valeurs de cohésion utilisées. L'hypothèse 1 représente un horizon compressible simple non-cohésif tandis que celui de l'hypothèse 2 est plus complexe et cohésif.

2.1.2 Couche d'ancrage : Alluvions anciennes

Les Alluvions Anciennes constituent la première formation offrant des bonnes caractéristiques mécaniques, elles limitent les terrains compressibles et servent de couche d'ancrage pour les inclusions rigides. La position du toit de cette couche évolue légèrement vers le Sud. Au droit de l'essai, il se trouve à une profondeur de 7m.

Les caractéristiques des alluvions anciennes ont été obtenues par des corrélations couramment utilisées

à partir des essais pressiométriques. A partir du module pressiométrique E_M et en appliquant des coefficients dits « rhéologiques » α , il est possible de déterminer le module œdométrique E_{oed} . Le Module de Young est ensuite obtenu en utilisant la théorie d'élasticité et le module œdométrique (Equations [4] et [5]). La littérature propose aussi des corrélations pour la détermination du module sécant E_{50} à partir du module œdométrique E_{oed} (Equations [6] et [7]). Les deux dernières corrélations n'ont pas été testées dans cette étude.

$$E_{oed} = E_M / \alpha \quad \text{Eq. [4]}$$

$$E = E_{oed} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \text{Eq. [5]}$$

$$E_{50} = E_{oed} \text{ à } \frac{5}{4} E_{oed} \text{ (sables)} \quad \text{Eq. [6]} \\ \text{Vermeer et al. (1985)}$$

$$E_{50} = \frac{15000 \cdot c_u}{IP\%} \text{ (argiles)} \quad \text{Eq. [7]} \\ \text{Vermeer et al. (1985)}$$

Le Fascicule 62-V suggère pour des sols semblables aux alluvions graveleuses (graves avec un rapport $\frac{E_M}{pl} > 10$) une valeur de 0.33 du coefficient rhéologique α . Les essais pressiométriques suggèrent un Module Menard $E_M = 34.5$ MPa, et une pression limite de $Pl = 2.3$ MPa. En raison du manque d'information sur les caractéristiques de rupture, on a proposé d'utiliser des valeurs trouvées dans la littérature. On propose donc, un angle de frottement $\varphi = 33^\circ$, une cohésion $c' = 0$ et la corrélation $\psi = \varphi - 30^\circ$ pour l'angle de dilatance [MAGNAN91].

2.2 Bilan de l'analyse géotechnique

Les sols rencontrés au droit de l'expérimentation de Chelles sont d'origine alluvionnaire. Dans cette formation, on identifie deux faciès homogènes. La partie supérieure correspond aux sables-argileux de compressibilité moyenne. La partie inférieure correspond aux sables graveleux avec des bonnes caractéristiques mécaniques. En dessous de ces formations, on rencontre le Marno-calcaire de St Ouen, celui-ci est considéré incompressible dans l'étude. Le Tableau 5 présente la synthèse des caractéristiques mécaniques des sols rencontrés à Chelles. La Figure 16 présente les schémas des profils géologiques.

Tableau 5. Caractéristiques mécaniques des sols.

Paramètres mécaniques	Alluvions Modernes						Alluvions Anciennes				
	Hypothèse 1			Hypothèse 2			Sable Graveleux				
	Remblais Argileux	Sables Argileux		Remblais Argileux	Argiles	Sables Argileux-1		Sables Argileux-2			
γ [kN/m ³]	19.7	19.7		20	15	20	20	20			
Δz [m]	2.0	variable		1.7	0.60	4.20	variable	-			
$C_c/1+e_0$	0.1	0.11		0.1	0.20	0.06	0.08	-			
C_c [-]	0.19	0.083	0.19	0.087	0.54	0.235	0.10	0.044	0.13	0.056	-
		0.046		0.043		0.087		0.026		0.035	
C_s [-]	0.02	0.008	0.02	0.013	0.05	0.022	0.01	0.005	0.01	0.004	-
		0.005		0.007		0.008		0.003		0.003	
e_0 [-]	0.8	0.80		1.0	1.70	0.70	0.60	-			
ϕ' [°]	25	25		26	26	26	26	33			
c' [kPa]	0	0		20	20	20	20	0			
ψ' [°]	-	-		-	-	-	-	3			
POP [kPa]	30	-		30	-	-	-	-			
E_M [MPa]	-	-		-	-	-	-	34.5			
PI [MPa]	-	-		-	-	-	-	2.3			
E' [MPa]	-	-		-	-	-	-	76.6			

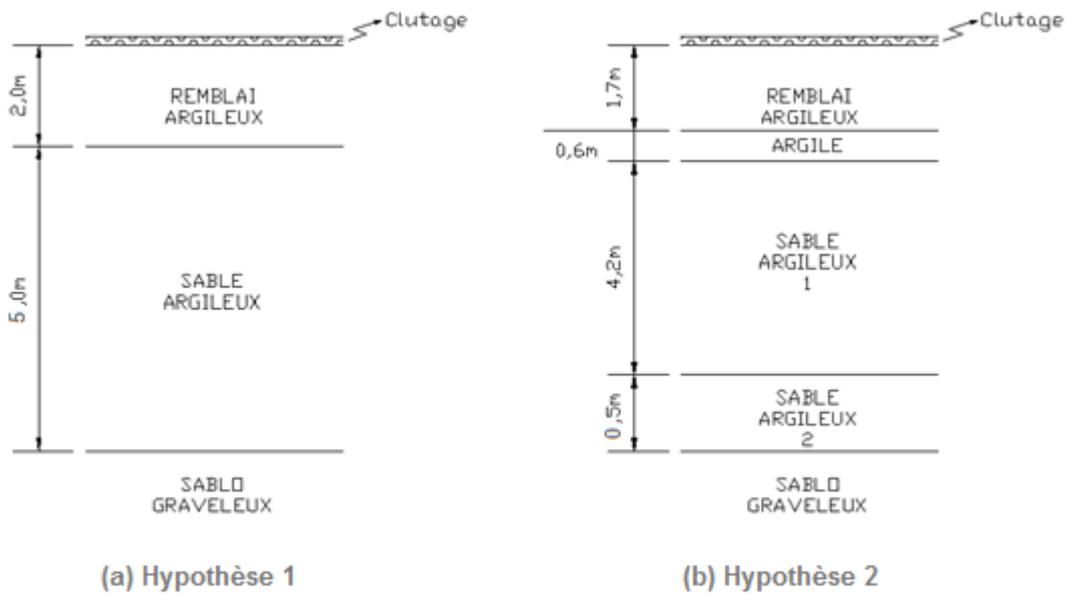


Figure 16. Profils géologiques retenus

2.3 Interaction sol/inclusion :

L'interaction sol/inclusion a été étudiée à partir de confrontations entre les modèles numériques (Figure 17) et les résultats des essais de chargement. Les deux profils géotechniques décrits dans les paragraphes précédents ont été utilisés, leurs réponses ont été confrontées. Des interfaces ont été utilisées pour contrôler l'interaction sol-inclusion, leur fonctionnement est présenté en annexe 1 de ce document. Les lois de comportement de Cam-Clay Modifié et Soft Soil Model ont été utilisées pour la modélisation des sols compressibles, l'élasticité linéaire avec plasticité parfaite et critère de rupture de Mohr-Coulomb a été utilisée pour la couche d'ancrage.

Les deux essais de chargement ont été analysés séparément. L'objectif est d'étudier la capacité du modèle numérique à reproduire la résistance en pointe de l'inclusion et le frottement limite qui se développent dans le sol. Cette démarche sera réalisée par la confrontation aux expérimentations. D'après les données géotechniques, le premier des deux essais a été réalisé sur une inclusion flottante, tandis que le deuxième est réalisé sur une inclusion fondée sur un horizon rigide.

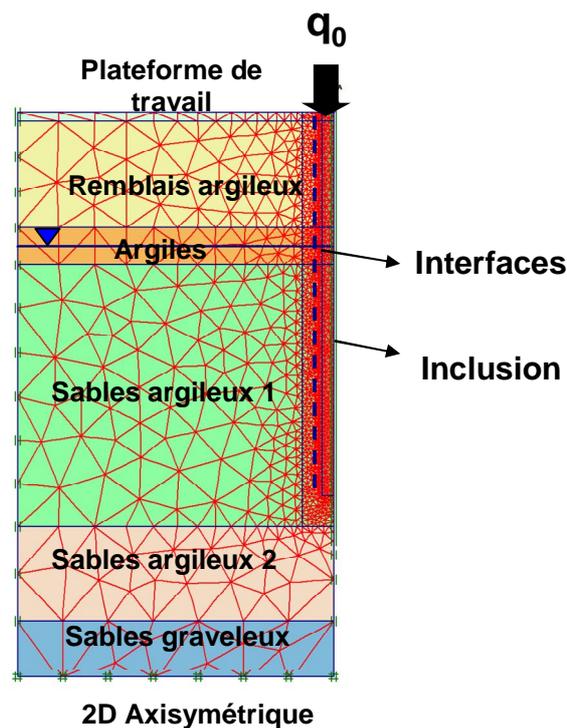


Figure 17. Modèle numérique pour essai de chargement. Hypothèse 2.

2.3.1 Inclusion flottante

La partie expérimentale de cet essai a été présentée au §1. Les résultats obtenus mettent en évidence la faible résistance en pointe de l'inclusion, ce qui confirme qu'elle est bien flottante. Dans ce type de configuration, les charges appliquées sur l'inclusion sont supportées principalement par frottement.

2.3.1.1 Frottement limite

La Figure 18 et la Figure 19 présentent les résultats de la modélisation numérique, ils sont confrontés aux résultats expérimentaux. Les deux graphiques supérieurs, (a) et (b), présentent l'évolution des déplacements en fonction du chargement. Les deux graphiques inférieurs, (c) et (d), présentent l'effort axial le long de l'inclusion $Q_p(z)$ à la fin du chargement. Cet effort diminue avec la profondeur en raison du déchargement généré par le frottement entre le sol et l'inclusion, représenté par les courbes $Q_s(z)$.

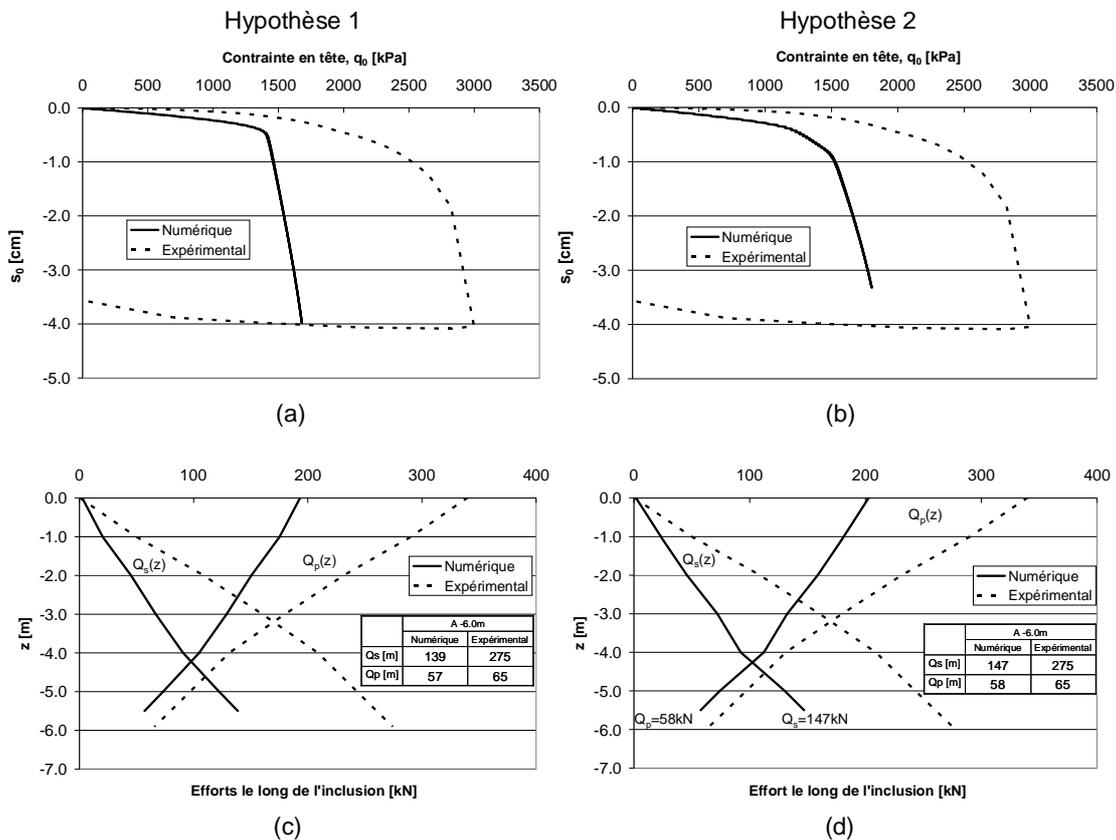


Figure 18. Essai de chargement de l'inclusion flottante. Loi de comportement : Cam-Clay Modifié.

La Figure 18 synthétise les résultats obtenus avec la loi de comportement de Cam-Clay. La résistance ultime correspond à la charge nécessaire pour déplacer l'inclusion de 10% de son diamètre. Ces figures montrent que la résistance de l'inclusion est largement sous-estimée par les modélisations. Sous ces conditions, la résistance de l'inclusion ne serait que de 50% de celle obtenue expérimentalement. L'analyse du frottement fournit des éléments qui justifient les faibles résistances obtenues numériquement. Le frottement mobilisé entre le sol et l'inclusion n'atteint pas les limites imposées

avec les interfaces. Pendant le chargement, le sol autour de l'inclusion plastifie totalement, par conséquent, le frottement enregistré est faible et en dessous des valeurs expérimentales.

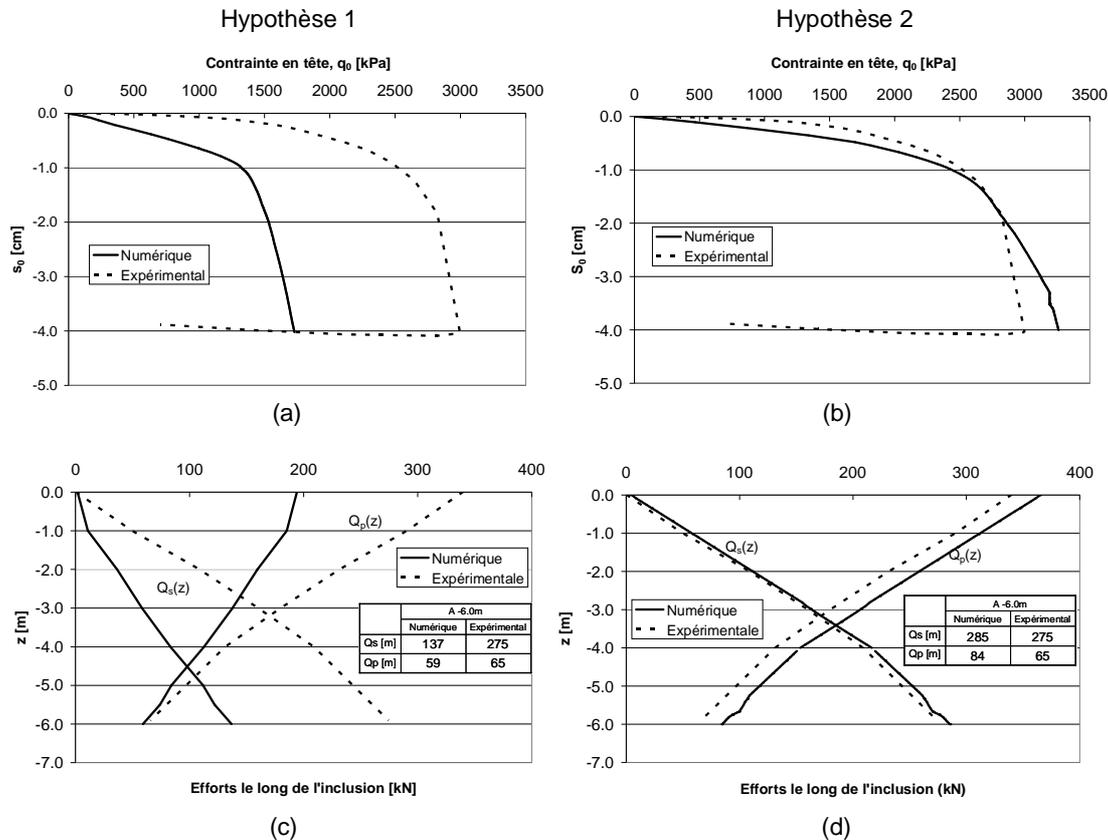


Figure 19. Essai de chargement de l'inclusion flottante. Soft Soil Model pour les sols compressibles.

La Figure 19 présente les résultats obtenus avec la loi de comportement Soft-soil model. Avec cette loi, il est possible de révéler l'influence des hypothèses de sols, notamment celle de la cohésion sur le frottement mobilisé. La résistance obtenue cette fois-ci avec l'hypothèse 1 est similaire à celle obtenue antérieurement avec la loi de Cam-clay (Figure 18 (a)) ; la résistance de l'inclusion dans le deux cas est sous-estimée. La loi de comportement n'a donc aucune influence lorsque la cohésion reste nulle. En revanche, avec l'hypothèse 2, la différence est significative. L'addition de 20kPa sur la cohésion des sols augmente le frottement mobilisé, et donc la résistance totale de l'inclusion. Avec un gain de 100% sur la résistance de l'inclusion, ce modèle présente un bon accord avec les résultats expérimentaux. Ceci s'explique non seulement par l'amélioration des paramètres de rupture du sol, mais aussi par la présence des interfaces. En réalité, l'addition de 20kPa sur la cohésion de sols représente une augmentation supérieure à 100% du frottement, mais la présence des interfaces permet de limiter ce gain.

2.3.1.2 Résistance en pointe

L'inclusion flottante a été arrêtée dans un horizon peu résistant, par conséquent, sa résistance en pointe est faible. Les résultats obtenus avec l'hypothèse 1 montrent que lorsque la cohésion de la couche d'ancrage est nulle, la résistance en pointe des modèles numériques $Q_{p(z=-6m)}$ est en bon accord avec l'expérimentation. L'augmentation de la cohésion dans l'hypothèse 2 provoque une augmentation de la

résistance en pointe, alors, malgré des résultats satisfaisants sur le frottement, la résistance ultime de l'inclusion est surestimée avec cette hypothèse. Il est donc important de tenir compte de l'influence de la variation des paramètres de rupture en dessous de l'inclusion.

Afin d'effectuer la vérification de la contrainte de rupture sous la pointe, un calcul analytique a été mis en oeuvre. Pour appliquer la méthode pressiométrique (Equation [1]), il convient d'effectuer un choix pour le coefficient de portance des sables argileux de Chelles (pression limite moyenne P_l de 0.15Mpa). Si l'on considère que la nature sableuse de ces horizons est prédominante, la valeur du coefficient, avec mise en place par refoulement, est de $k_p = 4.2$. Si l'on considère une nature plus argileuse, $k_p = 1.4$ (cf. Tableau 3). La contrainte de rupture sous la pointe dans le premier cas est de 0.63MPa équivalente à 71 kN. Pour le deuxième cas, elle n'est que de 0.21MPa, équivalent à 24kN. Le premier résultat est proche de la valeur expérimentale, le deuxième la sous-estime de 63%. En appliquant les coefficients de Bustamante, on obtient également une sous-estimation de la valeur expérimentale.

La vérification de ces résultats a été réalisée par leur confrontation avec la méthode pénétrométrique (Equation [2]). Avec une résistance en pointe moyenne équivalente q_{ce} voisine de 0.7MPa, le coefficient de portance k_c dans les argiles de classe A est de 0.55 (pieux refoulants). Il est de 0.5 pour des sables de classe A. La contrainte ultime en pointe résultante est alors de 0.38MPa et 0.35MPa respectivement. Ces résultats sont en désaccord avec la méthode pressiométrique, ils conduisent à une sous-estimation de la contrainte ultime en pointe dans l'hypothèse d'un sol sableux, et à une surestimation pour l'hypothèse d'un sol argileux. Dans les deux cas, la réponse obtenue à partir du pénétromètre sous-estime la contrainte en pointe ultime enregistrée expérimentalement. La synthèse de ces résultats est présentée au Tableau 6.

Nature du terrain	Contrainte ultime en pointe [MPa]			
	Expérimentale	Pressiomètre		Pénétrömètre
		F62 V (écart)	Bustamante (écart)	F62 V (écart)
Argileuse	0.57	0.63 (+10%)	0.2 (-65%)	0.38 (-33%)
Sableuse		0.21 (-63%)	0.25 (-56%)	0.35 (-39%)

Tableau 6. Synthèse des calculs de la contrainte ultime en pointe. Inclusion flottante.

En conclusion, l'utilisation de la méthode pressiométrique et de l'hypothèse d'un sol à nature sableuse génère de meilleures prédictions pour la contrainte ultime en pointe de l'inclusion. Le fait que la faible résistance des sols ne soit pas prise en compte par les deux autres méthodes est une faiblesse, car l'influence du refoulement est plus importante pour des sols plus compressibles [SIEGEL07]. Toutefois, l'utilisation de ces deux méthodes conduit à des résultats sécuritaires lors d'un dimensionnement.

2.3.2 Inclusion ancrée

L'analyse de l'essai de chargement sur l'inclusion ancrée permet de vérifier la validité des hypothèses géotechniques définies précédemment, et de les corriger si nécessaire. Ceci nécessite la réalisation des modèles numériques similaires à ceux présentés lors de l'analyse de l'inclusion flottante (Figure 17) avec la seule différence que l'inclusion à étudier est ancrée dans la couche rigide sablo-graveleuse.

2.3.2.1 Frottement limite

La Figure 20 et la Figure 21 présentent les résultats des modélisations confrontés aux résultats expérimentaux. Les courbes contrainte-déformation numériques, correspondant aux figures (a) et (b), montrent de très faibles déformations avant le seuil de fluage. Ce seuil dépend principalement de la résistance au cisaillement de la couche d'ancrage. Une fois atteint le tassement de l'inclusion augmente rapidement. Les courbes des efforts le long de l'inclusion, correspondant aux figures (c) et (d), montrent séparément les efforts en pointe et le frottement mobilisé à la fin du chargement.

Les modélisations réalisées avec Soft soil model (Figure 20) permettent les constats suivants :

- L'augmentation de la cohésion permet de mobiliser plus de frottement entre le sol et l'inclusion, par conséquent, les limites du frottement imposées aux interfaces sont atteintes rapidement lors du chargement de l'inclusion avec l'hypothèse 2. Avec une cohésion nulle, le modèle numérique reproduit correctement le frottement mobilisé sur l'essai.
- La résistance ultime expérimentale de l'inclusion est surestimée. Cette surestimation générale provient non seulement de la surestimation du frottement observée avec l'hypothèse 2, mais implique aussi une surestimation de la résistance en pointe de l'inclusion.
- D'après l'essai, le frottement mobilisé de l'inclusion ancrée est inférieur à celui de l'inclusion flottante, c'est à dire, que le frottement n'est mobilisé que partiellement et que la résistance totale de l'inclusion dépend de la résistance de la couche d'ancrage. Ce comportement n'a pas été reproduit par le modèle avec l'hypothèse 2. Ce modèle présente une mobilisation excessive du frottement latéral, ceci est vraisemblablement causé par ses caractéristiques de rupture élevées.

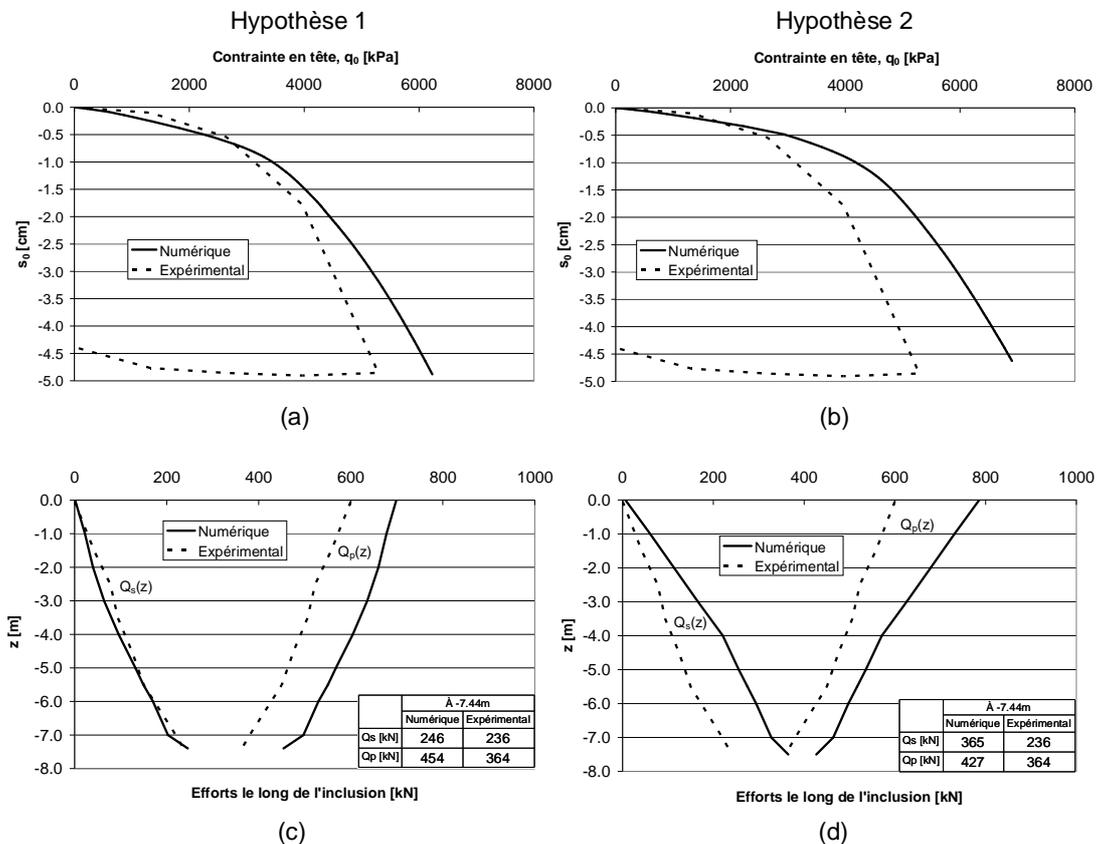


Figure 20. Essai de chargement de l'inclusion ancrée. Soft Soil Model pour les sols compressibles.

Les modélisations réalisées avec Cam clay modifié (Figure 21) permettent les constats suivants :

- Le frottement mobilisé est en bon accord avec les relevés expérimentaux. Contrairement à ce qui était obtenu lors des essais sur inclusion flottante, les paramètres de rupture utilisés, notamment la cohésion nulle, permettent de mobiliser la quantité de frottement relevée expérimentalement.
- Les deux modèles numériques reproduisent correctement la résistance ultime de l'inclusion. La correspondance entre les courbes effort-déplacement est satisfaisante.

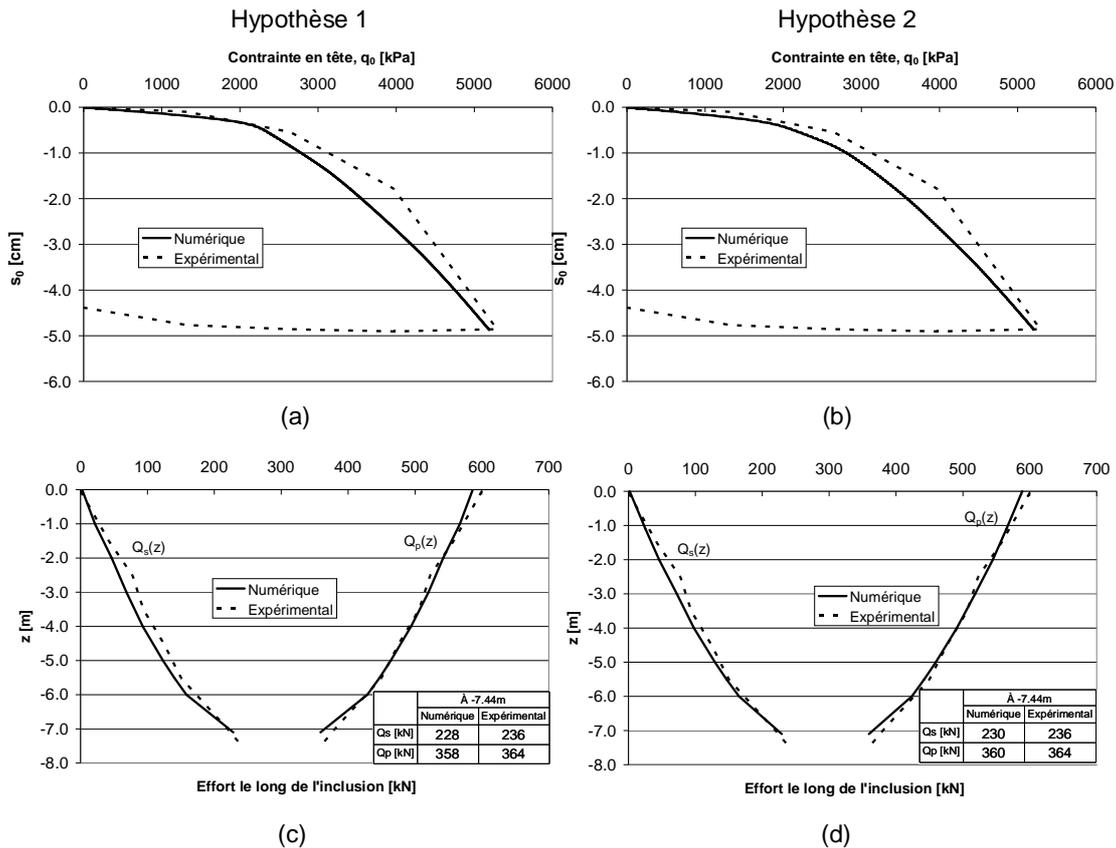


Figure 21. Essai de chargement de l'inclusion ancrée. Cam-clay modifié pour les sols compressibles.

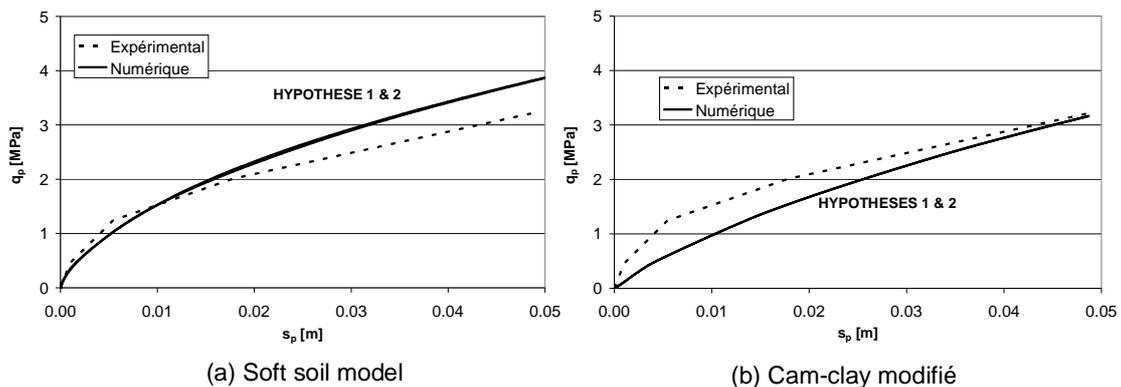
2.3.2.2 Résistance en pointe.

L'inclusion étudiée est fondée sur des alluvions sablo-graveleuses compactes avec des Pl supérieures à 2MPa. Les caractéristiques mécaniques de cette couche ont été présentées au Tableau 5, ils résultent de l'analyse des essais pressiométriques, des corrélations suggérées par le Fascicule 62V et de la théorie de l'élasticité. Par contre, la validité de ces caractéristiques n'est pas certaine. En ce qui concerne les paramètres élastiques, il n'existe pas de consensus pour la détermination du module de Young à partir du module Menard, ceci a été démontré par Combarieu [COMBARIEU06]. D'après cet auteur, les valeurs traditionnelles du coefficient rhéologique α seraient inadéquates, provoquant la surestimation des tassements. Pour les paramètres de rupture, il existe aussi des incertitudes, car aucun essai de cisaillement n'a été réalisé sur cette couche, par conséquent, ils ont été définis à partir d'une étude bibliographique sur ce type de sols.

Le nombre d'incertitudes est important sur la couche d'ancrage, cependant, elles peuvent être atténuées par la confrontation de la réponse numérique avec les résultats expérimentaux. Ensuite, une nouvelle vérification de la validité des calculs numériques, et donc des hypothèses de calcul, est réalisée par la confrontation aux méthodes analytiques traditionnelles du calcul de fondations profondes.

2.3.2.2.1 Vérification numérique

La charge ultime en pointe relevée numériquement est en bon accord avec les résultats expérimentaux. Avec Soft soil, la correspondance des résultats avec la courbe expérimentale est optimale en début de chargement. Cependant, en fin de chargement, on relève une surestimation inférieure à 20% sur l'effort en pointe. Avec Cam-clay, l'effort en pointe ultime relevé en fin de chargement correspond à la valeur expérimentale. Par contre, une surestimation des déplacements peut être observée en début de chargement. Malgré ces légers écarts, ces résultats montrent que les paramètres proposés pour la couche d'ancrage du modèle numérique reproduisent bien le comportement expérimental des inclusions.



(Rajouter référence figure et titre)

2.3.2.2.2 Vérification analytique

L'effort ultime en pointe déterminée expérimentalement est de 364kN, il équivaut à une contrainte de 3.2MPa. Dans cette partie, on s'attache à vérifier si avec des méthodes traditionnelles il est possible de reproduire le comportement en pointe expérimental et numérique. Cette démarche est similaire à celle entreprise pour les essais de Saint Ouen l'Aumône.

La contrainte de rupture en pointe est confrontée aux dispositions de la méthode pressiométrique du Fascicule 62-V. Ensuite, on vérifie la relation contrainte – déplacement de la pointe de l'inclusion des modèles numériques en la confrontant aux lois de mobilisation de Frank et Zhao.

La contrainte de rupture de l'inclusion est déterminée à partir de la pression limite nette de la couche d'ancrage $Pl^* = 2.3MPa$. Cette valeur est majorée en appliquant le coefficient de portance pour les fondations profondes k_p . Le Fascicule 62-V [FASCICULE62] propose une valeur de $k_p=3.7$ pour des sables graveleux compacts. En appliquant l'équation [1], on obtient $q_{pu} = 8.51MPa$.

La valeur calculée de q_{pu} est supérieure à la valeur expérimentale. L'essai de chargement suggère d'utiliser un coefficient $k_p = 1.4$. L'importance de cet écart met en évidence la nécessité de réviser le coefficient de portance suggéré par la norme, notamment pour la technique de la tarière à refoulement dans des sables graveleux compacts. En utilisant le coefficient proposé par Bustamante et Gianceselli [BUSTAMANTE06] $k_p = 1.65$, par exemple, le résultat s'accorde mieux aux observations que si on utilise celui du Fascicule 62 V.

Si l'on applique la méthode pénétrométrique (équation [2]) pour les sables compacts de type C de Chelles, on obtient une contrainte en pointe supérieure à 10MPa en utilisant $q_{ce} > 20\text{MPa}$ et un coefficient de portance de 0.5. La méthode pénétrométrique conduit alors à une surestimation de la valeur expérimentale similaire à celle de la méthode pressiométrique.

Nature du terrain	Contrainte ultime en pointe [MPa]			
	Expérimentale	Pressiomètre		Pénétromètre
		F62 V (écart)	Bustamante (écart)	F62 V (écart)
Alluvions sablo - graveleuses	3.2	8.51 (+165%)	3.8 (+19%)	> 10 (>+200%)

Tableau 7. Synthèse des calculs de la contrainte ultime en pointe. Inclusion ancrée.

La loi de mobilisation de la pointe du pieu de Frank et Zhao a été utilisée pour prédire le déplacement vertical de la pointe de l'inclusion en fonction de sa contrainte, et ensuite, le confronter à la réponse numérique et expérimentale. La relation effort-déplacement est définie par le paramètre k_q . Ce paramètre est calculé à partir du module de Ménard et du diamètre de l'inclusion. Pour un ancrage dans des sables et graviers, il est défini comme suit :

$$k_q = \frac{4.8E_M}{B} \quad \text{Eq. [8]}$$

En appliquant l'équation [8], on obtient:

$$k_q = \frac{4.8 * 34.5}{0.38} = 436 \text{MN} / \text{m}^3$$

La définition de la courbe contrainte-déplacement est complétée par l'introduction de la contrainte ultime en pointe. Celle-ci a été définie précédemment avec la méthode pressiométrique. Les courbes définies par ces paramètres sont présentées sur la Figure 22. Ces courbes sont confrontées à celles du calcul numérique et de l'essai de chargement. Une correspondance assez satisfaisante est relevée entre les réponses numérique et expérimentale. Les caractéristiques de la couche d'ancrage présentées au Tableau 5 sont donc satisfaisantes. En revanche, la courbe analytique obtenue avec l'approche de Frank et Zhao et $k_p=1.4$ surestime la résistance en pointe de l'inclusion. Toutefois, cette démarche reste intéressante pour décrire le comportement en pointe des inclusions.

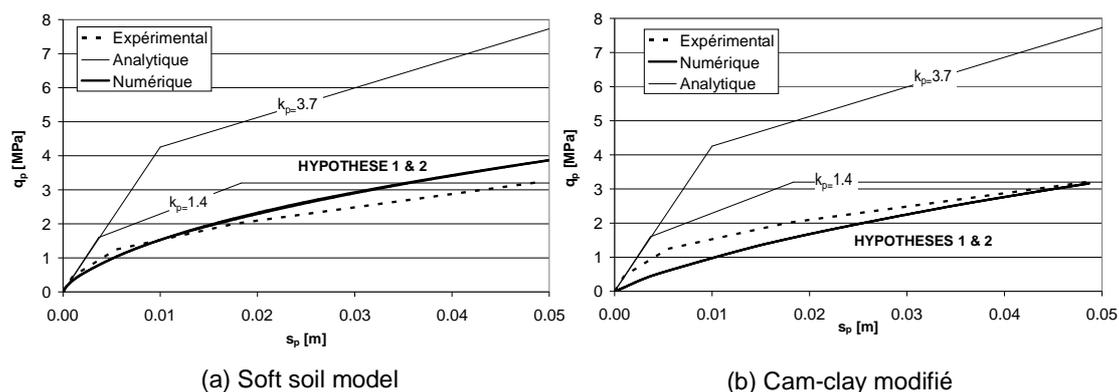


Figure 22. Mobilisation de la pointe de l'inclusion. Confrontation numérique-analytique.

2.4 Autre méthode

De manière similaire à la démarche réalisée pour Saint Ouen l'Aumône, on confronte les résultats obtenus avec Foxta avec les expérimentations et les modélisations numériques. Les caractéristiques des sols nécessaires pour les calculs avec Foxta sont présentées sur le Tableau 8.

	Limite inférieure de la couche	E_M (MPa)	q_{sl} (kPa)	q_{pl} (MPa)	Loi de Frank et Zhao
Alluvions modernes	-7	2.5	26.7	-	lois de mobilisation du frottement pour un sol fin
Alluvions anciennes	-7.44	34.5	26.7	3.2	loi de mobilisation de la pointe pour un sol granulaire

Tableau 8. Caractéristiques des sols.

La Figure 23 confronte les résultats des calculs réalisés avec Foxta avec les modélisations numériques et les résultats expérimentaux. Les résultats des modélisations correspondent aux résultats obtenus avec les deux hypothèses de calcul et la loi de Cam-clay modifié. La Figure 24 présente la distribution des efforts le long des inclusions et les confronte aux résultats expérimentaux. Q_s correspond aux efforts transmis au sol par cisaillement et Q_p correspond à l'effort axial dans l'inclusion.

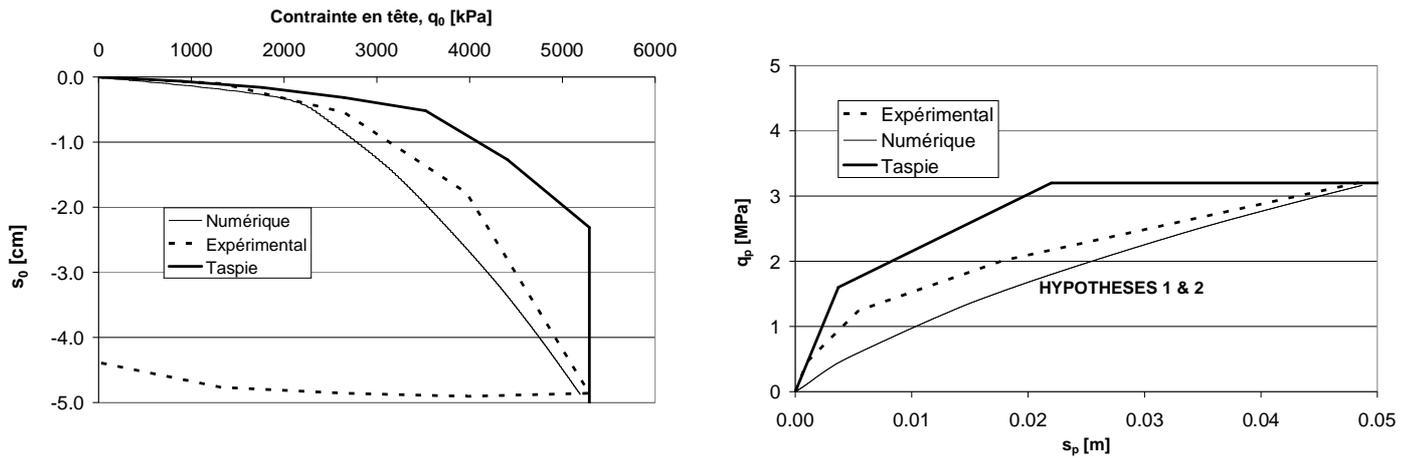


Figure 23. Relations contrainte-déplacement en tête et en pointe. Inclusion ancrée

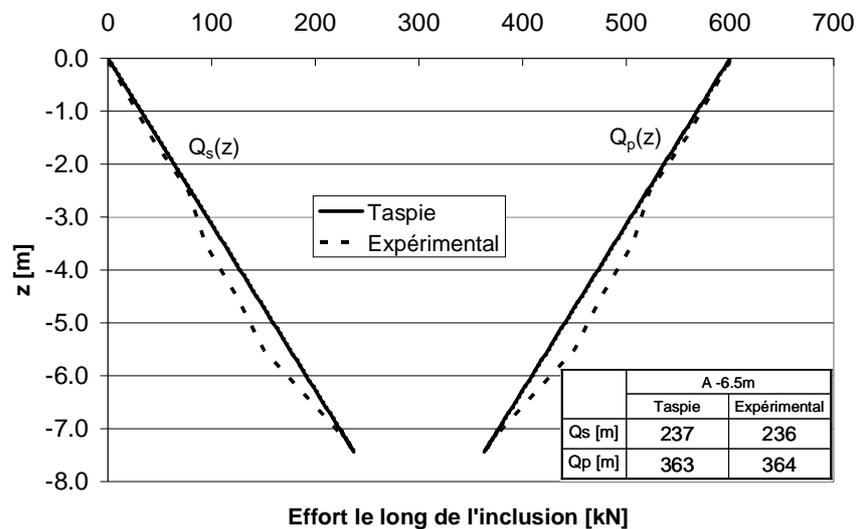


Figure 24. Distribution des efforts. Inclusion ancrée.

Les confrontations réalisées permettent d'établir les constats suivants :

- La contrainte en pointe obtenue avec Taspie génère des déplacements plus faibles que ceux obtenus expérimentalement. Cependant, la contrainte ultime correspond à celle relevée dans l'essai et la loi de mobilisation en pointe reproduit de façon satisfaisante son évolution (Figure 23).
- Le frottement mobilisé obtenu à l'état final avec Taspie est en accord avec les valeurs expérimentales (Figure 24). En revanche, la courbe effort-déplacement montre une sous-estimation du déplacement, la contrainte limite de l'inclusion est atteinte avec un déplacement plus faible que celui obtenu par l'expérimentation et la modélisation (Figure 23). Cette sous-estimation est générée par un des paramètres définissant les lois de mobilisation de la pointe. La résistance de l'inclusion ancrée est contrôlée principalement par la résistance de la couche d'ancrage, la bonne prédiction du comportement de l'inclusion dépend alors de la bonne définition de la rigidité de la couche d'ancrage.

3 Conclusions

Le choix de paramètres mécaniques pour la modélisation des alluvions compressibles est complexe. La bonne reproduction de l'interaction sol-inclusion nécessite de caractériser correctement la compressibilité de sols et leur résistance au cisaillement. La reproduction d'essais de chargement permet de définir ces deux facteurs. Pour le mettre en évidence, deux hypothèses des sols ont été proposées pour les modélisations. Ces hypothèses se différencient par leur compressibilité, ainsi que par leur résistance à la rupture : l'hypothèse 1 définit un sol plus compressible et moins résistant que l'hypothèse 2. Leur confrontation a permis de définir leur influence sur le comportement des inclusions.

Les paramètres de l'interaction sol-inclusion ont été définis à partir des essais de chargement. La limite du frottement correspond au frottement ultime relevé avec l'essai sur inclusion flottante. Le frottement limite entre sol et inclusion est imposé dans le modèle numérique par des interfaces le long de l'inclusion. En plus de cette limite imposée et fixe, le frottement mobilisé dépend aussi du comportement des sols vis-à-vis du cisaillement. La zone autour de l'inclusion est sollicitée fortement en cisaillement ce qui provoque sa plastification lors de faibles déplacements. Des deux lois de comportement utilisées pour les alluvions compressibles, seule Soft-soil permet de prendre en compte l'effet de la cohésion des sols. Par conséquent, le frottement mobilisé avec cette loi est plus important lorsque les terrains sont cohésifs.

L'inclusion longue est ancrée dans les Alluvions Anciennes. La rigidité et la résistance de cette couche ont été définies à l'aide de l'essai de chargement, associées à des corrélations basées sur les résultats des essais pressiométriques. Un bon accord a été trouvé entre l'expérimental et le numérique en utilisant cette technique.

L'étude analytique réalisée sur le comportement de la pointe de l'inclusion montre que le coefficient de portance suggéré par le Fascicule 62 V pour des pieux fondés sur des sables graveleux compacts ne s'applique pas à des inclusions réalisées avec la technique de la tarière à refoulement. L'utilisation de ce coefficient conduit à une surestimation de la résistance ultime des inclusions refoulantes. Les coefficients proposés par Bustamante sont plus adaptés dans ce cas. En revanche, sur des terrains plus compressibles les résultats obtenus avec ces coefficients sont mitigés. Le fait qu'il ne tienne pas en compte ni la compressibilité du sol ni sa densité peut limiter son utilisation.

L'étude a aussi mis en évidence que l'approche de Frank et Zhao génère dans ce cas d'étude des surestimations de la résistance limite en pointe. Toutefois, cette approche reste intéressante pour décrire le comportement en pointe des inclusions. L'approche Foxta sous-estime les déplacements de l'inclusion. Ceci est provoqué par la surestimation de la résistance en pointe. Malgré le bon accord obtenu lors des modélisations, les rigidités retenues pour la couche d'ancrage ne reproduisent pas correctement le comportement de l'inclusion.

Reims

1 Essais de chargement

Les essais ont été réalisés sur deux inclusions localisées à proximité de l'ouvrage du contournement Sud de Reims. Les deux inclusions testées sont refoulantes, elles ont été réalisées par forage avec une tarière à vis inversée. Leur diamètre est de 360mm et leur longueur est de 9.0m pour l'inclusion nommée « G » et de 10.6m pour celle nommée « H » [BUSTAMANTE08]. Elles ont été ancrées dans les craies blanches du Campanien inférieur. Les deux inclusions étaient équipées d'un extensomètre amovible. Ce dernier a permis de mesurer la distribution des efforts à différentes profondeurs. La Figure 25 présente la disposition de l'essai.



Figure 25. Essai de chargement

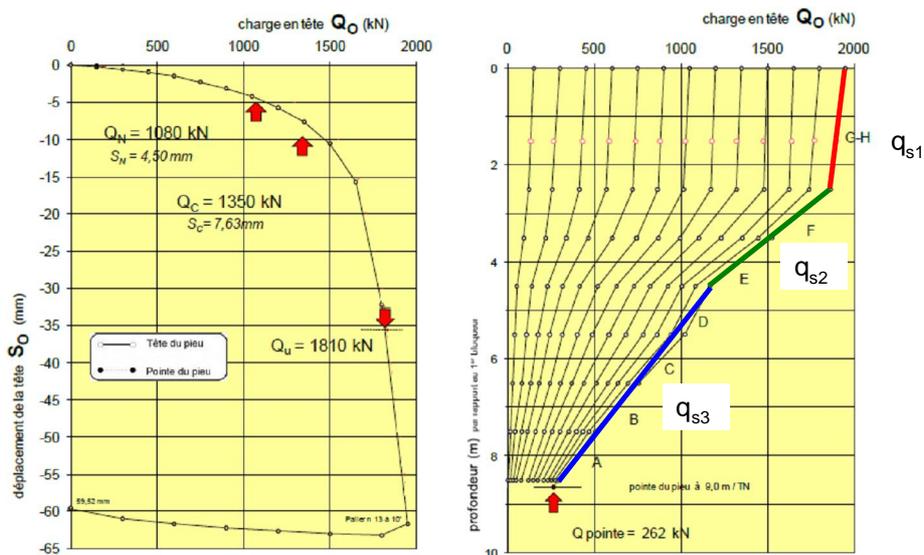


Figure 26. Inclusion refoulante G

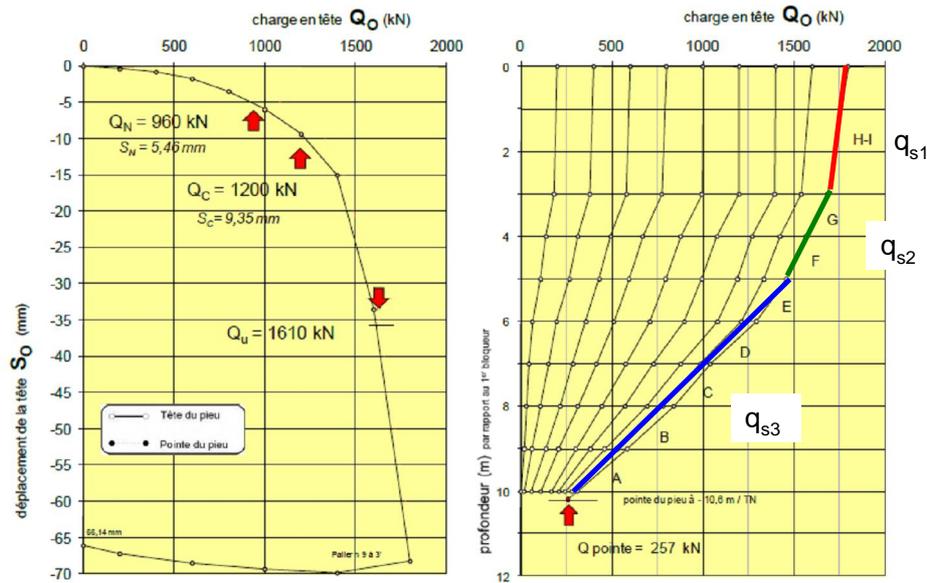


Figure 27. Inclusion refoulante H [BUSTAMANTE08].

La Figure 26 et la Figure 27 présentent les courbes d'effort-déplacement et de distribution des efforts le long des inclusions [BUSTAMANTE08]. La charge limite de l'inclusion G est de 1810 kN, elle est légèrement inférieure sur l'inclusion H où elle atteint 1610kN. Cette différence s'explique par une réduction du frottement mobilisé observée sur la partie supérieure de l'inclusion. La modification du frottement est provoquée par l'utilisation d'un outil non nettoyé sur la réalisation de l'inclusion H. Les caractéristiques des interfaces ont été modifiées par l'augmentation du temps de perforation. D'un autre côté, l'effort limite en pointe relevé est en accord sur les deux inclusions, la contrainte limite en pointe de la couche d'ancrage est donc de 2.55 MPa.

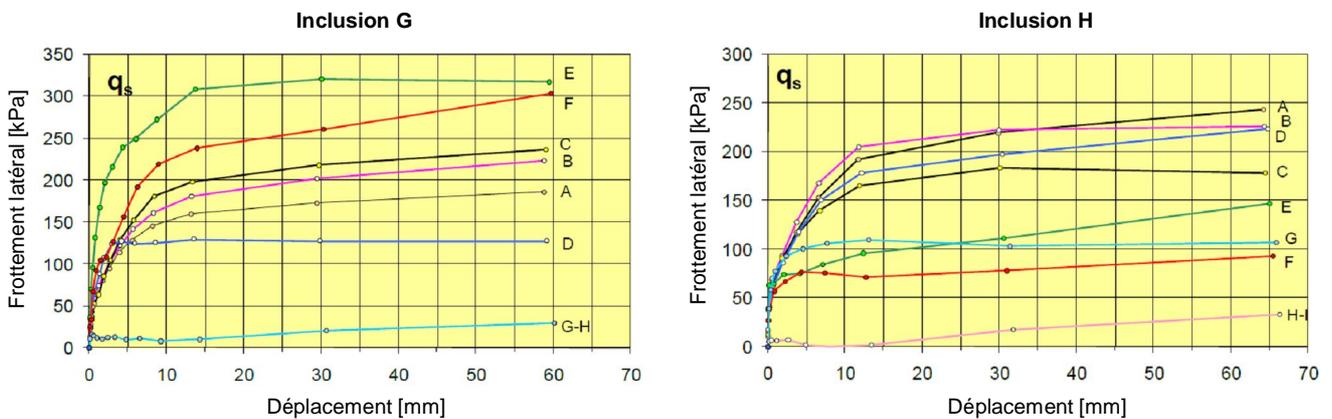


Figure 28. Courbes de mobilisation du frottement latéral [BUSTAMANTE08].

Dans les deux cas, l'effort résistant généré par frottement est plus important que celui en pointe. Les courbes de mobilisation du frottement montrent que le frottement maximum a été mobilisé pour les deux essais. (Figure 28) On peut donc affirmer que le frottement maximum a été mobilisé pour les deux essais. Le frottement limite de l'inclusion (q_s) correspond donc aux valeurs enregistrées en fin de chargement. Il peut être calculé à partir des courbes de déchargement de chaque inclusion (Figure 26 et Figure 27). D'après ces courbes, il existe trois régimes caractéristiques de frottement latéral, donc trois valeurs pour q_s . Le Tableau 9 synthétise les valeurs enregistrées sur les deux essais.

Tableau 9. Frottement limite enregistré expérimentalement.

Dénomination	z [m]	Frottement limite q_s [kPa]	
		Inclusion G	Inclusion H
q_{s1}	0 à 3	10	10
q_{s2}	3 à 5	308	110
q_{s3}	>5	205	205

2 Modélisation de l'essai

Les essais ont été modélisés à l'aide d'une cellule élémentaire en deux dimensions réalisées sur le code de calcul aux éléments finis Plaxis [BRINKGREVE03]. Après la présentation du contexte géologique et géotechnique du site, ce paragraphe se concentre sur la description du modèle numérique développé, et sur la simulation de l'interaction sol-inclusion. La loi élastique linéaire avec plasticité parfaite est utilisée pour reproduire le comportement de tous les sols. Le critère de rupture est celui de Mohr-Coulomb. Les valeurs des paramètres nécessaires à l'implémentation de cette loi ont été obtenues à partir de la caractérisation de sols réalisée in-situ et d'une recherche bibliographique réalisée sur les sols rencontrés. L'étude est finalisée par des discussions autour des résultats suivie de la présentation des conclusions sur le comportement des inclusions du site vis-à-vis du chargement axial.

2.1 Données géologiques et géotechniques.

Les terrains rencontrés sur le site des essais sont caractérisés par la présence de la craie avec les formations suivantes, du haut vers le bas :

- Remblais limons crayeux ou « graveluche ». Jusqu'à 2.2m d'épaisseur.
- Graves crayo-limoneuses. Environ 2.5m d'épaisseur.
- Substratum constitué par des craies blanches jusqu'à 20m de profondeur.

La caractérisation de ces terrains a été effectuée à l'aide des sondages pressiométriques et des sondages au pénétromètre statique (CPT) réalisés au droit des essais. Les résultats de ces sondages ont été confrontés avec ceux réalisés lors de la reconnaissance des sols réalisée pour l'ouvrage. La confrontation révèle une bonne correspondance entre les différentes campagnes réalisées. Le Tableau 10 synthétise les résultats de la caractérisation des sols.

Tableau 10. Caractérisation in situ.

Dénomination	z [m]	Pressiomètre		Pénétromètre
		E_M [MPa]	PI [MPa]	q_c [MPa]
Limons - graveluche	0 à 3	7	0.7	$4 < q_c < 6$
Alluvions crayeuses	3 à 5	41.7	> 2.25	$q_c > 30$
Craies saines à fragmentées	>5	21.9	$1 < PI < 1.6$	$6 < q_c < 8$

Les paramètres élastiques des craies ont été calculés à partir des modules Ménard et des corrélations proposées par [COMBARIEU06]. Cependant, il convient de tenir compte que les valeurs de module obtenues à partir de ces corrélations sont nettement inférieures aux valeurs suggérées par différents auteurs, pour lesquels le module serait compris entre 1GPa et 3GPa. En ce qui concerne les paramètres de rupture, des valeurs traditionnelles pour les cas des limons et des alluvions graveleuses peuvent être utilisées, en revanche, le choix pour les craies est plus complexe. De nombreux auteurs ont observé expérimentalement des mécanismes de plastification et de rupture sur ce matériau variés. De plus, certaines études mettent en évidence la variabilité du comportement de cette roche tendre en fonction des conditions dans lesquelles elle se trouve (ex : saturation). Un facteur très important, qui conditionne leur rigidité et leur résistance, est la porosité. Leur angle de frottement, par exemple, peut varier entre 15° et 26° en état saturé, et atteindre des valeurs de 32° sur des craies sèches. La cohésion de son côté présente des valeurs élevées propres à celles des roches, elle oscille entre 0.1 et 3 MPa [HICKMAN04]. La dilatance est considérée nulle, en correspondance avec un matériau contractant. Une synthèse des valeurs suggérées pour la modélisation est présentée au Tableau 11.

Tableau 11. Synthèse de caractéristiques mécaniques.

Paramètres mécaniques	Limons - graveluche	Alluvions crayeuses	Craie
E_M [MPa]	7	41.7	21.9
PI [MPa]	0.7	>2.5	1
E [MPa]	21	250.2	120.5
ν [-]	0.3	0.3	0.2
ϕ' [°]	30	35	15-32
c' [kPa]	0	0	100
ψ' [°]	0	5	0

2.2 Interaction sol/pieu :

L'interaction sol/inclusion a été étudiée à partir des modèles numériques développés en deux dimensions axisymétriques en implémentant les hypothèses géotechniques décrites dans les paragraphes précédents (Figure 29). Des interfaces ont été utilisées pour reproduire l'interaction sol-inclusion (cf. Annexe 1). Trois sections ont été définies sur la longueur des inclusions, chacune avec une valeur de frottement limite singulier, ce qui est en accord avec la partie expérimentale. La vérification de la pertinence de l'utilisation du modèle numérique sera réalisée par la confrontation des expérimentations avec la modélisation.

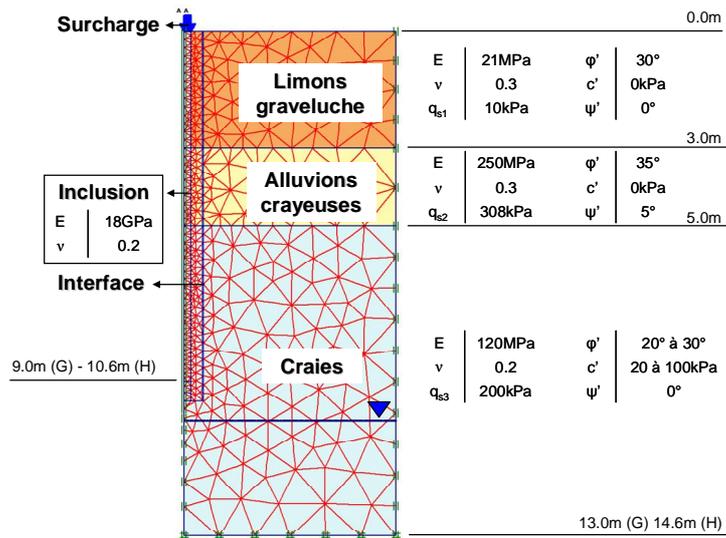


Figure 29. Modèle numérique.

2.2.1 Chargement

L'essai numérique sera réalisé par l'imposition de contraintes. Le calcul sera arrêté lorsque le déplacement final de la tête enregistré sur l'essai expérimental sera atteint, c'est-à-dire, à 0.0617m. La charge enregistrée à ce point correspond à la charge maximale de l'essai Q_{u_max} . L'analyse de la courbe effort-déplacement obtenue permettra de relever l'état des contraintes après un déplacement de 10% du diamètre de l'inclusion. Ce seuil est le critère définissant la charge limite conventionnelle Q_u .

La partie expérimentale des inclusions étudiées a montré qu'elles se comportent comme des « inclusions flottantes » ; leur résistance par frottement est supérieure à celle en pointe. Lors de l'essai, le frottement est mobilisé totalement et conditionne ainsi la charge limite de l'inclusion (§1). La résistance ultime en pointe relevée numériquement correspond à la charge en pointe relevée lorsque la résistance ultime de l'inclusion est atteinte, elle est donc liée au frottement. Sa valeur sera différente de celle obtenue lors d'une configuration « ancrée » où elle est conditionnée exclusivement par la résistance de la couche d'ancrage.

2.2.2 Etude paramétrique

En raison des incertitudes existantes autour de la résistance des Craies, une étude paramétrique a été réalisée pour évaluer l'influence de ses caractéristiques de rupture sur la résistance de l'inclusion. Deux valeurs de cohésion et d'angle de frottement ont été testées. Au total quatre calculs ont été réalisés, le Tableau 12 synthétise les combinaisons employées. Pendant l'étude, les limons – graveluche et les alluvions préservent leurs caractéristiques mécaniques.

Tableau 12. Etude paramétrique

	Craies Blanches (tests)			
	1	2	3	4
E [MPa]	120			
ν	0.2			
ϕ' [°]	20	30	20	30
c' [kPa]	20		90	
ψ' [°]	0			

2.2.3 Résultats

2.2.3.1 Résistance limite de l'inclusion.

La Figure 30 présente les courbes effort-déplacement numériques confrontées avec la courbe expérimentale de l'essai. Les deux premières courbes, avec une cohésion faible, sous-estiment la résistance de l'inclusion, les deux dernières, avec une cohésion plus importante, la surestiment légèrement. Cependant, leur comportement, notamment celui du troisième test, est plus proche de l'expérimental.

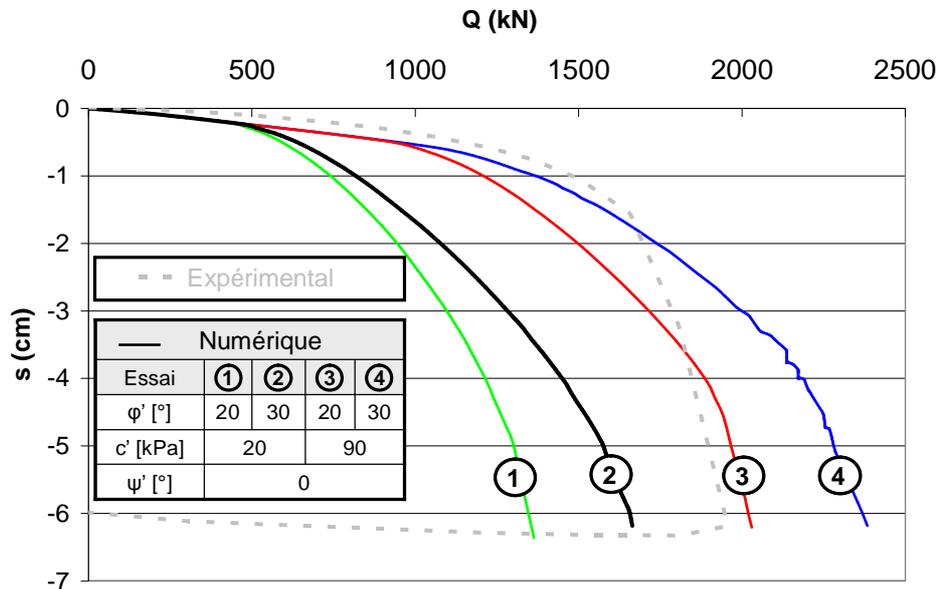


Figure 30. Courbes effort-déplacement.

Le Tableau 13 présente la confrontation des résistances limites conventionnelles des inclusions. Sous ce critère, le test 3 reproduit le résultat expérimental. Le Tableau 14 présente les valeurs de la charge ultime à la fin des essais. Les résultats du test 3 restent très satisfaisants, à ce stade la simulation numérique reproduit de façon correcte le comportement post rupture malgré une légère surestimation de la résistance finale. Il est important de souligner que sur un critère ponctuel la modélisation peut paraître adaptée, c'est le cas de la charge limite, par contre, la Figure 30 montre que la courbe

expérimentale ne coïncide pas avec celle du test 3. Dans ce cas, l'étude individuelle du frottement et de l'effort en pointe permet d'ajuster le comportement numérique.

Tableau 13. Effort et contrainte limite de l'inclusion.

Essai	c' [kPa]	ϕ' [°]	q_u [MPa]	Q_u [kN]	$\frac{\text{Numérique}}{\text{Expérimental}}$
Expérimental	-	-	17.78	1810.0	1
1	20	20	11.52	1172.6	0.65
2		30	13.54	1378.2	0.76
3	90	20	18.00	1832.2	1.01
4		30	21.00	2137.1	1.18

Tableau 14. Effort et contrainte maximale de l'essai (Déplacement de la tête = 6cm).

Essai	c' [kPa]	ϕ' [°]	q_{u_max} [MPa]	Q_{u_max} [kN]	$\frac{\text{Numérique}}{\text{Expérimental}}$
Expérimental	-	-	19.15	1949.2	1
1	20	20	13.24	1347.7	0.69
2		30	16.25	1654.0	0.85
3	90	20	19.89	2024.6	1.04
4		30	23.28	2369.6	1.22

2.2.3.2 Frottement mobilisé

L'étude paramétrique réalisée sur la Craie met en évidence l'influence de ses caractéristiques de rupture sur le frottement. La craie avec les valeurs de cohésion et d'angle de frottement les plus importantes est capable de mobiliser plus de frottement que celle avec des valeurs faibles. Le Tableau 15 présente les valeurs de l'effort mobilisé par frottement. Ces résultats montrent l'influence importante de la cohésion sur la résistance par frottement, et de l'augmentation de l'angle de frottement sur la résistance en pointe (Tableau 16).

Tableau 15. Frottement mobilisé lors d'un déplacement = 0.1D.

Essai	c' [kPa]	ϕ' [°]	Q_{su} [kN]	$\frac{\text{Numérique}}{\text{Expérimental}}$
Expérimental	-	-	1560.99	1
1	20	20	848.60	0.54
2		30	947.44	0.61
3	90	20	1422.28	0.91
4		30	1615.47	1.03

2.2.3.3 Résistance limite en pointe

Le Tableau 16 présente le résultat du calcul de la résistance en pointe de l'inclusion. Celle-ci correspond à la charge relevée en pointe pour un déplacement de la tête égal à 10% de son diamètre. Tous les résultats obtenus montrent une surestimation de la résistance en pointe. L'essai 1 présente les

valeurs les plus proches de l'expérimentation, par contre, elles sont obtenues avec une cohésion et un angle de frottement faibles, avec lesquels la résistance limite de l'inclusion est largement sous-estimée.

La Figure 31 présente la résistance limite en pointe en fonction des valeurs de c' et ϕ' testées. Cette figure confirme que l'augmentation des paramètres de rupture ne fait qu'augmenter la résistance en pointe, ce qui permet de s'approcher de la résistance totale de l'inclusion mais en surestimant la résistance en pointe.

Tableau 16. Effort et contrainte limite en pointe (Numérique).

Essai	c' [kPa]	ϕ' [°]	q_{pu_num} [MPa]	Q_{pu_num} [kN]	$\frac{Numérique}{Expérimental}$
Expérimental	-	-	2.45	249.0	1.00
1	20	20	3.22	327.4	1.32
2		30	5.03	512.4	2.06
3	90	20	4.21	428.9	1.72
4		30	5.13	521.7	2.10

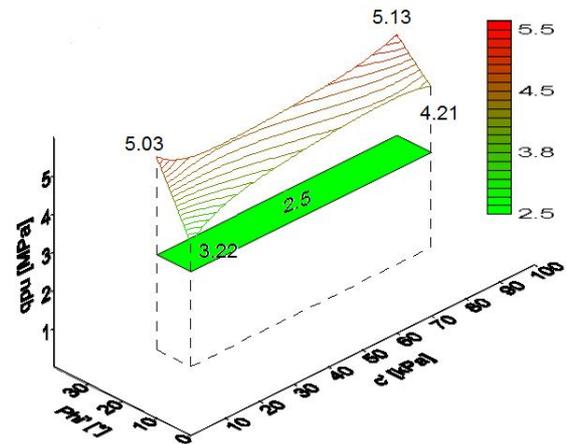


Figure 31. Evolution de la résistance limite en pointe.

La Figure 32 présente les courbes effort-déplacement de la pointe de l'inclusion. Le comportement expérimental est confronté aux prédictions analytiques et numériques. Les résultats du modèle numérique 3 sont présentés aux côtés de la courbe définie par les lois de Frank & Zhao. La charge ultime définie par la méthode pressiométrique a été utilisée avec l'équation proposée par Frank & Zhao pour décrire le comportement en pointe dans des sols fins. Le coefficient de portance suggéré par le Fascicule 62V pour les craies du type B est de $k_p=2.2$ pour un élément refoulant.

Avec les équations [1] et [3] appliquées aux caractéristiques pressiométriques des Craies, on obtient les résultats du Tableau 17.

Tableau 17. Paramètres du comportement en pointe de l'inclusion.

	E_M	Pl [MPa]	B [m]	k_p	q_{pu} [MPa]	k_q
Craies	21.9	1.0	0.36	2.2	2.2	669.17

On observe sur la Figure 32 une bonne correspondance de l'approche analytique aux données expérimentales. Pour les valeurs de pression limite et du coefficient de portance proposées, les lois de Frank et Zhao permettent d'effectuer une prédiction satisfaisante du comportement en pointe de l'inclusion. En revanche, le modèle numérique surestime la charge en pointe. Ce résultat confirme que malgré la bonne estimation de la charge totale résistée par l'inclusion, la modélisation ne reproduit pas correctement la répartition entre le frottement latéral et l'effort en pointe.

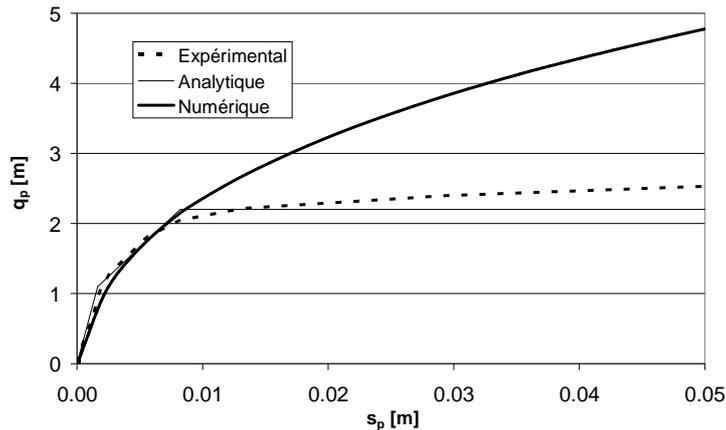


Figure 32. Résistance limite en pointe expérimentale, analytique et numérique.

Modification du modèle numérique

Les résultats présentés précédemment ont permis de faire les constats suivants :

- La résistance limite de l'inclusion peut être reproduite par les modèles numériques en faisant varier les paramètres de rupture de la couche d'ancrage, i.e. les Craies ;
- La résistance limite de l'inclusion est assurée principalement par le frottement mobilisé.
- L'augmentation des valeurs de c' et ϕ' des Craies provoque l'augmentation du frottement mobilisé et de la résistance en pointe de l'inclusion ;
- Le frottement mobilisé n'est en accord avec les valeurs expérimentales qu'avec une Craie fortement frottante et cohésive ;
- La résistance limite en pointe est surestimée dans tous les modèles.

Au vu de ces constats, le modèle étudié jusqu'ici ne permet pas de réaliser une approximation du frottement expérimental qui soit en accord avec l'effort en pointe et vice-versa. Le comportement de l'inclusion n'est pas reproduit correctement. Par conséquent, un nouveau modèle a été mis en œuvre, ce modèle présente la particularité de découper les craies en deux sous-couches, ces nouvelles couches sont différentes par leurs caractéristiques de rupture. Ce découpage découle de l'hypothèse d'une variabilité sur les caractéristiques de rupture en fonction du degré de saturation observé sur les Craies.

L'étude géotechnique du site confirme la localisation de la nappe phréatique à une profondeur de 10m. Le modèle développé impose, pour tenir compte de possibles fluctuations du niveau des eaux, la limite entre les deux types de craie à une profondeur de 9 mètres. La craie inférieure présente une résistance faible, ce qui correspond donc à une craie saturée, la craie supérieure présente une résistance plus importante en accord avec les caractéristiques d'une craie sèche. Les valeurs de c' et ϕ' utilisées sont celles qui ont donné de meilleurs résultats en termes de frottement et d'effort en pointe lors de l'étude paramétrique. La Figure 33 présente le modèle utilisé.

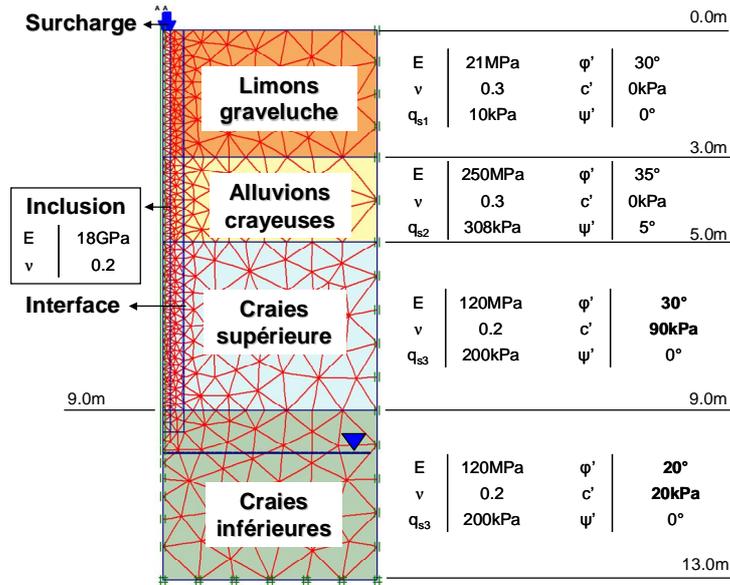


Figure 33. Modèle numérique modifié.

La Figure 34 présente : (a) La courbe effort-déplacement du modèle modifié, et (b) les courbes de l'évolution de l'effort axial le long de l'inclusion $Q_p(z)$ et du frottement cumulé $Q_s(z)$. Ces courbes montrent un bon accord avec les résultats expérimentaux. Les hypothèses utilisées sur ce modèle sont donc satisfaisantes. Il est aussi intéressant de relever que l'effort en pointe est légèrement supérieur à celui obtenu expérimentalement mais que cette surestimation est compensée par un frottement mobilisé plus faible.

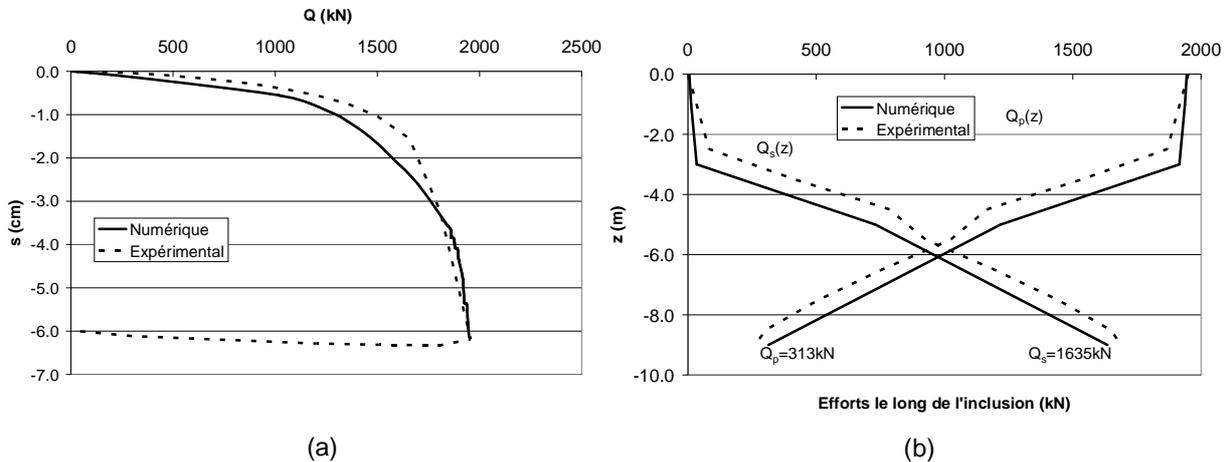


Figure 34. Résultats. Modèle modifié – Inclusion G.

La Figure 35 présente la confrontation de la contrainte en pointe du modèle modifié aux résultats expérimentaux et aux résultats analytiques calculés dans les paragraphes précédents à partir des lois de Frank & Zhao. Sur ce modèle, l'effort en pointe à la rupture est bien reproduit, cependant, il existe une légère surestimation des tassements en début du chargement.

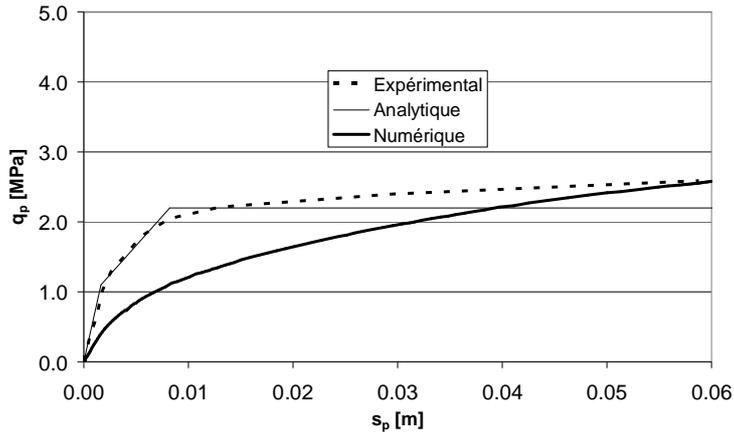


Figure 35. Résistance limite en pointe expérimentale, analytique et numérique. Inclusion G.

2.2.4 Modélisation de l'inclusion H

Un modèle numérique a été développé sur la base du modèle modifié de l'inclusion G. Cette nouvelle modélisation permet de vérifier la validité des hypothèses géotechniques déterminées dans les paragraphes précédents. La Figure 36 présente les résultats de l'essai. Ils sont confrontés avec les résultats expérimentaux. Cette confrontation montre un bon accord entre les courbes effort-déplacement malgré une légère sous-estimation de 5% de la charge maximale de l'essai. Les courbes du frottement mobilisé et de l'état de la contrainte axiale le long du fût confirment la bonne approximation du modèle numérique.

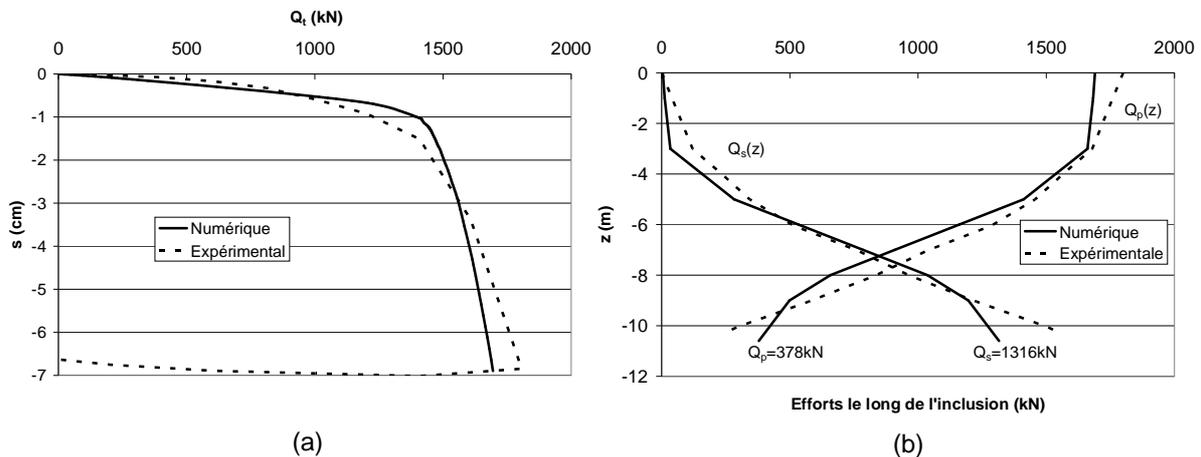


Figure 36. Relation effort-déplacement et distribution des efforts. Inclusion H.

Le bon accord entre le modèle numérique et l'expérimentation se confirme avec la confrontation de l'évolution de l'effort en pointe présentée sur la Figure 37. Ces résultats valident les hypothèses géotechniques proposées et mettent en évidence l'utilité de l'outil numérique pour la définition des caractéristiques des sols.

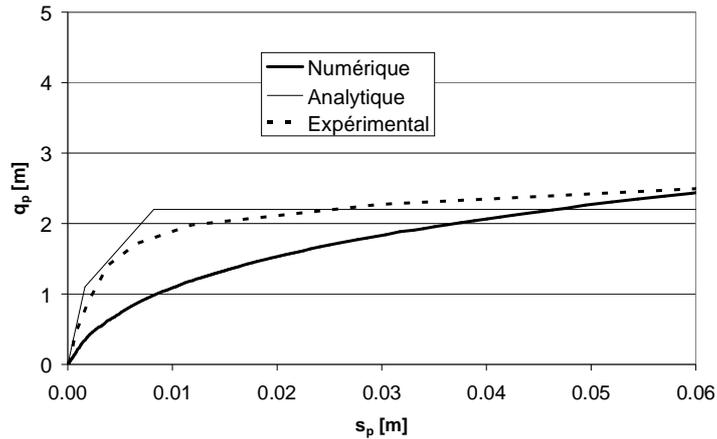


Figure 37. Résistance limite en pointe expérimentale, analytique et numérique. Inclusion H.

2.3 Autre méthode

Les résultats obtenus avec le module Taspie du logiciel Foxta sont confrontés avec les expérimentations et les modélisations numériques. Les relations effort-déplacement en tête et en pointe sont présentées (Figure 38 et Figure 40) ainsi que la distribution des efforts le long de l'inclusion (Figure 39 et Figure 41) pour les deux inclusions G et H. Les caractéristiques des sols utilisés pour le calcul semi-numérique sont présentées sur le Tableau 18 et le Tableau 19.

	Limite inférieur de la couche	E_M (MPa)	q_{sl} (kPa)	q_{pl} (MPa)	Loi de Frank et Zhao
Limons - graveluche	-3	7	10	-	lois de mobilisation du frottement pour un sol granulaire
Alluvions crayeuses	-5	41.7	308	-	
Craie	-9	21.9	205	2.2	loi de mobilisation de la pointe pour un sol fin

Tableau 18. Caractéristiques des sols de l'inclusion G.

	Limite inférieur de la couche	E_M (MPa)	q_{sl} (kPa)	q_{pl} (MPa)	Loi de Frank et Zhao
Limons - graveluche	-3	7	10	-	lois de mobilisation du frottement pour un sol granulaire
Alluvions crayeuses	-5	41.7	110	-	
Craie	-10.6	21.9	205	2.2	loi de mobilisation de la pointe pour un sol fin

Tableau 19. Caractéristiques des sols de l'inclusion H.

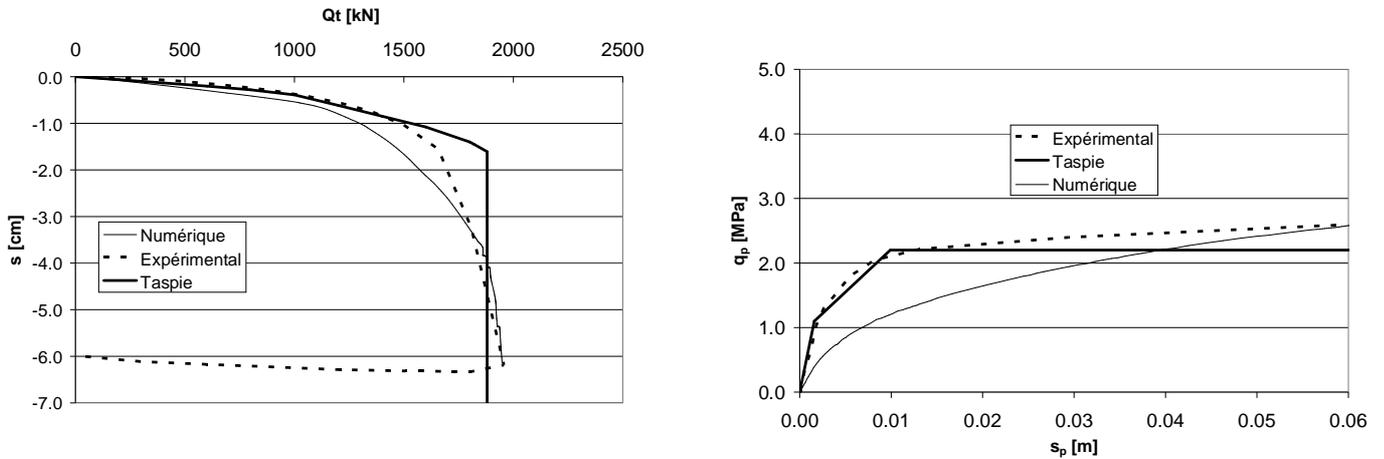


Figure 38. Relations contrainte-déplacement en tête et en point. Inclusion G.

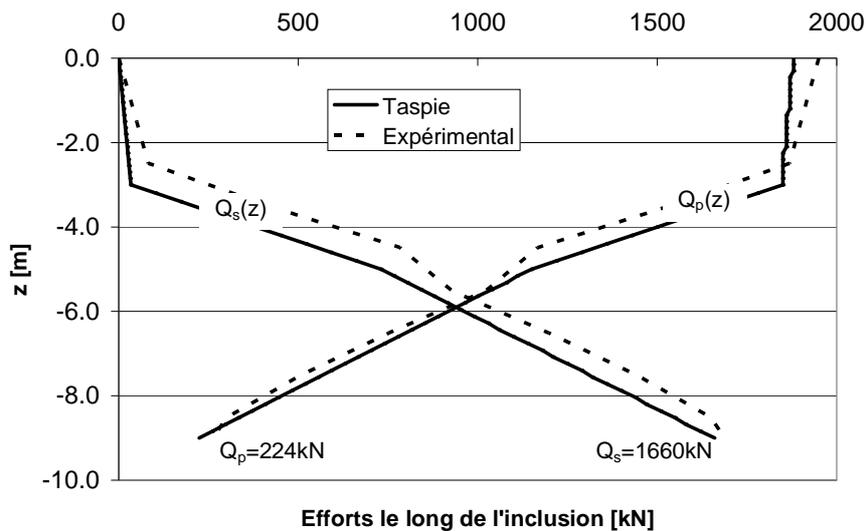


Figure 39. Distribution des efforts. Inclusion G.

Les constats suivants ont été possibles sur l'inclusion G suite aux confrontations :

- La Figure 38 et la Figure 39 montrent une bonne correspondance de l'évolution de la contrainte en pointe ainsi que du frottement mobilisé. Sur ces deux aspects, la prédiction réalisée avec Taspie est aussi performante que celle obtenue avec la modélisation numérique. En revanche, la courbe effort-déplacement obtenue avec Taspie montre une sous-estimation du déplacement, la contrainte limite de l'inclusion est atteinte avec un déplacement plus faible que celui obtenu par l'expérimentation et la modélisation numérique. Cette sous-estimation est générée par un des paramètres qui définissent les lois de mobilisation du frottement, vraisemblablement par une légère surestimation de la limite du frottement d'une des couches.

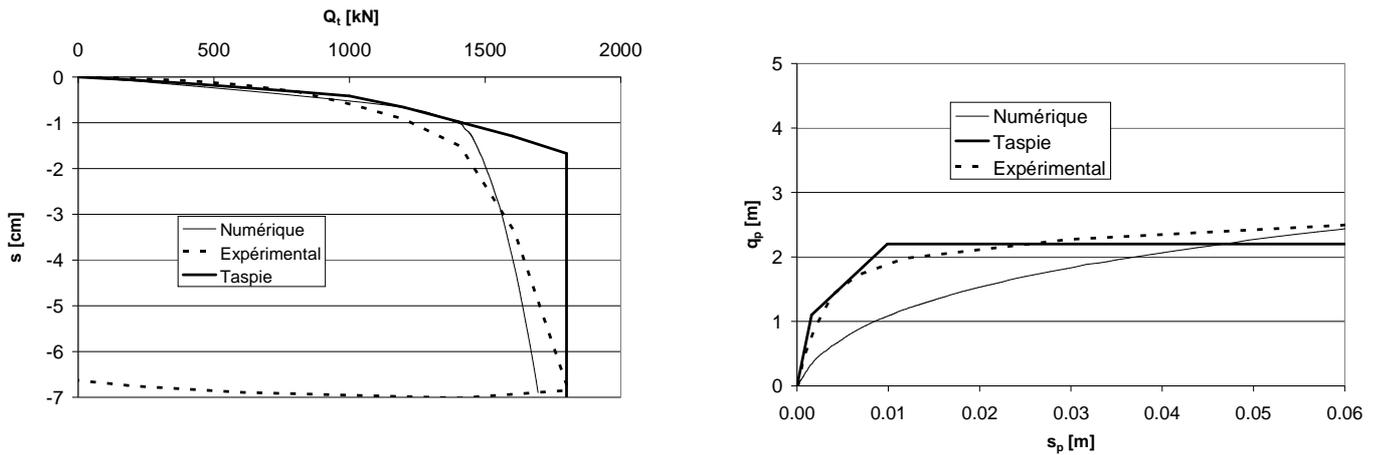


Figure 40. Relations contrainte-déplacement en tête et en pointe. Inclusion H.

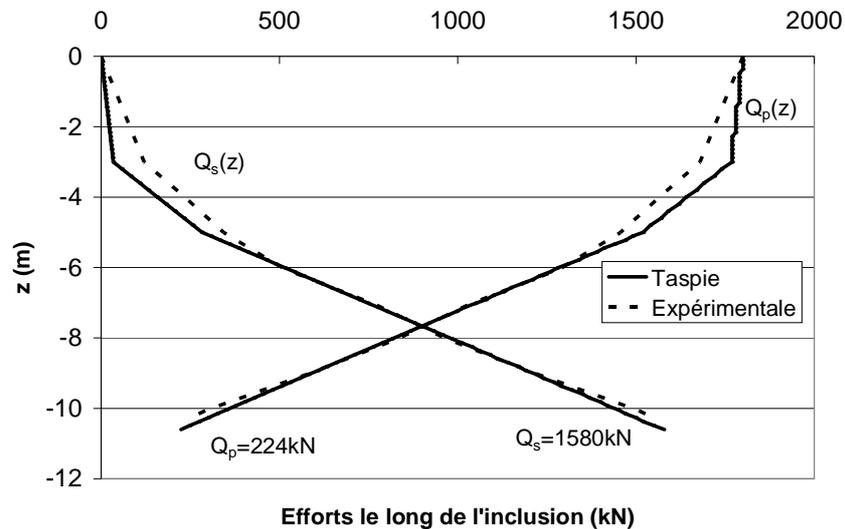


Figure 41. Distribution des efforts. Inclusion H.

Pour l'inclusion H, les résultats obtenus sont similaires à ceux de l'inclusion G. L'évolution de la contrainte ultime en pointe est bien approchée par Taspie. Il en est de même avec le frottement mobilisé à la fin du chargement. En revanche, la courbe effort-déplacement montre une sous-estimation des déplacements juste avant la rupture. La contrainte limite de l'inclusion est légèrement surestimée. La plastification graduelle de l'inclusion est difficilement reproduite par Taspie.

3 Conclusions

Deux essais de chargement ont été réalisés sur des inclusions refoulantes du projet autoroutier « Contournement Sud de la ville de Reims ». Ces inclusions présentent la particularité d'être fondées sur des craies blanches du Campanien. Les Craies, de par leur nature, sont connues pour présenter des caractéristiques de rupture très variables selon, entre autres, leur porosité et leur degré de saturation.

La partie expérimentale a montré que les inclusions ont un comportement similaire à celui des « inclusions flottantes ». En raison des bonnes caractéristiques mécaniques des terrains traversés, la résistance limite de l'inclusion est conditionnée principalement par le frottement mobilisé. Dans cette configuration, le comportement de l'inclusion est très sensible aux caractéristiques de l'interface sol-inclusion autour du fût.

La partie numérique a mis en évidence la possibilité de reproduire avec des modèles numériques la résistance limite de l'inclusion. La méthode utilisée a permis d'obtenir une approximation du comportement expérimental satisfaisante en adaptant le modèle géotechnique et en contrôlant le frottement autour des inclusions.

La résistance ultime de l'inclusion dans le modèle numérique a été déterminée en imposant un seuil de déplacement à 10% de son diamètre. Le calage à partir de ce critère doit être complété par l'analyse individuelle du frottement et de l'effort en pointe.

L'approche analytique de Frank et Zhao et la détermination par la méthode pressiométrique de la contrainte en pointe sont des méthodes efficaces pour effectuer la prédiction du comportement en pointe des inclusions fondées sur sols fins.

Conclusions Générales

Des essais de chargement provenant de trois sites différents ont été étudiés. Ces essais peuvent être classés, de par leur comportement, en deux groupes :

- Inclusions ancrées : La résistance limite de l'inclusion est assurée par la résistance en pointe. La rupture de la couche d'ancrage est généralement atteinte avant la rupture de l'interface sol-inclusion.
- Inclusions flottantes : La résistance limite de l'inclusion est assurée par le frottement mobilisé. Le frottement atteint ses limites sous cette configuration.

La réunion de ces deux types d'essai permet de définir avec une bonne fiabilité le comportement global de l'inclusion, dont le frottement limite le long des parois de l'inclusion et sa résistance limite en pointe.

La modélisation numérique a été utilisée pour reproduire le comportement des essais de chargement. Lors des campagnes de calcul présentées, la modélisation a prouvé être un outil puissant qui permet de reproduire correctement ce type d'essais. Les procédures utilisées dans ces modélisations permettent d'identifier et de corriger les caractéristiques mécaniques des sols au droit du projet.

Les interfaces jouent un rôle important dans cette procédure. Elles permettent de maîtriser le frottement autour de l'inclusion, à condition de connaître avec une bonne précision les caractéristiques à la rupture du massif à renforcer.

Des méthodes de calcul analytiques ont été utilisées pour vérifier la réponse numérique sur la résistance en pointe des inclusions. Le module de la couche d'ancrage peut être calculé à partir des corrélations avec la méthode pressiométrique. Leur utilisation s'est révélée efficace, cependant, il faut bien tenir compte de la nature des sols. Les corrélations utilisées doivent être en accord avec les conditions du site. En revanche, le choix des paramètres de rupture s'avère plus compliqué. La détermination des caractéristiques géomécaniques par calage sur la réponse expérimentale s'est montrée efficace lors de cette étude, mais elle peut être longue à réaliser. Une première approche basée sur des références bibliographiques facilite la tâche.

Cinq des six inclusions étudiées sont refoulantes, cependant, aucune procédure particulière n'a été utilisée pour reproduire ce facteur. Le refoulement présenterait une influence sur les caractéristiques de l'interface sol-inclusion. Cependant, l'étude montre que l'utilisation des éléments interfaces dans les modèles numériques permet d'adapter les sollicitations autour du fût de l'inclusion et donc de reproduire partiellement le refoulement.

L'approche Foxta a été utilisée pour la détermination de la courbe de chargement des inclusions. L'application de cette méthode génère des résultats satisfaisants lorsque la loi de mobilisation de la pointe correspond bien aux résultats expérimentaux. Son utilisation est aussi intéressante en raison du nombre réduit de paramètres nécessaires pour le calcul, d'autant plus que tous ces paramètres peuvent être déduits d'un seul type d'essai, l'essai pressiométrique.

Bibliographie

- [BRIANCON07a] **BRIANCON L.**, Rapport N° 1.07.1.02. A.S.I.R.I. - Tranche 1 - Thème 1 : rapport final. CNAM. (2007).
- [BRIANCON08] **BRIANCON L.**, Rapport N° 2.08.1.05. A.S.I.R.I. - Tranche 2 - Thème 1 : rapport final. CNAM. (2007).
- [BRINGREVE03] **BRINGREVE R.B.J.**, PLAXIS v8 manuel de référence, (2003).
- [BUSTAMANTE06] **BUSTAMANTE M., GIANESELLI L.**, Le calcul de la portance de pieux aux états limites ultimes. Méthode pressiométrique. ELU ELS Géotechnique, Symposium international sur les états limites ultimes des ouvrages géotechniques. ENPC (2006)
- [BUSTAMANTE08] **BUSTAMANTE M.**, Etude de la capacité portante d'inclusions rigides type Durmeyer. MB Fondations n°153 (2008).
- [COMBARIEU06] **COMBARIEU O.**, L'usage des modules de déformation en géotechnique. Revue française de géotechnique, N° 114, (2006).
- [FASCICULE62] **Fascicule n° 62 Titre V.** Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Ministère de l'Équipement du Logement et des Transport, (1993).
- [HICKMAN04] **HICKMAN RANDALL J.**, Formulation and implementation of constitutive model for soft rocks. PhD dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University (2004).
- [MAGNAN91] **MAGNAN J-P.**, Résistance au cisaillement. Techniques de l'ingénieur. Traité construction, c-216. (1991).
- [MESTAT97] **MESTAT Ph.**, Maillages des éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. Conseils et recommandations. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées 212. pp 39-64. 1997.
- [ROCHER-LACOSTE06] **ROCHER-LACOSTE F., LE KOUBY A.**, Interprétation des essais de chargement. Rapport N° 1.06.1.01A, LCPC. (2006).
- [ROCHER-LACOSTE07] **ROCHER-LACOSTE F., LE KOUBY A.**, Interprétation des essais de chargement. Rapport ASIRI 2-07-1-02, LCPC, (2007).
- [SIEGEL07] **SIEGEL T.C., NESMITH W. M., CARGILL P. E.**, Ground improvement resulting from installation of drilled displacement piles. In: 32nd DFI annual conference, Colorado Spring, CO, USA. 2007.

Annexe 1

Le frottement limite des inclusions

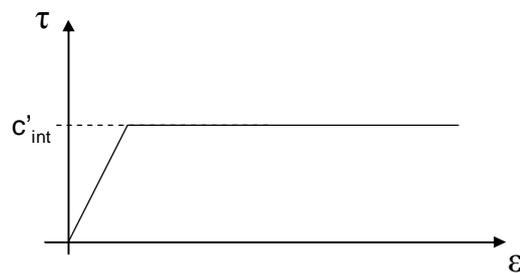
La simulation de l'interaction sols-inclusion se fait avec des éléments « interfaces ». Lors des modélisations, les interfaces seront placées tout autour de l'inclusion, cependant, ce seront les interfaces autour du fût qui auront le rôle le plus important. Celles-ci ont comme objectif de contrôler le frottement développé autour des inclusions.

Les éléments d'interface sont modélisés avec le modèle élastoplastique bilinéaire de Mohr Coulomb. Quand un modèle plus avancé est utilisé sur le matériau des clusters autour de l'interface, seuls les paramètres φ , c , ψ , E , ν , sont pris en compte. La rigidité de l'interface correspond à la rigidité élastique du sol. De ce fait, le module élastique de l'interface correspond au module en décharge-recharge du sol (E_{ur}). Ce dernier est proportionnel à l'état de contrainte et dépend d'une loi hyperbolique du type σ^m . Pour les modèles Soft-soil et Cam-clay, la puissance m équivaut à 1 et le module E_{ur} dépend de la constante de gonflement κ .

La contrainte de cisaillement des interfaces dépend des contraintes horizontales autour du fût (confinement) et des ses caractéristiques vis-à-vis de la rupture (Equation [A.1]). Les paramètres c'_{int} et φ'_{int} peuvent donc être modifiés afin de limiter l'action du frottement sur l'inclusion.

$$\tau' = c'_{int} + \sigma_H' \tan \varphi'_{int} \quad \text{Eq. [A.1]}$$

Avec cette approche, on obtient un frottement variable le long de l'inclusion. L'approche de calcul des fondations profondes traditionnelles adoptée dans les normes françaises [FASCICULE62] prévoit l'imposition d'une valeur unique de frottement sur une section d'inclusion. Alors, pour pouvoir implémenter cette valeur unique sur le modèle numérique, un artifice de calcul est utilisé. L'angle de frottement de l'interface est considéré égal à zéro, de sorte que le frottement ne soit régi que par la cohésion, c'_{int} , paramètre indépendant qui n'évolue pas avec le chargement (Figure ci-dessous)



Mobilisation du cisaillement de l'interface.

Annexe 2

Essai de chargement Influence du maillage

Contexte

Dans le cadre des études numériques réalisées autour de la technique des inclusions rigides, des modélisations d'essais de chargement ont été développées afin de reproduire le comportement d'une inclusion isolée. Ces modélisations permettent de définir les caractéristiques des interactions sol inclusions nécessaires pour reproduire le comportement global d'un réseau d'inclusions.

La configuration du maillage des modèles développés pour les essais de chargement peut être très variable. Dans la modélisation aux éléments finis, la configuration du maillage conditionne la précision des résultats. Il est souvent nécessaire de l'ajuster, par exemple dans des endroits où il existe une forte concentration de contraintes et de forts gradients de déformations, pour obtenir une bonne précision sur les résultats. Afin de mesurer l'influence de ce facteur, une étude paramétrique est réalisée. Dans cette étude, des paramètres tels que la densité du maillage, les dimensions du modèle et la présence des interfaces sont étudiés. A partir des résultats, des recommandations pour le développement de modèles numériques de ce type sont présentés.

Méthodologie

La méthode d'analyse consiste en la confrontation de la réponse d'un modèle de référence à celle des modèles modifiés. Cette démarche a nécessité le développement d'un modèle de référence avec un maillage moyen et de plusieurs modèles dérivés où des paramètres, notamment géométriques, ont été modifiés. Ces paramètres étaient la position de la limite latérale et verticale, la densité du maillage et l'existence d'interfaces sur les bords des structures.

Les modèles ont été développés à partir de l'essai de chargement réalisé sur l'inclusion G du projet de Reims (cf. Reims page 36). Ils seront évalués à partir des confrontations de la courbe effort-déplacement, ainsi que par des confrontations ponctuelles de la charge limite et la charge maximale. La charge limite correspond à la charge relevée lors du déplacement de 10% du diamètre de l'inclusion, soit 3.6cm. La charge maximale est définie par le déplacement vertical maximal de la tête, soit 6cm. Le calcul est arrêté lorsque cette valeur est atteinte.

Le maillage sur Plaxis

Les modèles aux éléments finis développés avec PLAXIS sont composés par une maille aux éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds comme celui présenté sur la Figure A. 1. La maille est générée automatiquement par une méthode de triangulation. Le résultat est une maille déstructurée composée des triangles irréguliers. Les éléments à 15 nœuds sont utilisés dans cette étude. Les éléments d'interface ont une épaisseur nulle ; ils sont automatiquement compatibles avec les éléments avec lesquels ils sont en contact.

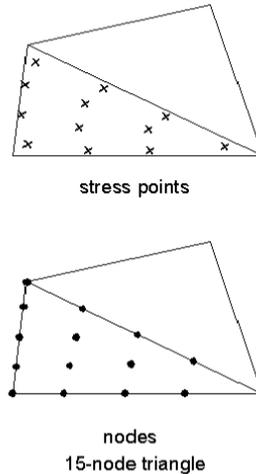


Figure A. 1. Eléments utilisés pour l'étude.

Le maillage de Plaxis est généré automatiquement. Il est recommandé de réaliser dans un premier temps un modèle avec un maillage « lâche », de repérer les zones critiques du modèle (concentrations de contraintes et forts gradients de déformation) et de raffiner le maillage dans ces zones.

Pour cela, il est nécessaire de connaître le fonctionnement de la génération automatique du maillage. L'outil « Generate » de Plaxis nécessite la définition du paramètre « le » correspondant à la taille moyenne des éléments. Ce paramètre est calculé automatiquement à partir des dimensions globales du modèle (x_{\max} , x_{\min} , y_{\max} , y_{\min}) et du facteur n_c . Ces deux paramètres sont liés par la relation [A.1].

$$le = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})}{n_c}} \quad [A.1]$$

La valeur de n_c dépend du degré de finesse du maillage sur une échelle de cinq niveaux :

Niveau	n_c
Très grossier	25
Grossier	50
Moyen	100
Fin	200
Très fin	400

La procédure décrite ci-dessus aboutit au maillage global du modèle, cependant, des raffinements locaux sont possibles grâce au paramètre « element local size factor » présent sur tous les éléments du modèle numérique. Celui-ci peut être modifié individuellement sur chaque ligne ou point, ou modifié sur l'ensemble d'éléments d'une zone.

Le modèle de référence

La Figure A. 2 présente le modèle de référence de l'étude. Il a été réalisé en deux dimensions avec symétrie de révolution. La limite latérale du modèle est définie à 15 diamètres à partir de l'axe et sa limite inférieure à 10 diamètres à partir de la pointe de l'inclusion. Le modèle a été découpé en trois

zones dont l'inclusion, une zone de raffinement local de 0.5m autour de l'inclusion et la zone de maillage courant. Ces trois zones ont été découpées horizontalement par les limites des couches géologiques du site. Le maillage du modèle est initialement « moyen », il contient 252 éléments T15, soit 3024 points de contrainte et 2206 nœuds. L'inclusion est maillée par un élément volumique qui correspond en pointe à 5 nœuds horizontalement. Le modèle est présenté sur la Figure A. 2.

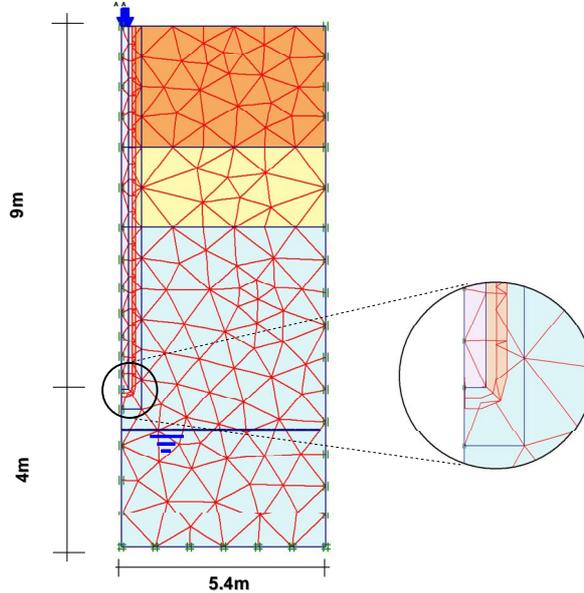


Figure A. 2. Modèle de référence.

Influence des limites du modèle

Pour vérifier que les limites du modèle n'affectent pas le résultat, une série de modèles de largeurs et de profondeurs différentes a été réalisée. Les résultats de ces modélisations peuvent être confrontés aux recommandations données par Mestat [MESTAT97] pour la construction de maillages éléments finis. Dans le cas de fondations, et plus spécifiquement dans le cas de pieux, cet auteur recommande que la limite verticale du maillage, en condition axisymétrique, soit fixée à au moins deux fois la longueur L du pieu. La limite horizontale inférieure doit être fixée à au moins deux fois la longueur du pieu au dessous de la pointe (Figure A. 3). Cette configuration garantirait que les conditions aux limites en déplacement n'aient pas d'influence sur le comportement du pieu.

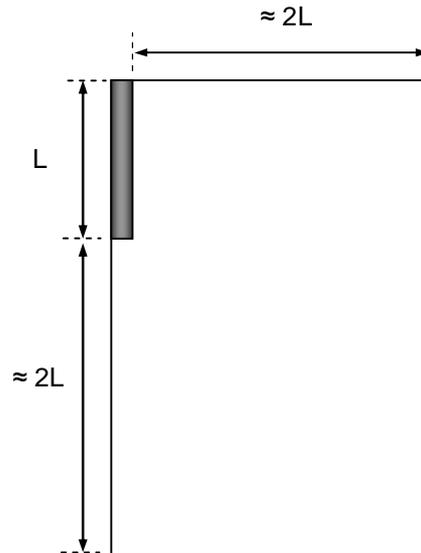


Figure A. 3. Dimensions conseillés pour le maillage d'un pieu cylindrique isolé (Axisymétrie) [MESTAT97].

Largeur du modèle

Les largeurs testées varient en fonction du diamètre des inclusions, le modèle le plus large correspond à une largeur équivalente à la longueur de l'inclusion (L), soit 25 diamètres. Le Tableau A. 1 présente les caractéristiques des modèles testés. La Figure A. 4 présente le maillage des modèles.

Tableau A. 1 Etude de l'influence de la largeur des modèles : Caractéristiques des modèles utilisés.

Modélisation	Largeur	Nb des zones	Nb des Nœuds	Nb d'éléments en pointe	Nb de nœuds en pointe
1	5D (0.2L)	289	2596	1	5
2	10D (0.4L)	294	2570	1	5
3 (Référence)	15D (0.6L)	252	2206	1	5
4	25D (L)	256	2210	1	5

La Figure A. 5 présente les courbes effort-déplacement obtenues avec les différentes largeurs de modèle. Le tableau synthétise les principaux résultats des calculs, dont la charge limite et la charge maximale de l'essai. La confrontation des résultats révèle qu'à partir d'une largeur de 10D (c'est-à-dire un rayon de la cellule élémentaire équivalent à 20 fois le rayon de l'inclusion), ce paramètre n'a plus aucune influence sur les résultats.

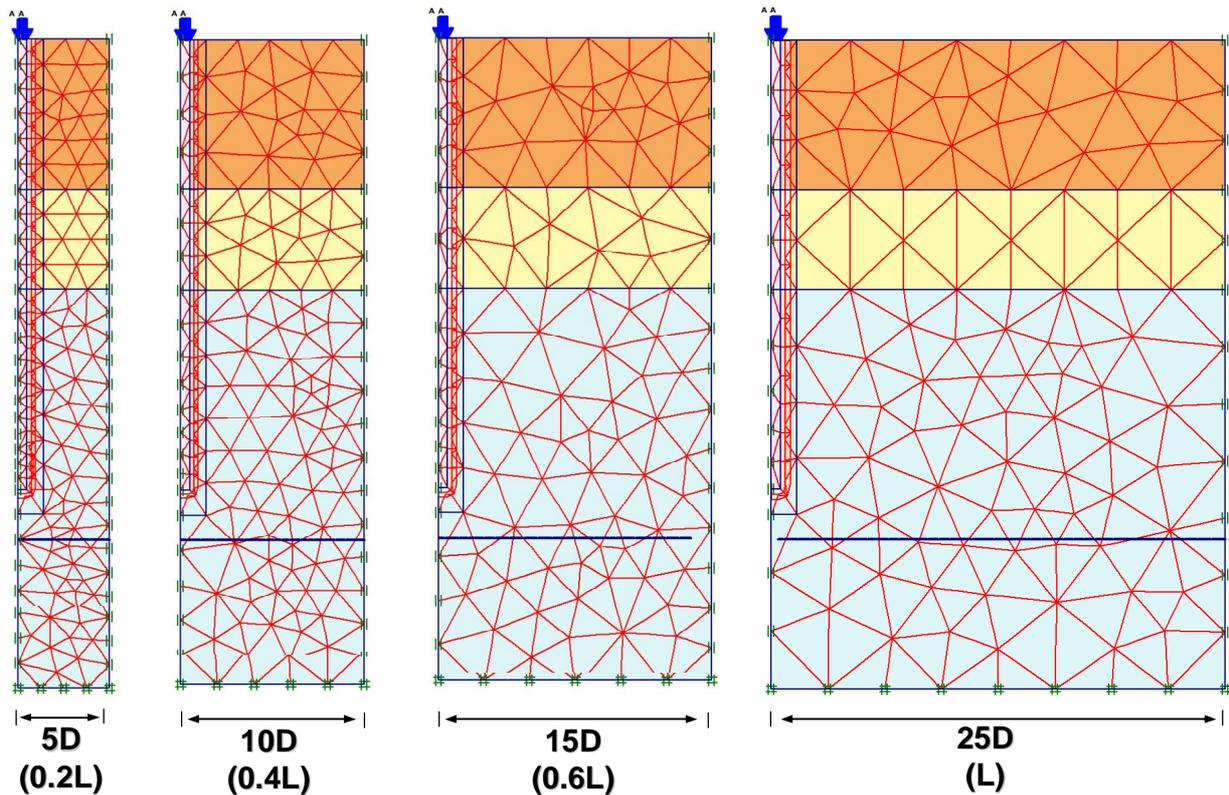
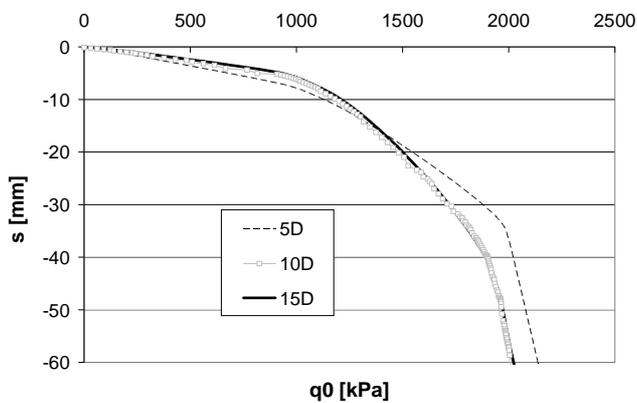


Figure A. 4. Etude de l'influence de la largeur des modèles : Maillage des modèles utilisés.



Largeur	Q (s = 10%D) [kN]	Q (s=6cm) [kN]	Rapport	
			Modèle / réf (s = 10%D)	Modèle / réf (s=6cm)
5D	1996	2137	1.09	1.06
10D	1846	2019	1.01	1
15D Réf	1832	2023	1	1
25D (L)	1818	2016	0.99	1

Réf : modèle de référence

Figure A. 5. Résultats : Courbe effort-déplacement vertical de la tête d'inclusion.

La Figure A. 6 présente les isovaleurs des déplacements verticaux des différents modèles testés. On constate que plus le modèle est large, plus les déplacements s'atténuent à proximité de la limite verticale. De même, on observe que les déplacements en-dessous de l'inclusion se dissipent plus rapidement pour les modèles les plus larges.

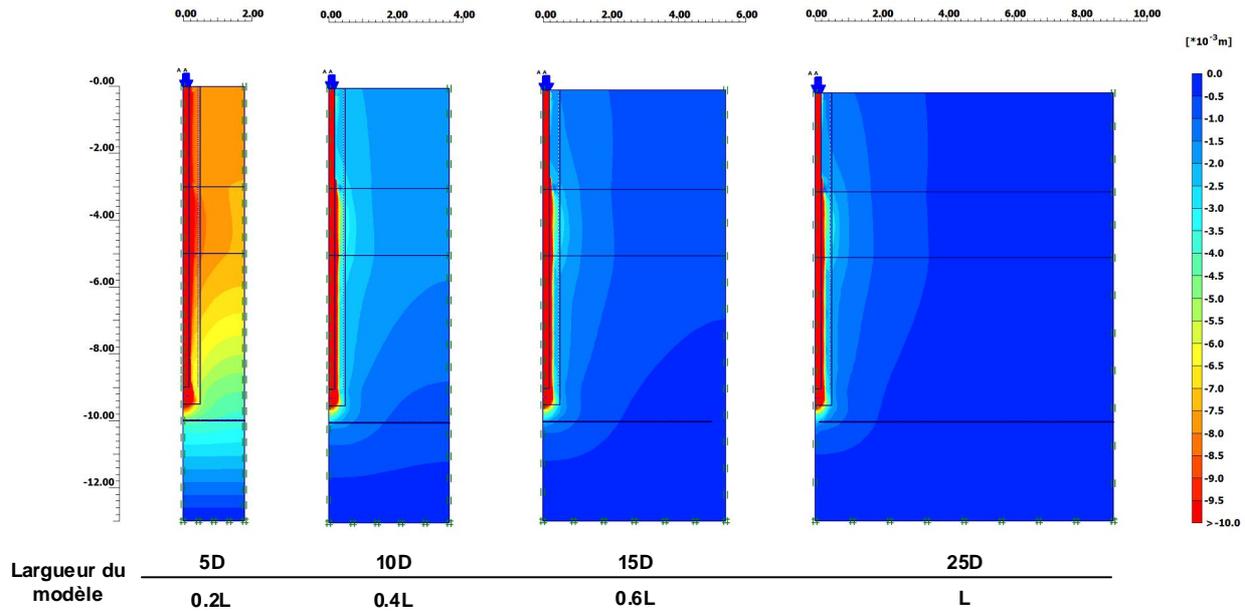


Figure A. 6. Déplacements verticaux.

La Figure A. 7 présente les déplacements verticaux relevés à la surface du modèle. Le graphique se concentre sur les déplacements relevés à l'état final. Le déplacement de l'inclusion est de 60mm, et donc, en dehors de l'échelle du graphique. On constate que les déplacements du sol sont faibles, mais ne sont pas nuls sur la limite extérieure des modèles. Toutefois, les déplacements verticaux des modèles avec un rayon supérieur ou égal à 10D sont inférieurs à 1% du diamètre de l'inclusion.

La Figure A. 8 présente le déplacement relatif sur la limite verticale extérieure des modèles. Ce déplacement relatif correspond au rapport entre le tassement et le diamètre de l'inclusion. Ce graphique confirme qu'à partir du modèle 10D la perturbation sur la frontière du modèle est très faible en termes de déplacement.

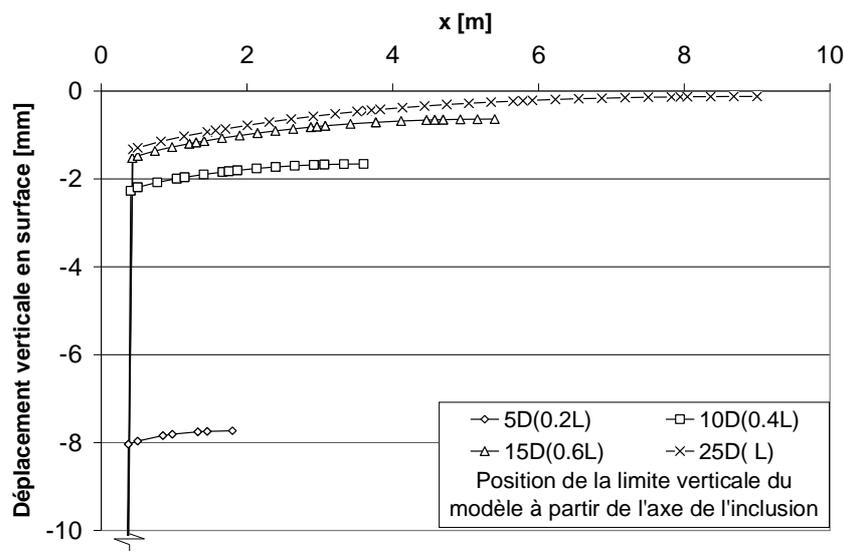


Figure A. 7. Déplacements verticaux en surface.

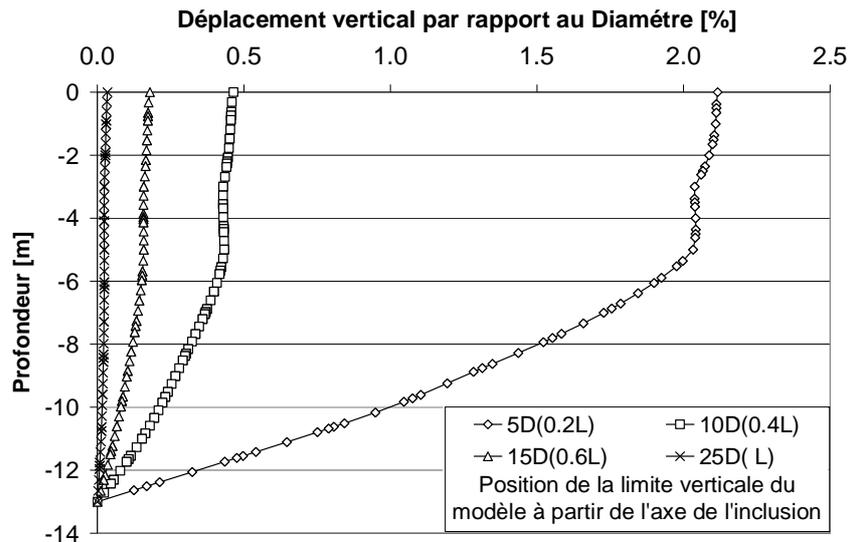


Figure A. 8. Déplacement vertical relatif à la limite verticale du modèle.

La Figure A. 9 présente les isovaleurs de la contrainte verticale relevée à l'état final. Ces graphiques montrent que l'état des contraintes varie en fonction de la largeur du modèle. On observe que l'inclusion sollicite fortement le terrain au niveau de la pointe et de la zone alluvionnaire très frottante. Cette perturbation est dispersée dans le modèle avec une largeur de 25D (Figure A. 10). Les valeurs présentées correspondent à l'augmentation de la contrainte verticale par rapport à son état initial. A partir de ces courbes, on constate que des perturbations sont présentes sur les limites de tous les modèles testés, même si à partir d'une longueur de 10D, la courbe effort-déplacement de l'essai reste invariable.

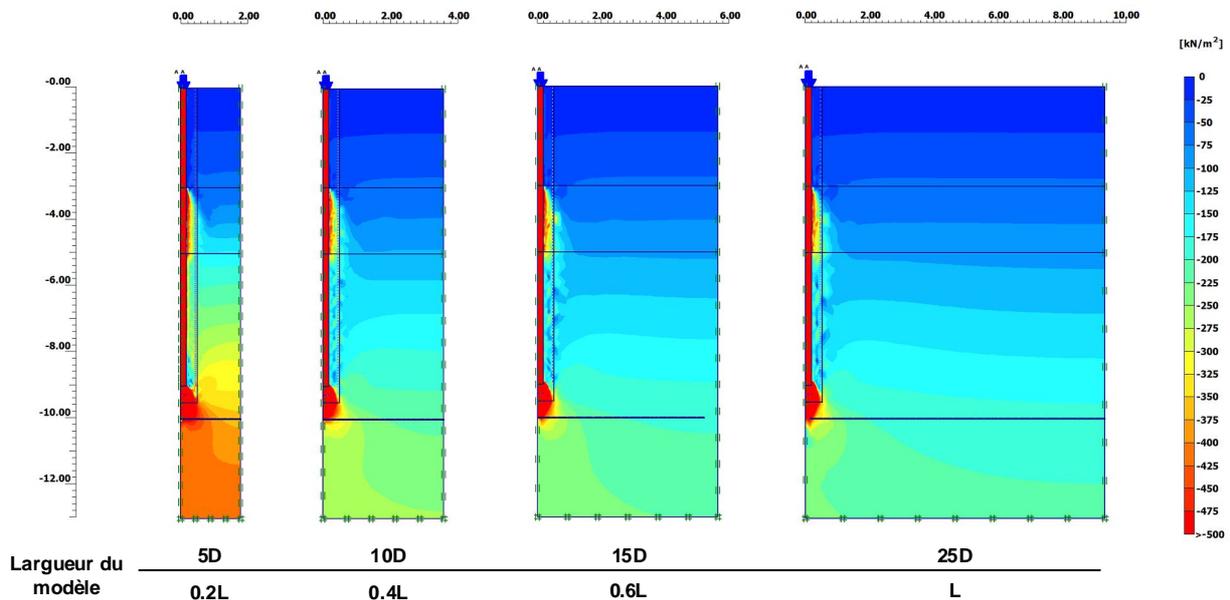


Figure A. 9. Contraintes verticales.

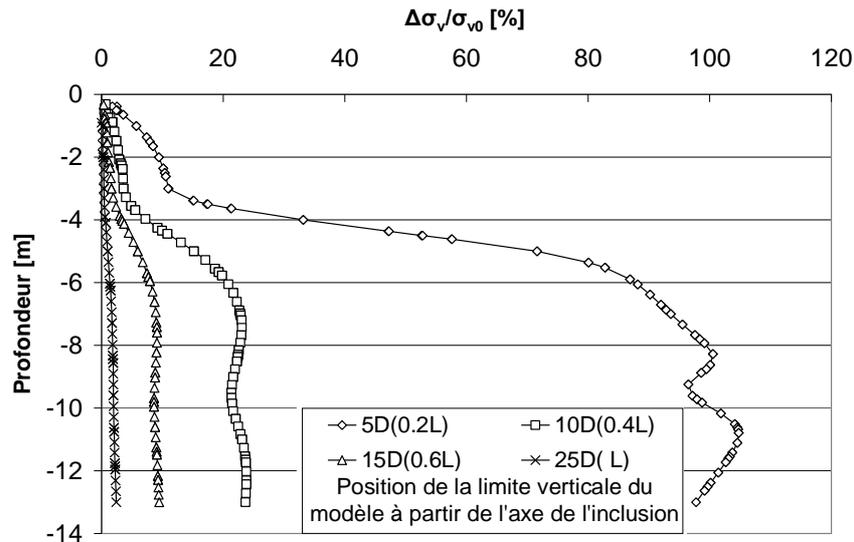


Figure A. 10. Augmentation de la contrainte verticale relevée sur la limite verticale du modèle.

La Figure A. 11 présente les directions des contraintes principales des différents modèles. Le graphique présente les contraintes principales pour des valeurs supérieures à 200kPa. Ces figures montrent que l'état de contraintes est largement perturbé sur le modèle de longueur 5D. Les contraintes au dessous de 4m de profondeur augmentent de façon importante sur ce modèle. Cette zone perturbée disparaît lorsque la limite verticale du modèle s'éloigne de l'inclusion, ce qui confirme les observations réalisées pour les contraintes verticales. Les directions des contraintes montrent des zones critiques autour de l'inclusion (avec des rotations importantes), mais ne semblent plus être affectées par les frontières à partir d'une largeur de 10D.

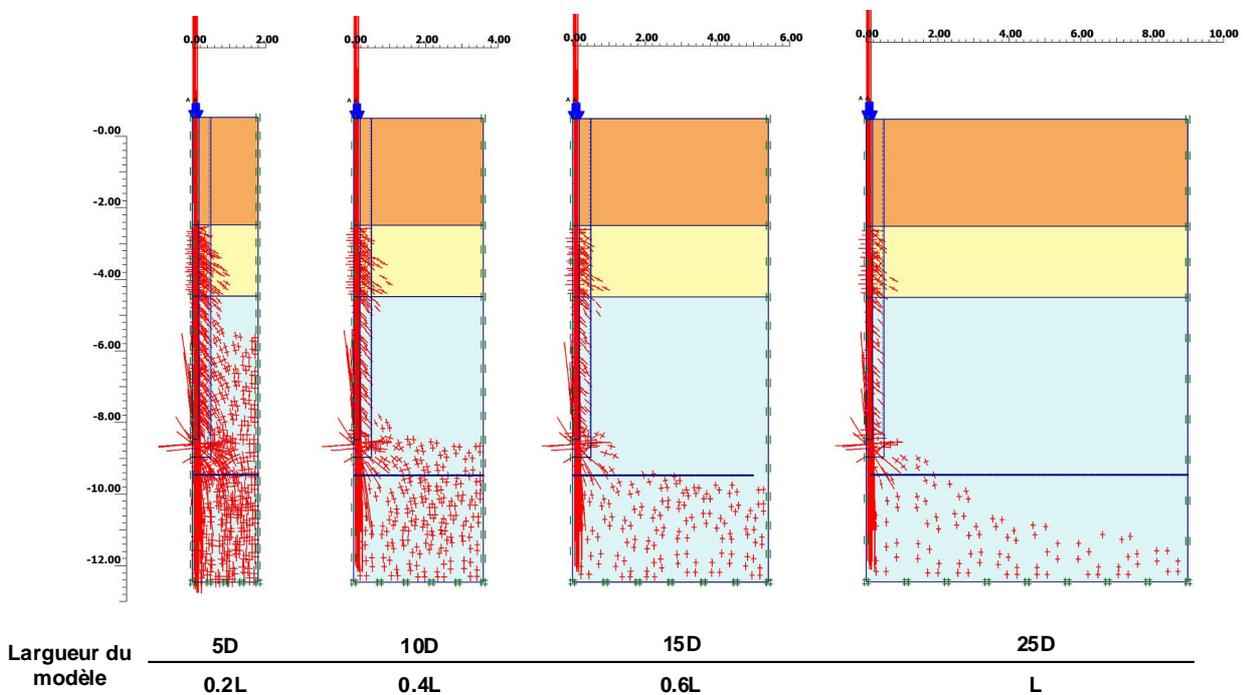


Figure A. 11. Contraintes principales.

Profondeur du modèle

L'étude des dimensions du modèle est complétée par une série de modélisations réalisées sur la limite inférieure du modèle. Il s'avère qu'à partir d'une distance équivalente à 10 diamètres en dessous de l'inclusion, la limite du modèle n'a aucune influence sur la relation effort-déformation de l'essai (Figure A. 13).

Cependant, le relevé de la contrainte verticale montre une perturbation au droit de l'inclusion. Cette perturbation peut être observée sur la Figure A. 12, elle diminue si l'on augmente la profondeur du modèle. A partir de 25 diamètres, elle est négligeable (Figure A. 14). Les courbes décrivent l'augmentation de la contrainte verticale à la fin du chargement à la base du modèle. Cette augmentation a été normalisée en fonction de sa valeur à l'état initial.

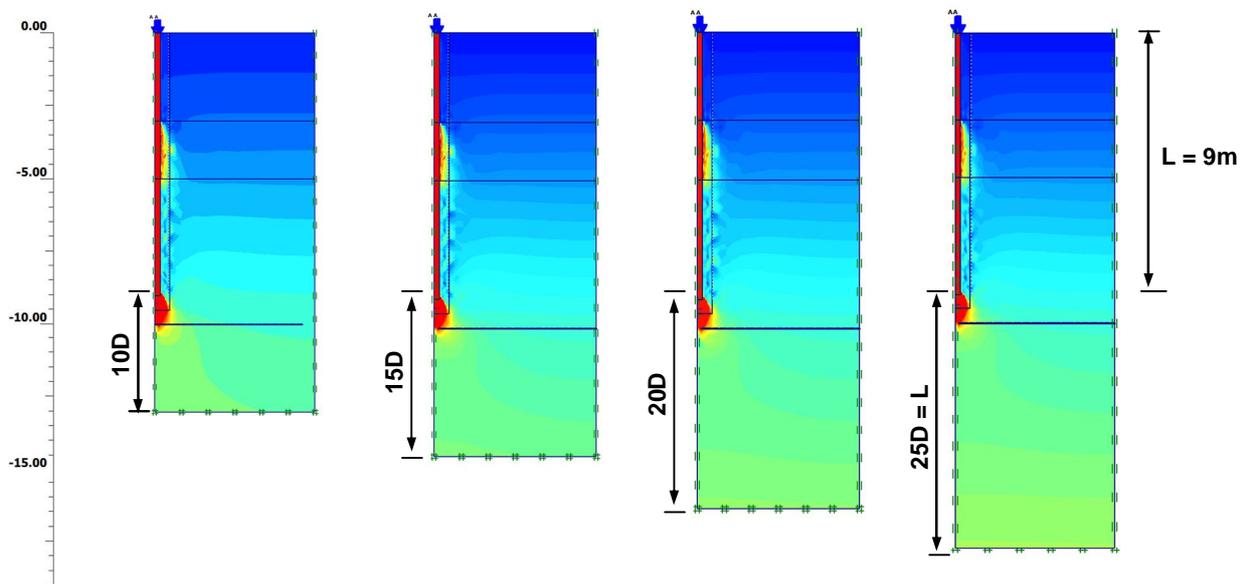


Figure A. 12. Isovaleurs de la contrainte verticale.

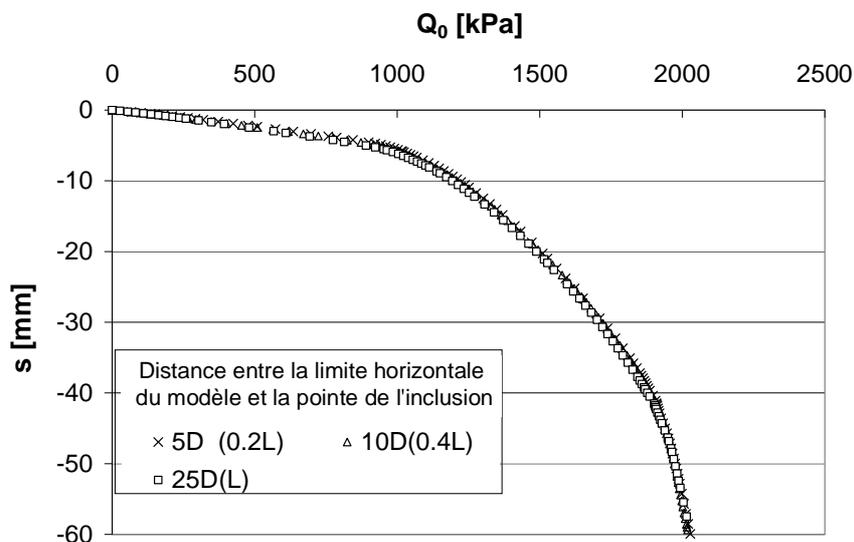


Figure A. 13. Relation effort-déplacement des inclusions.

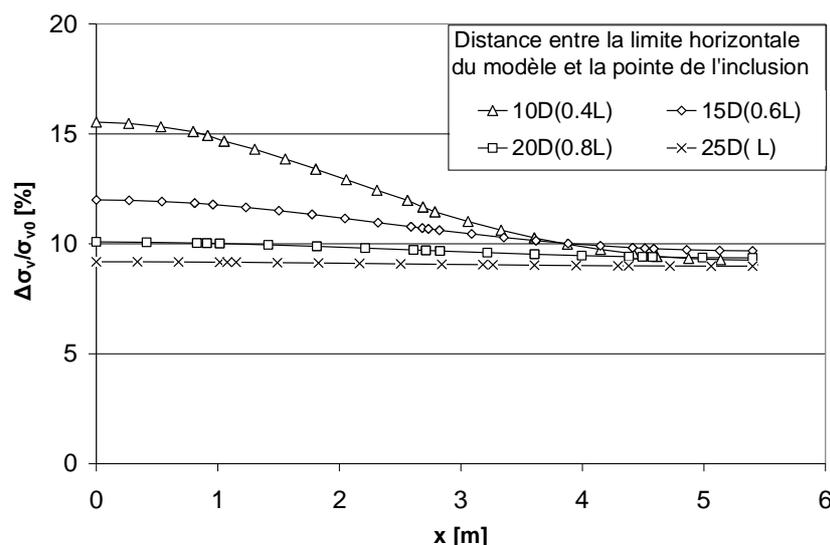


Figure A. 14. Contrainte verticale sur la limite horizontale inférieure du modèle.

Il faut remarquer que sur les modèles testés l'augmentation de la contrainte verticale à la base du modèle n'est pas négligeable. Les observations réalisées lors de l'étude de la largeur du modèle montrent que celle-ci a une influence sur les contraintes à la limite inférieure du modèle. Pour s'affranchir de cette influence, il convient d'utiliser un modèle numérique suffisamment large ($\geq 25D$).

Conclusions sur les dimensions du modèle

A partir des observations réalisées sur des modèles de dimensions différentes, on constate que la modélisation d'un essai de chargement peut se réaliser avec un modèle axisymétrique de rayon équivalent à 25 diamètres de l'inclusion, et avec une distance de 25 diamètres à partir de la pointe du pieu sans que les conditions aux limites aient d'influence sur les contraintes et les déplacements finaux. En revanche, un modèle de taille plus faible donne des résultats similaires si l'on ne s'intéresse qu'à la relation effort-déplacement de l'inclusion. Ainsi un modèle de 10 diamètres de largeur, avec une limite horizontale inférieure localisée à 10 diamètres de la pointe de l'inclusion, génère les mêmes résultats qu'un modèle de dimensions plus importantes.

Ces résultats sont applicables au cas d'étude de Reims. Pour rappel, dans cette étude le module des terrains, des Alluvions et des Craies, est de 250MPa et de 120MPa respectivement. Des terrains avec des modules plus faibles permettraient de dissiper plus rapidement les perturbations et l'impact sur les limites du modèle seront ainsi moins importantes.

Influence de la densité du maillage

L'étude de l'influence de la densité du maillage se fait par confrontation du modèle de référence et des trois modèles dont le maillage a été densifié localement. Les dimensions des modèles modifiés restent similaires à celles du modèle de référence. La Figure A. 15 présente le modèle modifié utilisé pour la modélisation n°4. Le maillage a été densifié automatiquement avec l'application de la fonction

« Refine » sur les éléments faisant partie de l'inclusion et de sa zone latérale. Il contient 2116 éléments T15, soit 25392 points de contrainte et 17946 nœuds. Le Tableau A. 2 présente les caractéristiques de tous les modèles confrontés.

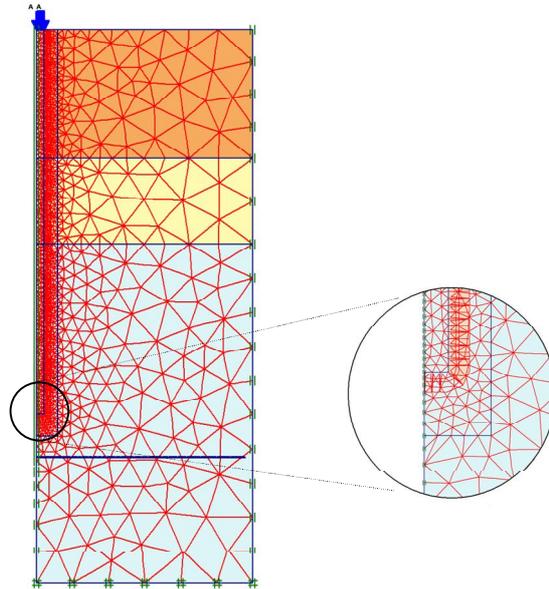
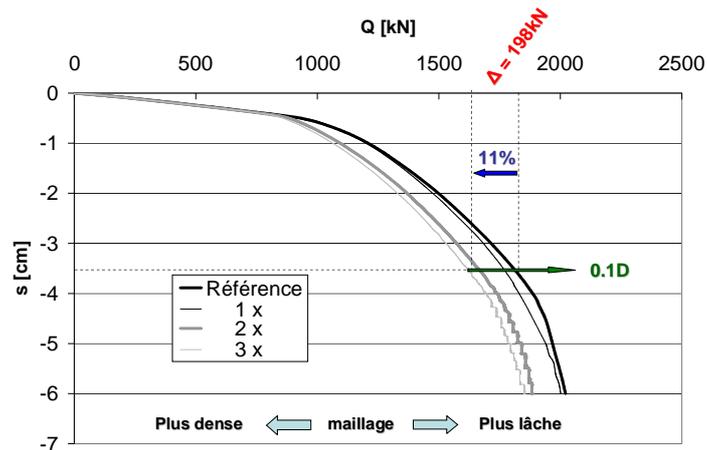


Figure A. 15. Modèle modifié 4.

Tableau A. 2. Etude de l'influence de la densité du maillage : Caractéristiques des modèles utilisés.

Modélisation	Densification [niveau (type)]	Nb d'éléments	Nb des Nœuds	Nb d'éléments en pointe	Nb de nœuds en pointe
1 (Référence)	(moyen Global)	252	2206	1	5
2	1x (Local)	432	3774	1	5
3	2x (Local)	815	7068	2	10
4	3x (Local)	2116	17946	3	15

La Figure A. 16 présente les résultats obtenus avec les divers modèles. Leur confrontation montre que lorsqu'un seul élément est utilisé horizontalement pour mailler la pointe de l'inclusion, le résultat varie peu avec la densification du maillage généré autour de l'inclusion. En revanche, dès que deux éléments sont présents la charge limite diminue de 8%. Cette diminution continue avec l'augmentation du nombre d'éléments en pointe mais son effet n'est pas linéaire, l'analyse du modèle avec trois éléments en pointe montre qu'elle atteint 11%. On s'approche alors ainsi d'un seuil, en revanche, on augmente considérablement les temps de calculs.



Modélisation	Densification [niveau (type)]	Charge limite à $s = 0.1D$ [kN]	Charge limite à $s = 6cm$ [kN]	Rapport Modélisation/Référence	
				$s = 0.1D$	$s = 6cm$
1 (Référence)	moyenne – (Global)	1832	2021	1	1
2	1x (Local)	1781	2001	0.97	0.99
3	2x (Local)	1680	1882	0.92	0.93
4	3x (Local)	1634	1852	0.89	0.92

Figure A. 16. Résultats : Courbe effort-déplacement. Charges limites et maximales.

Le temps de calcul nécessaire pour arriver à un déplacement vertical de l'inclusion de 6cm a été enregistré sur chacun des modèles. Il est présenté sur le Tableau A. 3 Les temps enregistrés correspondent aux calculs réalisés avec un ordinateur doté d'un processeur Intel Core2 Quad CPU Q6600@2.4GHz. La confrontation des valeurs finales montre que le temps augmente lorsque le maillage se densifie. Cependant, le gain en précision le plus important est enregistré lorsqu'on passe d'un modèle à 1 élément en pointe à celui avec deux éléments, soit de 5 à 10 nœuds. D'après ces résultats, le meilleur rapport entre le temps de calcul et la précision des résultats résulte de la configuration présentée sur la Figure A. 17.

Tableau A. 3. Résultats : Temps de calcul.

Modélisation	Densification [niveau (type)]	Nb d'éléments	Temps pour atteindre la charge limite à $s = 6cm$ [min]	Rapport Modélisation/Référence
1 (Référence)	moyenne – (Global)	252	6	1
2	1x (Local)	432	8	1.33
3	2x (Local)	837	40	6.67
4	3x (Local)	2283	339	56.5

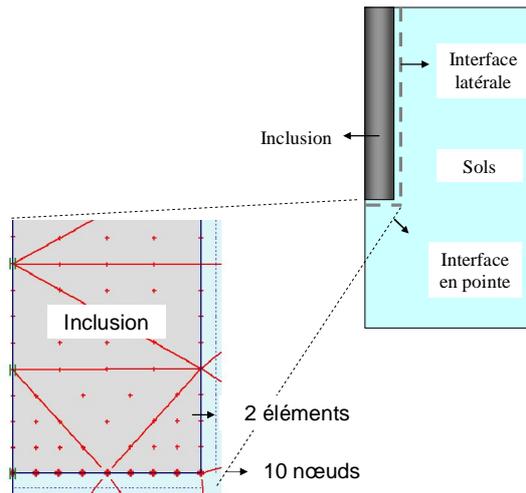


Figure A. 17. Configuration du maillage recommandée de la pointe de l'inclusion.

Influence de l'interface au dessous de la pointe

La pointe de l'inclusion est une zone critique du modèle. Les angles des structures rigides peuvent provoquer des pics de contraintes et de déformations. Pour limiter ce problème, il est recommandé d'introduire des interfaces autour de ces angles, et même de les prolonger. L'influence de cette action a été étudiée par des confrontations entre divers modèles. La Figure A. 18 schématise les configurations étudiées. L'interface latérale, autour du fût, est présente sur les trois configurations proposées. La configuration en a), avec une interface à la pointe de l'inclusion, correspond au modèle de référence, la configuration en b) présente une interface à la pointe de l'inclusion et une prolongation de l'interface latérale, la configuration en c) correspond à un modèle sans interface. La prolongation de l'interface latérale est indépendante, elle présente des caractéristiques mécaniques pour reproduire l'interaction sol-sol.

En complément de cette étude, des confrontations ont été réalisées entre modèles avec différents maillages. L'objectif est d'identifier une éventuelle influence couplée, de la densité du maillage et de la présence d'interfaces, sur les résultats.

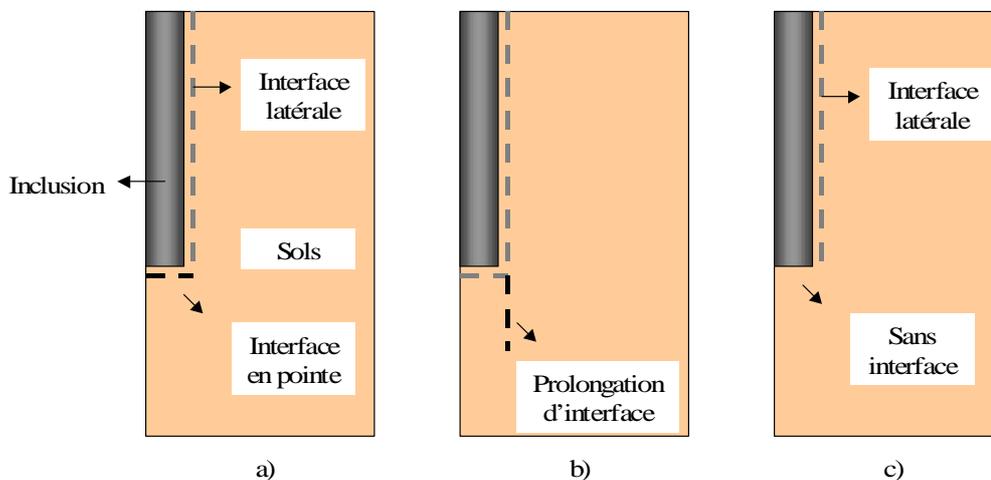


Figure A. 18. Schémas de la disposition des interfaces.

Deux confrontations ont été réalisées séparément. La première consiste à évaluer l'influence de la prolongation de l'interface latérale couplée avec différents maillages. La deuxième consiste à évaluer l'influence de la présence d'une interface horizontale à la pointe de l'inclusion.

Le Tableau A. 4 présente les caractéristiques des modèles utilisés pour la première confrontation de l'étude. Deux maillages, un dense et un lâche, sont testés avec ou sans la prolongation de l'interface latérale au dessous de la pointe de l'inclusion. Le modèle dense présente 3 fois plus d'éléments que le modèle lâche, le nombre total d'éléments de chaque modèle est légèrement augmenté avec l'introduction de la nouvelle interface. La Figure A. 19 présente un aperçu des configurations testées.

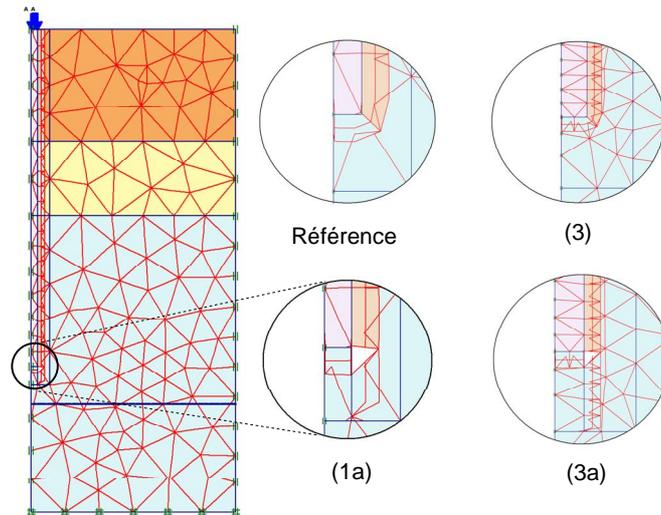
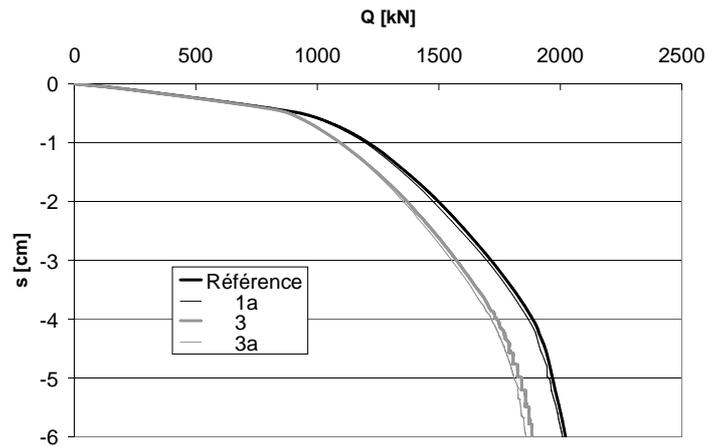


Figure A. 19. Modèles modifiés. Confrontation n°1

Tableau A. 4. Etude de l'influence des interfaces en pointe : Caractéristiques des modèles modifiés.

Modélisation	Densification [niveau (type)]	Interfaces			Nb d'éléments	Nb des Nœuds	Nb d'éléments en pointe
		En pointe	Latérales	Prolongations			
1 (Référence)	moyen – (Global)	oui	oui	non	252	2206	1
1a	moyen – (Global)	oui	oui	oui	270	2354	1
3	2x (Local)	oui	oui	non	815	7068	2
3a	2x (Local)	oui	oui	oui	829	7200	2

La Figure A. 20 présente la confrontation entre modèles avec ou sans prolongation de l'interface au dessous de la pointe de l'inclusion. D'après ces résultats, on constate que l'influence de la nouvelle interface est faible, une légère diminution des charges limite conventionnelle et maximale peut être observé de l'ordre de 1%. La densité du maillage ne semble pas avoir une influence sur ces résultats.



Modélisation	Prolongation d'interface	Charge limite à $s = 0.1D$ [kN]	Charge limite à $s = 6cm$ [kN]	Rapport Modélisation/Référence	
				$s = 0.1D$	$s = 6cm$
1 (Référence)	non	1832	2021	1	1
1a	oui	1809	2009	0.99	0.99
3	non	1680	1882	0.92	0.93
3a	oui	1654	1860	0.9	0.92

Figure A. 20. Résultats : Courbe effort-déplacement. Charges limites et maximales.

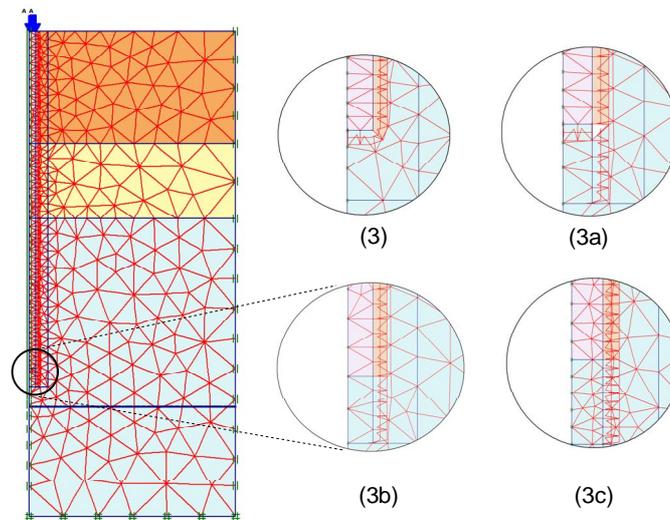


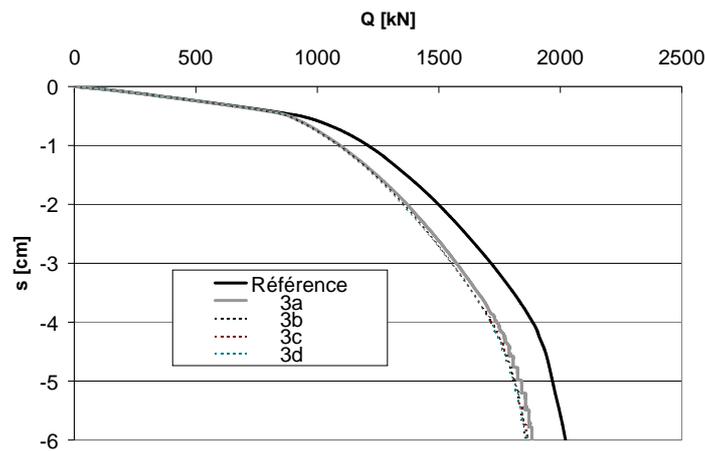
Figure A. 21. Modèles modifiés. Confrontation n°2

Le Tableau A. 5 présente les caractéristiques des modèles utilisés pour la deuxième confrontation. Seul le modèle dense, c'est à dire le modèle 3, est utilisé pour cette étude. La Figure A. 21 présente les configurations testées. On remarque que la soustraction de l'interface horizontale provoque un réarrangement du maillage avec lequel seul un élément est présent en pointe. Pour pallier cette perturbation une nouvelle densification a été appliquée sur l'inclusion (voir modèle 3c).

Tableau A. 5. Confrontation n°2 . Caractéristiques des modèles modifiés.

Modélisation	Densification [niveau (type)]	Interfaces			Nb d'éléments	Nb des Nœuds	Nb d'éléments en pointe
		En pointe	Latérales	Prolongations			
Référence	moyen – (Global)	oui	oui	non	252	2206	1
3	2x (Local)	oui	oui	non	815	7068	2
3a	2x (Local)	oui	oui	oui	829	7200	2
3b	2x (Local)	non	oui	oui	837	7239	1
3c	2x (Local) + 1x (Local seulement sur l'inclusion)	non	oui	oui	981	8495	2

La Figure A. 22 présente les résultats de la deuxième confrontation. L'effet du prolongement de l'interface est présent dans les nouveaux modèles sans être affecté par la présence de l'interface horizontale. Une légère réduction des charges limites relevée dans la première confrontation est à nouveau observée, en revanche, les courbes effort-déplacement des modèles se superposent mettant en évidence qu'ils ne sont pas affectés par l'interface horizontale.



Modélisation	Prolongation des interfaces	Charge limite à s = 0.1D [kN]	Charge limite à s = 6cm [kN]	Rapport Modélisation/Référence	
				s = 0.1D	s = 6cm
Référence	non	1832	2021	1	1
3	non	1680	1882	0.92	0.93
3a	oui	1654	1860	0.90	0.92
3b	oui	1660	1863	0.91	0.92
3c	oui	1653	1864	0.90	0.92

Figure A. 22. Résultats : Courbe effort-déplacement. Charges limites et maximales.

CONCLUSIONS

Différents modèles aux éléments finis utilisés pour la modélisation d'essais de chargement ont été testés avec l'objectif de relever l'influence de différents paramètres sur les résultats. Ces paramètres sont les dimensions du modèle, le maillage et la présence d'interfaces. Les résultats de ces modélisations ont permis de réaliser les constats suivants :

- La densité du maillage a une influence moyenne sur les efforts et les déformations relevés. L'écart entre les valeurs relevées avec un maillage lâche et un maillage dense est de l'ordre de 11%. En revanche, l'obtention des résultats avec un modèle dense nécessite plusieurs heures de calcul. Un bon rapport entre le temps de calcul et la précision des résultats est obtenu avec un minimum de 10 nœuds d'intégration à la pointe de l'inclusion ;
- La limite latérale du modèle a une influence sur la courbe effort-déformation de l'inclusion, cependant à partir d'une distance de 10 fois le diamètre en partant de l'axe de l'inclusion, cette influence est négligeable. L'influence de la limite inférieure du modèle a également été étudiée, les résultats montrent qu'à partir d'une distance de 10 fois le diamètre en dessous de la pointe de l'inclusion, il n'y a plus de changements sur le comportement de l'inclusion. En revanche, il existe des perturbations sur les limites du modèle sous ces conditions. De faibles perturbations sur les limites ont été enregistrées avec un modèle dont la limite verticale est fixée à 25 diamètres, et la limite horizontale à 25 diamètres au dessous de la pointe de l'inclusion. Ces dimensions correspondent à une longueur d'inclusion en largeur et deux en profondeur.
- L'addition d'interfaces densifie le maillage autour de l'inclusion, cette augmentation serait de l'ordre de 10% sur le modèle de référence. En revanche, leur addition ou leur soustraction sur la pointe de l'inclusion ne génère que des légères modifications sur le nombre d'éléments supplémentaires ;
- La prolongation des interfaces verticales au dessous de l'inclusion ne provoque guère des changements sur les résultats de l'essai. Il n'est pas non plus indispensable d'incorporer une interface horizontale à la pointe de l'inclusion si elle conserve les mêmes caractéristiques que le sol autour.