



Essais 1-G sur fondations superficielles : simulateur sismique et lois de similitudes

Mémoire

Marc-Denis Rioux

Maîtrise en génie civil – avec mémoire
Maître ès sciences (M.Sc.)

Québec, Canada

© Marc-Denis Rioux, 2013

Résumé

Un cadre théorique et technique est développé afin de permettre la réalisation d'essais à la table vibrante visant l'étude du comportement de fondations superficielles reposant sur sol pulvérulent sec. Une revue exhaustive de la littérature est réalisée et permet de dégager les principales problématiques ainsi que de faire le point sur l'état des connaissances dans le domaine. Est ensuite développée une théorie de modélisation dimensionnelle spécifiquement appliquée à l'étude des sols en condition 1-g devant permettre de prédire adéquatement le comportement d'une structure réelle en fonction du comportement d'une structure de petite taille au laboratoire. Cette approche est basée sur les recommandations de plusieurs auteurs et sur le modèle de la mécanique d'état critique.

L'aspect technique du projet comprend le développement d'un système de confinement pour des échantillons de sols de grandes dimensions. Le système permet d'obtenir des conditions de déformations de type champs libre pour un cas de déformation plane. Ces conditions sont obtenues via l'utilisation d'un mécanisme novateur de dissipation d'énergie, spécifiquement développé dans le cadre de ce projet de recherche. L'analyse structurale complète de la boîte est réalisée et présentée en détails.

Un sable naturel de la région de Montréal, un sable à mortier, est étudié au laboratoire de l'Université Laval. Ce sable doit pouvoir servir de support à la fondation lors des essais à la table vibrante. L'objectif est de permettre de dégager les propriétés mécaniques du sol afin de recourir à la théorie de la modélisation ce qui permettra d'assurer une concordance entre le comportement du modèle en laboratoire et la structure réelle.

Finalement, une analyse numérique est réalisée afin d'évaluer l'impact des frontières rigides sur le comportement en rotation des fondations superficielles. L'objectif est d'évaluer la distance minimale devant être respectée en fonction de la pression de contact entre la semelle et le sol afin de permettre de maximiser les dimensions de la fondation utilisée au laboratoire lors des essais 1-g.

Remerciements

Je tiens à remercier tout particulièrement le Docteur Denis LeBœuf qui m'a dirigé et conseillé tout au long de cette étude.

Je tiens également à remercier les professeurs du département de génie civil de l'Université Laval, messieurs Mario Fafard, Serge Leroueil ainsi que les professeurs du département de structure de l'École Polytechnique de Montréal, madame Sanda Koboevic et monsieur Robert Tremblay qui m'ont, par leur aide et leur expérience, permis de mener à bien ce projet.

Des remerciements spéciaux vont aussi à monsieur Christian Juneau de l'équipe des techniciens en mécanique des sols de l'Université Laval et à monsieur Martin Leclerc du laboratoire de structure de l'École Polytechnique de Montréal, qui m'ont apporté leur aide, leur savoir-faire et leur expérience.

Finalement, j'aimerais remercier ma mère Jacqueline, qui a si généreusement offert son temps.

Table des matières

Résumé.....	iii
Remerciements.....	v
Table des matières.....	vii
Liste des tableaux.....	x
Liste des figures	xii
Liste des symboles	xv
1. Introduction.....	1
1.1. Généralités	1
1.2. Contexte et problématique	1
1.3. But et objectifs	2
1.4. Méthodologie	3
2. État des connaissances	5
2.1. Remarques préliminaires	5
2.2. Modélisation physique en dynamique des sols.....	5
2.2.1. Modèle vibratoire de Rayleigh.....	6
2.2.2. Essai dynamique : centrifugeuse.....	6
2.2.3. Essai dynamique : table vibrante	7
2.3. Théorie de la modélisation.....	16
2.4. Interaction sol-fondation-structure (ISFS).....	20
2.5. Conclusion	21
3. Modélisation dimensionnelle appliquée à la géotechnique	24
3.1. Introduction.....	24
3.2. Aspects généraux de la modélisation dimensionnelle appliquée au génie	24
3.3. Modélisation dimensionnelle : méthode des équations gouvernantes	25
3.4. Modélisation dimensionnelle : application spécifique aux sols.....	27
3.5. Application de la théorie de la modélisation pour le cas des sols naturels	32
3.5.1. Spécifications théoriques additionnelles sur le concept de ligne d'état critique. .	34
3.5.2. Considération théorique sur l'unicité de la ligne d'état critique.....	35
3.5.3. Autres facteurs ayant une influence sur la CSL/SSL.....	36
3.5.4. Conclusion	37
3.6. Application de la modélisation dimensionnelle.....	37
3.6.1. Facteurs de similitudes structures – géotechniques	37
3.6.2. Présentation des données pour le bâtiment prototype.....	37
3.6.3. Calculs des caractéristiques modèles	40
3.6.4. Calculs des caractéristiques modèles via le logiciel Arc	42
3.7. Conclusion	43
4. Boîte de confinement laminaire	46
4.1. Introduction.....	46
4.2. Boîte de confinement laminaire en cisaillement.....	47
4.2.1. Accélération maximale du spécimen	49
4.3. Contraintes techniques	50
4.3.1. Confinement de l'échantillon : description de la problématique	50
4.3.2. Confinement de l'échantillon : fréquence fondamentale	51
4.3.3. Confinement de l'échantillon : ondes stationnaires et réverbération.....	52

4.3.4.	Confinement de l'échantillon : interaction des plans de cisaillement avec la boîte de confinement.....	54
4.3.5.	Conclusion	55
4.4.	Détails des composantes du prototype	56
4.4.1.	Composante de la boîte de confinement : cadre	56
4.4.2.	Composante de la boîte de confinement : butées.....	58
4.4.3.	Composante de la boîte de confinement : plaque de fond	58
4.4.4.	Composante de la boîte de confinement : système de roulement	59
4.4.5.	Composante de la boîte de confinement : membrane d'étanchéité.....	60
4.5.	Boîte de confinement laminaire en cisaillement : fréquence de vibration.....	60
4.6.	Conclusion	63
5.	Calculs de stabilité structurale de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.....	64
5.1.	Introduction.....	64
5.2.	Vérifications structurales des cadres latéraux.....	65
5.2.1.	Cadres – latéraux : définition des charges	65
5.2.2.	Cadres – longitudinaux : calculs des efforts	67
5.2.3.	Cadres – latéraux : calculs des flèches.....	71
5.2.4.	Cadres – latéraux : calculs du moment résistant (M_r).....	74
5.3.	Vérifications structurales des cadres de sécurité	75
5.3.1.	Cadres de sécurité : calcul des efforts transmis aux roues.....	76
5.3.2.	Cadres de sécurité : analyse de la flexion hors plan	76
5.3.3.	Cadres de sécurité : calcul des ancrages	78
5.3.4.	Cadres de sécurité : calcul des efforts en plan	78
5.3.5.	Cadres de sécurité : analyse de la flexion en plan	80
5.3.6.	Cadres de sécurité : vérification de l'interaction des moments	82
5.4.	Vérifications structurales des cadres frontaux	82
5.4.1.	Cadres – frontaux : calcul des forces dynamiques.....	83
5.4.2.	Cadres – frontaux : calculs des flèches	84
5.4.3.	Cadres – frontaux : calcul du moment résistant.....	84
5.5.	Vérifications structurales des butées.....	84
5.5.1.	Butées : calcul de la force dynamique	84
5.5.2.	Butées : calculs des efforts.....	85
5.5.3.	Butées : calculs de la résistance unitaire	86
5.5.4.	Butées : calculs de flèches	86
5.6.	Vérifications structurales des assemblages boulonnés	87
5.6.1.	Assemblages boulonnés : calcul de la résistance butée-tirant	87
5.6.2.	Assemblages boulonnés : calcul de la résistance butée-plaque de fond	88
5.6.3.	Assemblages boulonnés : calcul de la résistance tirant - plaque de fond	89
5.7.	Vérifications structurales de la plaque de fond.....	89
5.7.1.	Plaque de fond : définition des charges	89
5.7.2.	Plaque de fond : calculs des efforts.....	90
5.8.	Conclusion	94
6.	Programme d'essais géotechniques du sable de Mascouche	95
6.1.	Présentation du programme d'essais.....	95
6.2.	Localisation géographique et investigations géologiques.....	95
6.3.	Prélèvement d'échantillons.....	96

6.4.	Analyse granulométrique	97
6.5.	Calcul de la densité minimale et maximale (e_{\min} ; e_{\max})	98
6.6.	Calcul de la densité relative (D_r).....	98
6.7.	Résultats des essais de caractérisation	99
6.8.	Présentation des essais triaxiaux.....	99
6.8.1	Appareillage.....	99
6.8.2	Discussion.....	104
6.9.	Conclusion	109
7.	Évaluation de l'impact de frontières rigides sur le comportement statique et dynamique d'une fondation	111
7.1.	Objectifs.....	111
7.1.1.	Motivation.....	113
7.2.	Validation du modèle.....	114
7.2.1.	Validation des contraintes.....	117
7.2.2.	Évaluation de la capacité portante	122
7.2.3.	Calibration du modèle : tassements	125
7.3.	Dynamique.....	131
7.3.1.	Essais dynamiques - vérifications.....	132
7.3.2.	Essais dynamiques - calibration.....	133
7.3.3.	Essais dynamiques – modèle numérique	137
7.4.	Discussion	145
7.5.	Conclusion	146
8.	Conclusion	148
8.1.	Introduction.....	148
8.2.	Recommandations pour recherches ultérieures	152
	Références.....	153

Liste des tableaux

Tableau 2-1 : Essais 1-g (table vibrante) : synthèse bibliographique	11
Tableau 2-2 : Relations de similitude (condition 1-g) : synthèse des travaux	20
Tableau 3-1 : Facteurs de similitude	27
Tableau 3-2 : Paramètres géotechniques prototype	38
Tableau 3-3 : Contraintes de contact (ultime et admissible) du prototype	40
Tableau 3-4 : Caractéristiques géométriques de la fondation modèle	41
Tableau 3-5 : Résultats de calculs du logiciel ARC et comparatif à la méthode de <i>Scott</i> (1989)	45
Tableau 4-1 : Synthèse des caractéristiques du simulateur sismique	56
Tableau 4-2 : Paramètres de la BCL pour modèle lolipop équivalent.....	61
Tableau 5-1 : Résumé des vérifications structurales.....	64
Tableau 5-2 : Chargement sur les cadres latéraux de la boîte de confinement laminaire en cisaillement (B.C.L.C.) suivant la profondeur.....	66
Tableau 5-3 : Valeur de « a » suivant la profondeur.....	67
Tableau 5-4 : Déformations hyperstatiques, cadres latéraux de la B.C.L.C.....	68
Tableau 5-5 : Calcul des inconnus hyperstatiques des cadres latéraux pour le cas #1 ($K_0=1$) ...	69
Tableau 5-6 : Calcul des inconnus hyperstatiques des cadres latéraux pour le cas #2 ($K_0=0,5$)	69
Tableau 5-7 : Calcul des inconnus hyperstatiques des cadres latéraux pour le cas #3 ($K_0=0,33$)	70
Tableau 5-8 : Effort principaux dans les cadres latéraux de la B.C.L.C.....	71
Tableau 5-9 : Vérification constante de rotation, Cadres latéraux.....	72
Tableau 5-10 : Vérification constante de flèches, Cadres latéraux.....	73
Tableau 5-11 : Flèche dans les cadres latéraux de la B.C.L.C. pour le cas #2	73
Tableau 5-12 : Flèche dans les cadres latéraux de la B.C.L.C. pour le cas #1	74
Tableau 5-13 : Moment appliqué aux cadres latéraux selon la profondeur	75
Tableau 5-14 : Moment résistant, moment appliqué et F.S. pour les cadres latéraux	75
Tableau 5-15 : Charge aux appuis selon la profondeur, cadre de sécurité de la B.C.L.C.	76
Tableau 5-16 : Charge aux roues selon profondeur	77
Tableau 5-17 : Calcul des forces dynamiques et statiques appliquées aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.	79
Tableau 5-18 : Calcul des forces de frottements équivalentes appliquées aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.	79
Tableau 5-19 : Effort appliqués aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.	80
Tableau 5-20 : Calcul des flèche aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.	81
Tableau 5-21 : Forces dynamiques appliquées aux cadres frontaux selon la profondeur	83
Tableau 5-22 : Charges dynamiques et statiques sur les cadres frontaux selon la profondeur.....	83
Tableau 5-23 : Résumé des efforts appliqués aux butées	86
Tableau 5-24 : Calcul du moment et de la flèche du système de butée	86
Tableau 5-25 : Définition charges, plaque de fond.....	90
Tableau 5-26 : Détails charges équivalentes.....	90
Tableau 5-27 : Flèche selon les cas de chargement	91
Tableau 6-1 : Résumé de la campagne d'investigation géotechnique.....	95
Tableau 6-2 : Coefficient d'uniformité.....	98
Tableau 6-3 : Propriétés de base du sable de Mascouche	99
Tableau 6-4 : Données des essais triaxiaux CIUC réalisés sur le sable à de Mascouche	103
Tableau 6-5 : Résumé des essais triaxiaux CIUC réalisés sur le sable de Mascouche	103

Tableau 6-6 : Comparaison des paramètres géo-mécaniques du sol de Mascouche	109
Tableau 6-7 : Comparaison des propriétés granulaires pour le sol de Mascouche	110
Tableau 7-1 : Résumé des essais de calibrations réalisés sur FLAC	115
Tableau 7-2 : Paramètres des simulations FLAC	116
Tableau 7-3: Contraintes dans le sol, écart entre FLAC et calculs théoriques	120
Tableau 7-4 : Propriétés du sol FLAC - Problème de vérification #6	124
Tableau 7-5 : Comparaison des tassements théoriques et numériques	126
Tableau 7-6 : Tassement medium élastique.....	127
Tableau 7-7 : Résumé des données expérimentales de <i>Sheehan</i> (2010).....	128
Tableau 7-8 : Résultats des simulations FLAC.....	129
Tableau 7-9 : Écart de modélisation	129
Tableau 7-10 : Paramètres FLAC	130
Tableau 7-11 : Propriétés du modèle Lolipop.....	139
Tableau 8-1 : Liste des vérifications structurales réalisées.....	150

Liste des figures

Figure 1-1 : Modèle géotechnique schématique	1
Figure 1-2 : Modèle structural schématique	1
Figure 2-1 : Montage expérimental de Rogers (1906) (reproduit par <i>Garevski et Ansal</i> ,2010 [2])	7
Figure 2-2 : Montage expérimental de Jacobsen (<i>Jacobsen</i> , 1930) [21]	8
Figure 2-3 : Mise en évidence théorique de la résonance, sol avec amortissement, (<i>Jacobsen</i> , 1930)	9
Figure 2-4 : Résultats expérimentaux – (<i>Jacobsen</i> , 1930).....	9
Figure 2-5 : Schéma du montage expérimental de Tokimatsu – (<i>Tokimatsu</i> , 1977)	10
Figure 2-6 : Boîte de confinement utilisée par Taylor (<i>Taylor et Crewe</i> , 1996)	12
Figure 2-7 : Prototype expérimental utilisé par Al-Karni – (<i>Al-karni et Budhu</i> , 2001).....	13
Figure 2-8 : Montage expérimental TRISEE – (<i>Negro et coll.</i> , 2000 [6]).....	14
Figure 2-9 : Gauche : boîte de confinement pour table vibrante ; Droite : boîte pour essais en centrifugeuse - (<i>Kagawa et coll.</i> , 2004).....	15
Figure 2-10 : Illustration du modèle Winkler	21
Figure 2-11 : Approche analytique vs approche physique (<i>Moncarz et Krawinkler</i> , 1981,[33]).	21
Figure 2-12 : Carte conceptuelle : Objectifs de recherche versus problématiques principales	22
Figure 3-1 : Lien contrainte - cisaillement (<i>Rocha</i> , 1953).....	28
Figure 3-2 : Lien contrainte-déformation (<i>Rocha</i> , 1953).....	28
Figure 3-3 : Schéma des forces agissant sur une particule de sol dans la matrice de sol saturé...	29
Figure 3-4 : Schéma des forces agissant sur la phase liquide de la matrice de sol.....	30
Figure 3-5 : Concept du paramètre d'état, (<i>Gibson</i> , 1997 [39])	33
Figure 3-6 : Surface de Hvorslev (<i>Leroueil & Hight</i> , 2003 [53]).....	33
Figure 3-7 : Distribution expérimentale de la contrainte de contact sous une fondation reposant sur un sol non-cohérent (<i>Müller</i> , 1996 [72]).....	39
Figure 3-8 : Schématisation du concept de ligne de comportement normalisé basée sur la ligne SSL (<i>Gibson</i> , 1997 [39]).....	41
Figure 3-9 : Profils de sol (tiré de <i>Lebec</i> , 2009)	45
Figure 3-10 : Géométrie et chargement sur la fondation - (tiré de <i>Lebec</i> , 2009)	45
Figure 4-1 : Déplacement élastique théorique du sol (<i>Taylor et Crewe</i> , 1996 [25])	47
Figure 4-2 : Vue iso-métrique de la boîte de confinement laminaire en cisaillement	48
Figure 4-3 : Boîte de cisaillement direct.....	48
Figure 4-4 : Schéma du montage pour le roulement.....	49
Figure 4-5 : Champ libre, pseudo-statique, avec accélération uniforme sur la hauteur (<i>Richard et coll.</i> , 1995 [46]).....	51
Figure 4-6 : a) Sollicitation imposée par le bercement de la fondation en surface b) Enregistrement du signal dans le sol par un hydrophone (<i>Coe et al.</i> , 1985 [47]).....	53
Figure 4-7 : Modèle de Prandtl pour la rupture en cisaillement (<i>Fellenius</i> , 1999 [84])	54
Figure 4-8 : Rupture généralisée – (<i>U.S.A.C.E.</i> , 1992) [85].....	55
Figure 4-9 : Schéma d'un cadre de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.	57
Figure 4-10 : Isométrie avec identification d'un Cadre.....	57
Figure 4-11 : Attache des tirants relié aux butées sur la boîte de confinement laminaire en cisaillement.	58
Figure 4-12 : Plaque de fond de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.....	59

Figure 4-13 : Schéma du système de roulement de la boîte de confinement laminaire en cisaillement	59
Figure 4-14 : Schéma d'un système à un degré de liberté équivalent à la boîte de confinement laminaire en cisaillement pour calcul de la fréquence naturelle du système.	61
Figure 4-15 : Système à un degré de liberté équivalent	62
Figure 5-1 : Schéma de la boîte de confinement en vue isométrique	65
Figure 5-2 : Schématisation du chargement sur les cadres latéraux de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.	65
Figure 5-3 : Schéma du système isostatique des cadres latéraux de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.	67
Figure 5-4 : Schéma de l'inconnu hyperstatique X1, cadres latéraux	68
Figure 5-5 : Schéma de l'inconnu hyperstatique X2, cadres latéraux	68
Figure 5-6 : Schéma de l'inconnu hyperstatique X3, cadres latéraux	68
Figure 5-7 : Intensité de l'inconnu X3 selon la profondeur	70
Figure 5-8 : Schéma des cadres latéraux de la B.C.L.C. pour le calcul de la flèche	71
Figure 5-9 : Schéma d'un portique, utilisé pour l'analyse des cadres de sécurité de la B.C.L.C.	80
Figure 5-10 : Schéma du système butée-tirant de la B.C.L.C.....	85
Figure 5-11 : Schéma de l'attache Butée-Tirant (dimension en pouce).....	87
Figure 5-12 : Attache et butée de la plaque de Fond	88
Figure 5-13 : Détails attache-Tirant-P.F.	89
Figure 5-14 : Enveloppe du moment et du cisaillement (Demi section plaque de fond).....	93
Figure 6-1 : Vue rapprochée de la sablière Thouin, Mascouche	96
Figure 6-2 : Carte de dépôt de surface du ministère des ressources naturelles du Québec (31-H/13)	96
Figure 6-3 : Courbe granulométrique du sable Mortier-#2.....	98
Figure 6-4 : Tableau de contrôle des pressions cellulaires et interstitielles.....	100
Figure 6-5 : Appareillage triaxial.....	100
Figure 6-6 : Échantillon cisailé dans la cellule triaxiale.....	102
Figure 6-7 : Cheminement de contrainte des trois essais triaxiaux CIUC (sable de Mascouche)	105
Figure 6-8 : Cheminement de contrainte type (<i>Yoshimine</i> , 1999)	105
Figure 6-9 : Données expérimentales (<i>Dolbry</i> , 1986)	105
Figure 6-10 : Essai CIUC-01	106
Figure 6-11 : Essai CIUC-02	107
Figure 6-12 : Essai CIUC-03	108
Figure 6-13 : Courbe granulométrique comparative pour le sol Mascouche.....	110
Figure 7-1 : Coupe schématique des plans de rupture théorique	112
Figure 7-2 : Fondation mur de refend Schéma	113
Figure 7-3 : Schéma mur de refend.....	114
Figure 7-4 : Basculement des fondations et surface efficace (<i>LeBec</i> -2009, [68])	114
Figure 7-5 : Schématisation de la distribution 2 :1 des contraintes dans le sol	117
Figure 7-6 : Distribution de la contrainte selon Boussinesq.....	118
Figure 7-7 : Modèle FLAC validation statique.....	119
Figure 7-8 : Distribution de la contrainte selon la profondeur (FLAC, 2;1, BOUSSINESQ; Westergaard).....	119
Figure 7-9 : Bulbe de Boussinesq (obtenu via FLAC)	119

Figure 7-10 : Influence d'une frontière rigide sur la distribution de la contrainte au centre de la fondation selon z (simulation #1,2,3)	121
Figure 7-11 : Modèle FLAC capacité portante	123
Figure 7-12 : Schéma de fondation	123
Figure 7-13 : Contrainte - tassement fondation	123
Figure 7-14 : Courbe contrainte-tassement obtenue de FLAC	125
Figure 7-15 : Schéma de la fondation expérimentale (<i>Sheehan et coll.</i> , 2010)	128
Figure 7-16 : Abaque d'influence facteur de forme (<i>Rowe et Booker</i> , 1981 (a,b)).....	130
Figure 7-17 : Courbe de réduction du module de cisaillement.....	133
Figure 7-18 : Signal sismique de <i>Taylor et Crewe</i> (1996) (imposé à la table)	134
Figure 7-19 : Tassement mesuré en surface – <i>Taylor et Crewe</i> (1996).....	134
Figure 7-20 : Signal dynamique utilisé dans FLAC	136
Figure 7-21 : Déplacement en surface obtenue dans FLAC	136
Figure 7-22 : Déplacement en surface - mesuré par <i>Taylor et Crewe</i> (1996, [25]).....	136
Figure 7-23 : SDOF – LOLIPOP	137
Figure 7-24 : Modèle FLAC – Lolipop.....	138
Figure 7-25 : Signal dynamique imposé	139
Figure 7-26 : Schéma de calcul du bercement	140
Figure 7-27 : Modèle FLAC - #19	142
Figure 7-28 : Modèle FLAC – #20	142
Figure 7-29 : Modèle FLAC – #21	142
Figure 7-30 : Modèle FLAC – #22	142
Figure 7-31 : Modèle FLAC – #23	143
Figure 7-32 : Modèle FLAC – #24	143
Figure 7-33 : Modèle FLAC – #25	143
Figure 7-34 : Modèle FLAC – #26	143
Figure 7-35 : Modèle FLAC – #27	144
Figure 7-36 : Modèle FLAC –	144
Figure 7-37 : Mesure expérimentale moment-rotation (<i>Negro et coll.</i> , 2000).....	145
Figure 7-38 : Comparaison résultats FLAC à une enveloppe expérimentale	146

Liste des symboles

A	Accélération
\bar{B}	Coefficient de pression interstitielle
C_u	Coefficient d'uniformité
D_{10}	Diamètre passant 10%
D_{50}	Diamètre passant 50%
D_{60}	Diamètre passant 60%
e	Indice des vides
e_c	Indice des vides critique
Δe	Écart entre indice des vides in-situ et indice des vides critique
E	Module de Young
f	Fréquence (Hz)
f_y	Limite élastique acier
f^*	Rapport force de volume modèle et prototype
F	Force
F.S.	Coefficient de sécurité
g	Accélération gravitationnelle
G_{max}	Module de cisaillement à petites déformations
G_s	Densité relative
H	Hauteur d'une couche de sol ; Épaisseur fondation
i	Gradient hydraulique
I	Inertie (axe suivant l'indice)
I_D	Indice de densité relative
K	Module de variation volumique
K_0	Coefficient de poussé des terres aux repos
M	Masse
M_f	Moment appliqué
M_r	Moment résistant
N	Échelle
$N_{(1-60)}$	Indice de pénétration standards
P	Charge ponctuelle
p'	Pression hydrostatique moyenne

P_{atm}	Pression atmosphérique	
P_f	Force axiale d'utilisation sur la fondation	
P_0	Force axiale sur la fondation issue du poids propre	
q_f	Contrainte appliquée	
q_{ulr}	Contrainte ultime que peut supporter la fondation	
q_{adm}	Contrainte admissible que peut supporter la fondation	
q_{max}	Charge maximale imposée à la fondation	
S	Surface	
T	Temps	; Période
t^*	Rapport dimensions de temps modèle et prototype	
u	Déplacement	; Pression d'eau
v	Vitesse	
v_s	Vitesse des ondes de cisaillements dans le sol	
v_p	Vitesse des ondes en compression dans le sol	
V	Volume	
V_f	Cisaillement appliqué	
V_r	Résistance au cisaillement	
x^*	Rapport dimensions de longueur modèle et prototype	
ε_1	Déformation axiale	
σ^*	Rapport des contraintes modèle et prototype	
σ'_m	Contrainte moyenne effective	
σ'_1	Contrainte effective principale (axiale)	
σ'_3	Contrainte effective mineure (radiale)	
σ_{ij}	Tenseur de contraintes	
γ_{min}	Poids volumique minimal	
γ_{max}	Poids volumique maximal	
γ_s	Poids volumique des particules solides du sol	
γ_w	Poids volumique de l'eau	
ρ	Masse volumique	
ρ^*	Rapport des densités modèle et prototype	
ϕ'	Angle de frottement effectif	
ψ	Paramètre d'état	
ω	Distance entre la fondation et la paroi rigide	

μ Coefficient de poisson

Λ Flèche

1. Introduction

1.1. Généralités

Ce projet de recherche porte sur l'étude dynamique du comportement des fondations superficielles à la table vibrante. Ce chapitre présente le contexte, la problématique, les buts et objectifs ainsi que les grandes lignes de la méthodologie suivie.

1.2. Contexte et problématique

La prédiction de la réponse dynamique d'une structure requiert la mise en commun de connaissances structurales et géotechniques afin d'être menée de manière correcte. Ces deux pans de l'ingénierie sont néanmoins souvent abordés de manière indépendante, ce qui entraîne un découplage des composantes du système ; les géotechniciens se concentrent sur le sol et la fondation, ne considérant que peu la nature du bâtiment (Figure 1-1) alors que les ingénieurs structuraux ne s'intéressent que peu au sol sous la structure (Figure 1-2). Or, des observations

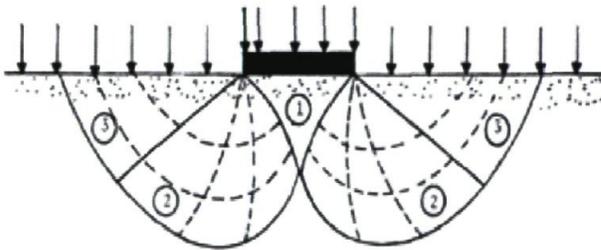


Figure 1-1 : Modèle géotechnique schématique

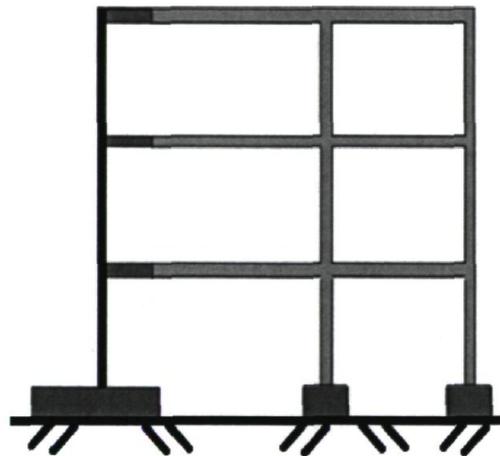


Figure 1-2 : Modèle structural schématique

post-événements suggérant l'existence d'un lien étroit entre types de sol, caractéristiques structurales et dégâts subis sont rapportés dès le début du XXe siècle (Rogers, 1906 [1]; Garevski, 2010 [2]). Néanmoins, le cadre de pensée en vigueur à cette époque, prédisant un meilleur comportement pour les bâtiments érigés sur sols mous en comparaison de ceux sur sols plus durs, ne permet pas de comprendre le phénomène. De nombreux autres cas, mettant en perspective l'impact du sol sur le comportement structural global sont rapportés depuis (Niigata (1964), Mexico (1985), Kobe (1995), etc.). Pour de telles situations, il convient de considérer

l'ensemble des composantes du bâtiment comme étant parties intégrantes d'un système holistique. Le sol composant la fondation doit ainsi être perçu comme une composante intrinsèque du système dynamique. L'interaction des diverses composantes est décrite dans la littérature comme étant l'interaction sol-fondation-structure (ISFS). L'ISFS peut permettre, sous certaines conditions, de réduire les efforts dynamiques transmis à la structure au moyen des capacités dissipatives du sol, ce qui se traduit par une réduction majeure des coûts d'érection. Néanmoins, l'inverse est également possible et sans analyse spécifique, l'amplification de la sollicitation dynamique par le sol peut entraîner la ruine structurale. Il n'existe malheureusement, à ce jour, aucune méthode simple et fiable pouvant être utilisée de manière générale pour analyser rapidement et de manière sécuritaire l'effet de l'interaction sol-fondation-structure. Il convient, en ce sens, de procéder à des analyses au cas par cas. L'expérience acquise au cours des dernières décennies, majoritairement suite à des catastrophes, a mis à l'ordre du jour la recherche sur l'ISFS.

L'ISFS est un phénomène non-linéaire complexe et son étude analytique présente toujours un défi pour le chercheur. Par conséquent, les approches par modélisation physique constituent une voie privilégiée. Depuis les années 1970, de nombreux projets de recherches utilisant des simulateurs sismiques, soit en condition 1-g ou en multi-g, ont été conduits afin d'étudier la réponse dynamique des bâtiments ([3-8]). Le principal défi posé par l'utilisation de simulateurs sismiques est de procéder à une mise en correspondance avec le comportement de systèmes réels. La théorie des modèles fournit un cadre conceptuel puissant pour poser ces problèmes en structures mais son application à des matériaux poreux et hétérogènes reste encore soumise à de nombreuses incertitudes.

Face à ce constat, la présente étude vise la mise au point d'une méthodologie permettant la réalisation d'essais dynamiques en condition 1-g afin d'étudier le comportement de fondations superficielles reposant sur un massif de sol non-cohérent.

1.3. But et objectifs

Le but de la présente recherche est de procéder à la mise en place d'un cadre scientifique visant la réalisation d'essais dynamiques à la table vibrante afin d'étudier le comportement de fondations superficielles sur sol pulvérulent. Les objectifs en découlant sont :

- a) établir l'état des connaissances actuelles dans le domaine des essais sur fondations à la table vibrante ;
- b) appliquer la théorie de la modélisation pour supporter la réalisation d'un simulateur sismique de fondation superficielle pour des conditions 1-g;
- c) procéder à la conception et la validation d'un simulateur sismique pour essais dynamiques à la table vibrante de fondations superficielles ;
- d) assurer la stabilité structurale de la boîte de confinement ;
- e) réaliser la caractérisation géotechnique d'un sable naturel qui pourra être utilisé lors des essais dynamiques ;
- f) vérifier numériquement l'impact de la présence de frontières rigides sur le comportement en rotation de la fondation.

Les différents objectifs étant identifiés, une méthodologie spécifique à chacun d'eux a été développée. Le concept mis en place comprend le prototype de simulateur sismique, la boîte de confinement laminaire en cisaillement, l'étude détaillée de la théorie de la modélisation en conditions dynamiques appliquées spécifiquement à la problématique d'interactions sol-fondation-structure ainsi qu'une série de calculs numériques visant à qualifier l'efficacité des mesures proposées.

1.4. Méthodologie

La méthodologie proposée vise l'atteinte des objectifs identifiés à la section 1.2. Plus spécifiquement, les étapes identifiées sont :

1. Réaliser une revue de la littérature – Chapitre II.
2. Explorer et adapter la théorie de la modélisation afin d'établir une approche applicable à la problématique de l'interaction sol-fondation-structure – Chapitre III.
3. Développer une boîte de confinement laminaire en cisaillement basée sur une analyse des impacts du confinement – Chapitre IV.
4. Réaliser une analyse structurale basée sur la méthode de la résistance des matériaux et le design de structures d'acier – Chapitre V.
5. Réaliser des essais de caractérisation géotechnique standards en laboratoire selon les normes BNQ et ASTM– Chapitre VI.

6. Réaliser une étude du comportement dynamique de la structure par simulation numérique pour établir l'influence de la distance à la frontière rigide avec le logiciel FLAC. L'étalonnage du modèle numérique est réalisé via des comparaisons théoriques et des mesures in situ – Chapitre VII.

2. État des connaissances

2.1. Remarques préliminaires

Ce chapitre a pour but de présenter l'état des connaissances scientifiques sur la modélisation physique des fondations en condition 1-g (table vibrante).

Cet état des connaissances comporte trois sections :

1. la modélisation physique (expérimentale) en dynamique des sols dans une perspective historique - cette section focalise sur les aspects techniques;
2. la théorie de la modélisation et son application en géotechnique;
3. l'étude de l'ISFS via des essais physiques dynamiques.

Le premier aspect permet de prévoir adéquatement les différentes contraintes présentes lors de la modélisation dynamique et ce, tant sur les plans techniques que sur ceux de la faisabilité. Le second aspect permet de construire le modèle en laboratoire afin de pouvoir corréler les résultats obtenus à une situation réelle de dimension trop importante pour être testée en laboratoire. Le troisième aspect permet de tirer profit des capacités dissipatives du sol dans la réduction des efforts dynamiques transmis à la structure. La réalisation d'essais physiques dynamiques en géotechnique nécessite donc la prise en compte pleine et entière de ces trois aspects.

2.2. Modélisation physique en dynamique des sols

Cette section présente les origines des différentes approches et s'articule autour des principales problématiques ayant jalonné les développements techniques et théoriques des méthodes d'analyses physiques, problématiques souvent bien vivantes encore aujourd'hui.

Les essais dynamiques continuent d'occuper, malgré l'avènement des ordinateurs, une place prépondérante dans la recherche en ingénierie car ils permettent de reproduire à volonté un phénomène physique que l'on désire étudier. En géotechnique, les essais dynamiques sur modèles physiques reposent sur deux outils spécifiques : la centrifugeuse et la table vibrante. De manière générale, les études dynamiques visent l'étude de la propagation des ondes ainsi que l'analyse de la perte de résistance cyclique. Les modèles de transmission des ondes permettent d'anticiper, en fonction des modules élastiques, les efforts imprégnés à une structure par une

sollicitation donnée. Ces modèles vibratoires sont tous issus d'un modèle fondamental, élaboré il y a près de 150 ans.

2.2.1. Modèle vibratoire de Rayleigh

Les principes vibratoires fondamentaux dans le domaine élastique ont été établis par Lord Rayleigh en 1877-1878 [9]. Celui-ci s'intéresse à la mécanique causant les sons et propose un modèle pour les vibrations harmoniques toujours valide de nos jours. Rayleigh développe un modèle pour systèmes avec amortissement, introduit le concept de vibration forcée et le principe de superposition pour éventuellement le généraliser aux systèmes vibratoires en trois dimensions. Néanmoins, l'applicabilité de ces principes dans l'industrie de l'époque nécessitait plusieurs simplifications et hypothèses avant de pouvoir produire des résultats, ce qui en conséquence les rendaient peu fiables [2]. La réponse dynamique structurale, même sous une sollicitation harmonique, demeure ainsi hors d'atteinte et il est, conséquemment, impossible d'obtenir la prédiction de la rupture dynamique [2]. Il faudra attendre l'introduction, en 1942, par Von Kármán et Maurice Biot [10], du concept mature de spectre de réponse pour y arriver. L'approche, initialement boudée, sera popularisée par *Housner* en 1956 ([11]).

L'un des atouts majeurs relié à l'introduction du spectre de réponse dans les modèles théoriques, en dehors de la quantification de l'effort transmis aux structures, réside dans le fait que les tables vibrantes subséquentement développées obtiennent la possibilité de réellement reproduire une sollicitation sismique [2].

2.2.2. Essai dynamique : centrifugeuse

Le concept de centrifugeuse a été initialement introduit par *E. Philips* en 1869 [12], en France. Néanmoins, ses travaux sombrèrent dans l'oubli et l'idée fut redécouverte à la fois par les Américain et les Russes dans les années 1930. Bien que les Russes mirent à profit l'outil pour l'étude des ouvrages en terre dès cette époque, il faudra attendre les travaux de *A. Schofield* en Grande-Bretagne à la fin des années 1960 pour que l'Ouest redécouvre la modélisation à la centrifugeuse.

Le principal intérêt des centrifugeuses réside dans la possibilité d'imposer, pour des points homologues du prototype et du modèle, un niveau de contraintes similaires [13, 14]. Ceci est obtenu via l'application d'un champ d'accélération centripète ayant une intensité « n » fois supérieure à l'accélération gravitationnelle (g) où « n » représente la disparité dimensionnelle

reliant le modèle au prototype. De ce fait, les essais en centrifugeuses sont régulièrement appelés des essais multi-g. Les centrifugeuses sont régulièrement utilisées dans l'étude du comportement des sols ainsi que dans les problèmes couplés d'interactions sol-fondation-structure (ISFS) [15-20].

2.2.3. Essai dynamique : table vibrante

Les premiers essais 1-g réalisés en Amérique ont été réalisés par Rogers (1906) [1] (Figure 2-1). Ces essais ont été réalisés dans à la suite du séisme de Californie de 1906 et ont été motivés par les observations post-événement. Rogers met éventuellement en évidence une inconsistance dans le comportement des sols humides mais se questionne sur le fait que la taille de son modèle puisse en être responsable. En outre, il se demande si ce phénomène qu'il observe en laboratoire serait susceptible de se produire dans la nature.

Les expériences de Rogers demeureront néanmoins strictement expérimentales, puisqu'il ne développera aucun modèle théorique permettant d'analyser le phénomène. Cela est probablement dû à la grande difficulté mathématique du problème. Reid (1906) tentera, dans son rapport intitulé « *The Theory of Mr. Rogers' Experiments* », d'apporter un support théorique aux observations de Rogers, mais se butera à la même difficulté analytique [2, 21] .

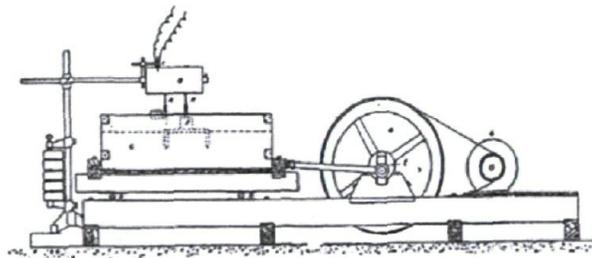


Figure 2-1 : Montage expérimental de Rogers (1906) (reproduit par *Garevski et Ansal*,2010 [2])

Poursuivant les travaux de Rogers sur le sable Monterrey, Jacobsen (1930) [2, 21] réalise un montage (Figure 2-2) capable de produire des oscillations harmoniques.

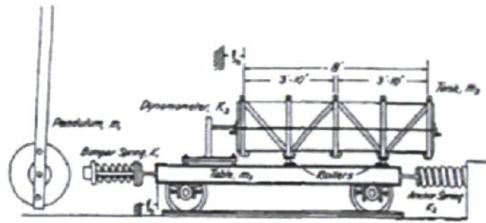


Figure 2-2 : Montage expérimental de Jacobsen (*Jacobsen*, 1930) [21]

Jacobsen étant conscient que sans cadre théorique conséquent il ne peut donner ni interprétation ni direction précises à ses travaux, il reprend les travaux théoriques de Reid (1906). Il obtiendra finalement une série de développements faisant intervenir des arguments complexes pour finalement obtenir une expression pour le déplacement. De ces développements théoriques, il met au point une méthode permettant, au recours des propriétés de densité, de module de cisaillement et d'amortissement visqueux du sol de prédire les mouvements selon la hauteur et la fréquence. Ces résultats seront confirmés de manière empirique par une série d'essais 1-g (Figure 2-3).

L'une des remarques majeures de Jacobsen est que, malgré l'application au sol d'une sollicitation harmonique, la réponse de l'échantillon (Figure 2-4) ne l'est pas. Jacobsen note également que lorsque les amplitudes imposées par la table sont augmentées, les déplacements diminuent de manière marquée, ce qui le mène à conclure que le sol ne montre pas un comportement élastique. Ces études, bien qu'elles aient été réalisées il y a plusieurs décennies, soulèvent déjà trois questions fondamentales, questions encore aujourd'hui d'actualité. La première est l'impact du confinement de l'échantillon sur la réponse dynamique du sol. La seconde est la capacité de relier le comportement observé en laboratoire à celui observé sur le terrain. La troisième problématique est la possibilité de décrire de manière analytique le phénomène physique. La persistance de ces questions est l'une des principales raisons justifiant la poursuite des essais dynamiques en laboratoire pour l'étude de la dynamique des sols.

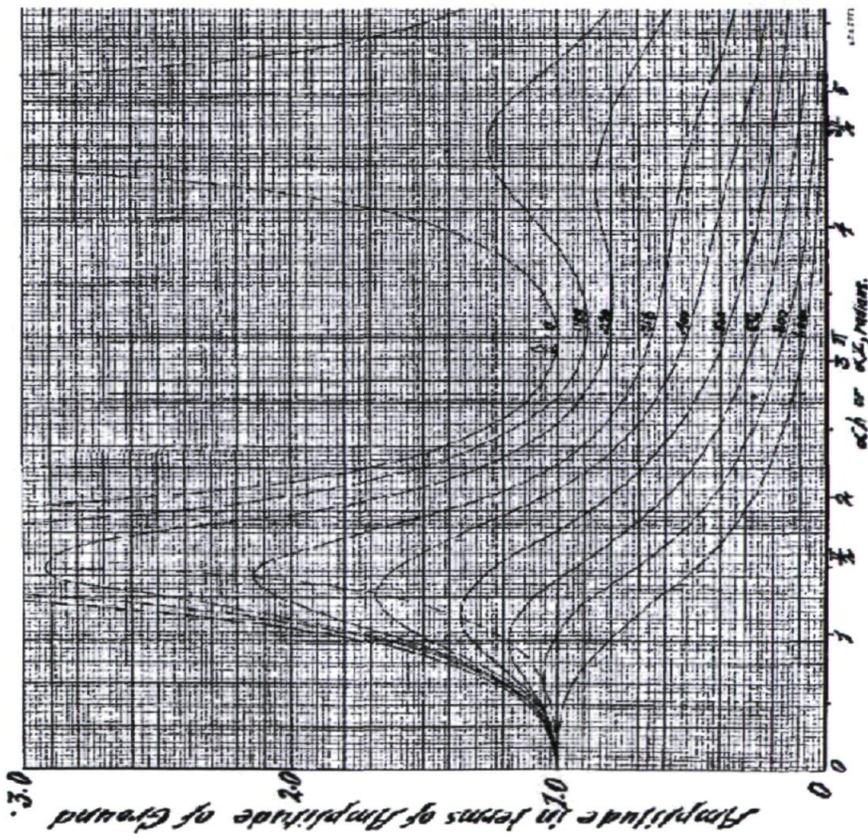


Figure 2-3 : Mise en évidence théorique de la résonance, sol avec amortissement, (Jacobsen, 1930)

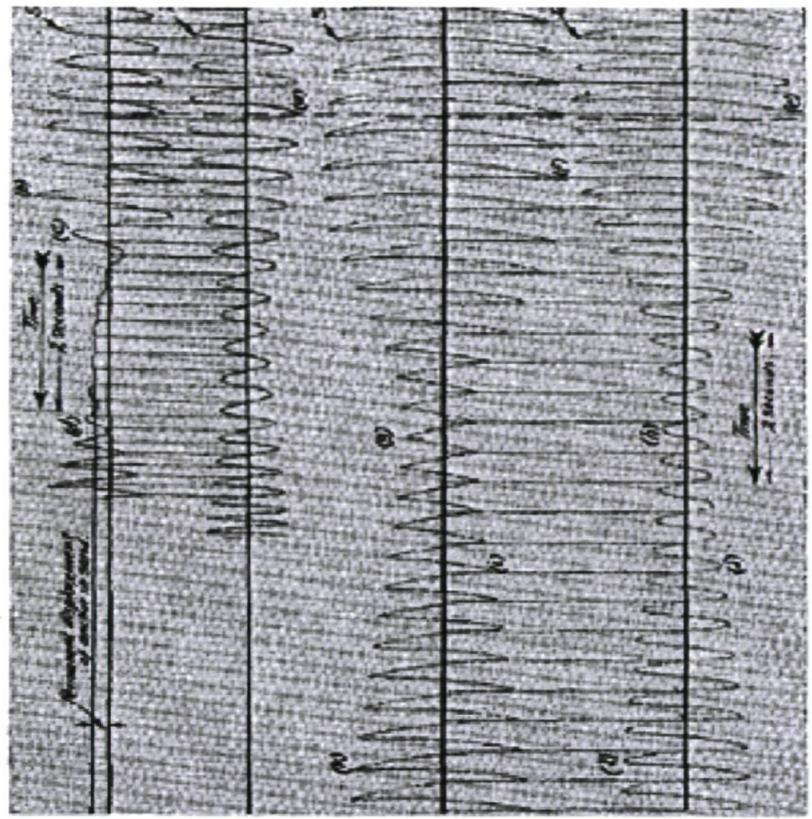


Figure 2-4 : Résultats expérimentaux – (Jacobsen, 1930)

Plus récemment, un nombre impressionnant de travaux ont été réalisés grâce à la table vibrante. Le Tableau 2-1 présente une liste d'essais 1-g réalisés sous différentes conditions de confinement, d'accélération ainsi qu'au moyen de différents matériaux. Cette liste est loin d'être exhaustive, mais permet néanmoins un survol des principaux concepts et modes opératoires utilisés dans le domaine des essais 1-g. Il est ainsi possible, à partir de ces publications, d'obtenir une représentation claire des différentes problématiques ayant fait l'objet d'études ainsi que des points cruciaux à considérer dans l'élaboration d'un protocole de recherche expérimental.

L'étude de Tokimatsu (Tokimatsu et Yoshimi, 1977) [3], réalisée dans la foulée du séisme de Niigata (1964), s'intéresse à la génération de pression d'eau ainsi que les facteurs influant sur les déformations permanentes des fondations sous une sollicitation dynamique. Les résultats des essais obtenus sont comparés aux données compilées sur le terrain lors du séisme de Niigata (1964). La table vibrante utilisée par les auteurs est unidirectionnelle et présente un mouvement de vibrations non amorti. La densité du sable utilisé dans les essais varie de 46 à 60%. Le sol est confiné au moyen d'une boîte rigide (140 x 19.75 x 40 cm) à laquelle les auteurs ajoutent du « Rubber Foam» aux extrémités, permettant des déformations en cisaillement ainsi qu'une réduction des effets de réverbérations.

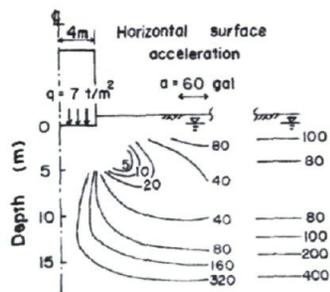


Fig. 3. Contours of number of cycles to initial liquefaction (after Yoshimi and Oh-oka, 1975)

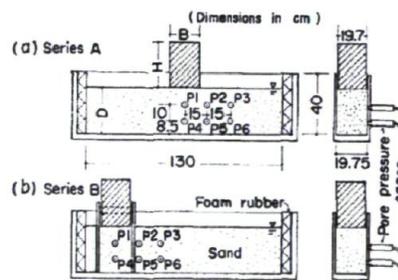


Fig. 4. Model ground and structure

Figure 2-5 : Schéma du montage expérimental de Tokimatsu – (Tokimatsu, 1977)

Tokimatsu note que les pressions d'eau générées sont plus importantes en périphérie de la fondation que directement au centre.

Tableau 2-1 : Essais 1-g (table vibrante) : synthèse bibliographique

Références	Dimensions (m) (W x L x Z)			A _{max}	Frontière	Sol	Forme (Fondation)
	Table vibrante	Spécimen	Fondation				
Gibson, 1997 [13]	0.9 x 0.9	0.35 x 0.9 x 0.47	-	0.7g	Élastique	Sable Nevada Sable Blend 6-1	-
Budhu, Al-Karni 2001 [8]	-	1 x 4.27 x 1.37	0.1 x 0.1 x 0.28 0.1 x 0.1 x 0.178	1.05g	Libre Libre	Sable propre #30 silice	Carré Carré
Estaire, Cuellar 2007 [22]	3 x 3	1.1 x 3 x 1.2	0.2 x 0.25 x 0.15	0.6g	Rigide	Sable sec Hostun RF	Rectangulaire
Paolucci et coll., 2008 [23]	-	4 x 4 x 2.1	0.5 x 0.5	0.73g	N.D.	Sable Toyoura sec	Carré
Ghalandarzadeh, Khatibi, 2010 [24]	-	0.5 x 1.8 x 0.6	0.4 x 0.2	0.28g (base)	Rigide (plexiglas)	Sable firuzkooh saturé(*)	Rectangulaire
Taylor, Maugeri et coll., 2000 [7]	3 x 3	1 x 5 x 1.2	0.95 x 0.4 x 0.4	0.63g	Élastique	Sable Leighton Buzzard	Rectangulaire
Taylor et Crewe, 1996 [25]	-	1 x 5 x 1.2	0.95 x 0.4 x 0.4	0.3g	Élastique	Sable Leighton Buzzard	Rectangulaire
Negro et coll., 2000	-	4.6 x 4.6 x 3	1 x 1	k _n = 0.4	Rigide	Sable Ticino saturé	Carré
Luc et coll., 2011	-	-	-	10.4g	-	-	-
Lin et Wang, 2006	-	1.3 x 4.4 x 1.2	-	0.6g	Rigide	Sable uniforme medium	Pente
Ueng, Chen et coll., 2006	5 x 5 (NCREE)	1.88 x 1.88 x 1.52	-	0.2g	Libre	Sable de silice du Vietnam	-
Ueng, Chen et coll., 2009	5 x 5 (NCREE)	1.88 x 1.88 x 1.52	-	0.2g	Libre	Sable de silice du Vietnam	-
Tutunchian et coll., 2011	-	0.46 x 1.8 x 0.7	0.1 x 0.1 x 0.06 0.1 x 0.2 x 0.06 0.1 x 0.4 x 0.06	0.3g	Semi-rigide (Plexiglas)	Sable firuzkooh (saturé et sec)*	Carré Rectangulaire Rectangulaire
Tokimatsu et Yoshimi, 1977	-	0.1975 x 1.4 x 0.4	0.197 x 0.2 x 0.3 0.197 x 0.09 x 0.05 0.197 x 0.2 x 0.1 0.197 x 0.4 x 0.2	-	Rigide Rigide Rigide Rigide	sable Toyoura sable Toyoura sable Toyoura sable Toyoura	Rectangulaire Rectangulaire Rectangulaire Rectangulaire
Towhata et coll., 2004	0.6 x 1.88 (manuelle)	0.5 x 1 x 1	-	1.6g (base) 0.2 g (top)	libre	-	-
Koga et Matsuo, 1990	4 x 4	0.68 x 2.5 x 0.6	-	g	Rigide	sable Toyoura	Digue
Liu, Zou et coll., 2010	6 x 3	3.1 x 2.78 x 2.45	Modèle complexe	0.3g	Semi-rigide	Varié	Pente
Loebach et coll, 2006	-	-	-	-	-	-	-

Tokimatsu aborde également la problématique des relations d'échelles en développant plusieurs facteurs d'échelles lui permettant de relier le comportement de son modèle dynamique au comportement de structure réelle.

Taylor (*Maugerie, Taylor, et coll.* 2000 ; *Taylor et Crewe* 1996 ;) [26, 27], sur la table vibrante unidirectionnelle de l'université Bristol en Angleterre, réalise plusieurs essais dynamiques en condition 1-g mettant en scène des fondations reposants sur un important volume de sable Leighon Buzzard. La boîte de confinement développée par les auteurs permet de minimiser les effets frontières via un mécanisme de déformation élastique recourant à des bandes de caoutchouc (Figure 2-6). La boîte mesure 5 x 1 x 1.2 m et permet de tester des fondations de dimensions imposantes (0.4 x 0.95 x 0.4 m, [26]).

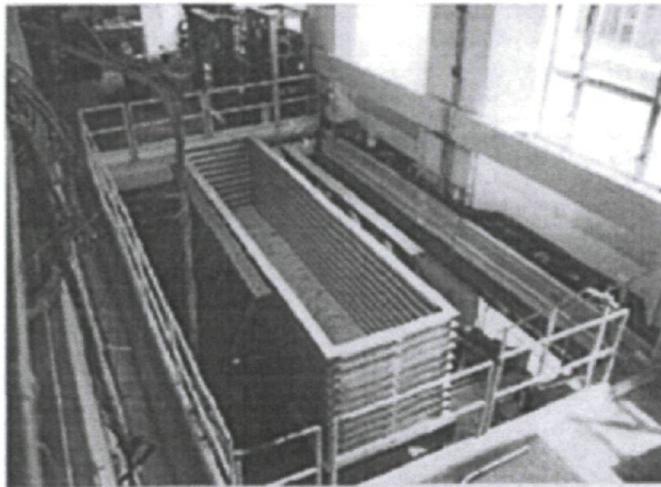


Figure 2-6 : Boîte de confinement utilisée par Taylor (*Taylor et Crewe*, 1996)

Al-Karni et Budhu (2001, [28]) ont étudié l'influence de différents facteurs (la magnitude, la fréquence, la forme de la fondation, le niveau d'accélération horizontale, les facteurs de sécurité sur la capacité portante statique, la profondeur d'encastrement, la densité du sol) sur la capacité portante dynamique de fondations superficielles ou encastrées. La boîte de confinement utilisée par les auteurs est composée d'une section interne et d'une section externe. Les deux sections partagent une même base et section longitudinale, mais la boîte intérieure est munie, à ses extrémités latérales, de capacités de déformations assurant des déformations en cisaillement simple (Figure 2-7).

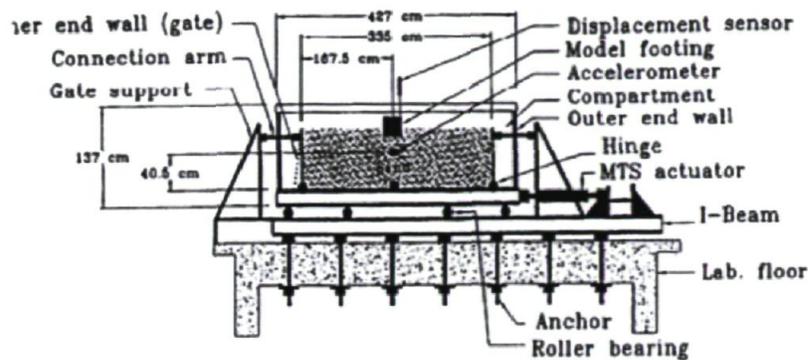


Figure 2-7 : Prototype expérimental utilisé par Al-Karni – (Al-Karni et Budhu, 2001)

Estaire et Cuellar (2007, [29]) ont réalisé une série de trente essais dynamiques sur fondation superficielle à la table vibrante (3x3) carrée du CEDEX. Le sol est contenu dans une boîte rigide de grande dimension (3x1,1x1,2 m). L'objectif du projet était de quantifier l'accélération dans le sol et les déplacements horizontaux et verticaux des blocs de fondations. Au final, les auteurs concluent que :

- Le filtrage fréquentiel est important et celui-ci est différent dans la zone influencée par la fondation.
- Lorsque l'accélération mesurée atteint 0,5 à 0,6 g, le comportement général peut être décrit comme étant instable, tel que prévu dans la théorie de la fluidisation de *Richards* (1991, [30]).
- Les déformations permanentes observées peuvent être importantes, malgré un indice de densité relative important.
- Les mouvements horizontaux importants lors de chargements intenses indiquent que les fondations superficielles peuvent dépasser leurs résistances au glissement à la base. Dans ces cas, la rupture de la fondation est limitée par cette résistance au glissement.

Dans le cadre du projet de recherche TRISEE, *Negro et coll.* (2000, [6]) ont réalisé des essais dynamiques dont l'un des buts est d'améliorer la prédiction des déformations permanentes et la capacité portante des systèmes sols-fondations. Les auteurs utilisent une fondation superficielle (1 x 1m) reposant sur un volume (4.6 x 4.6 x 3 m) de sable Ticino (Figure 2-8).

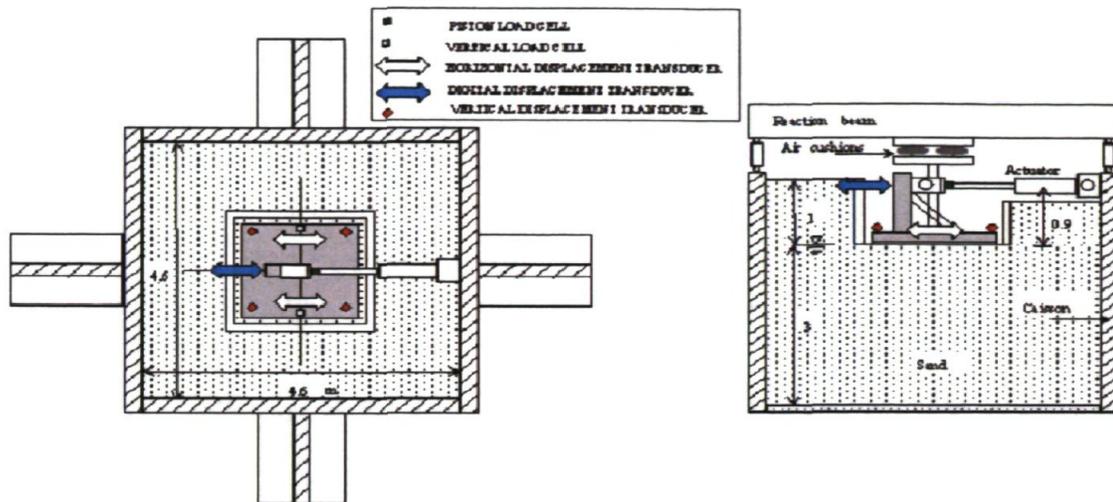


Figure 2-8 : Montage expérimental TRISEE – (Negro et coll., 2000 [6])

Au moyen d'un vérin (Figure 2-8), une série de forces horizontales et de moments de renversement sont appliqués à la fondation afin de simuler les sollicitations dynamiques d'une véritable structure sur sa fondation. Deux niveaux de compacité de sols ($I_D = 45$ et 85%) sont utilisées pour réaliser les essais. Les auteurs notent que le comportement ainsi obtenu est non-linéaire et que le tout produit de grandes déformations permanentes couplées à des basculements de fondations importants.

L'étude présentée par Kagawa et coll. (2004, [31]) met en scène un système d'interaction sol-fondation de grandes dimensions. La table vibrante utilisée mesure 15 m^2 et peut supporter jusqu'à 500 tonnes. La boîte de confinement utilisée pour la recherche mesure $11 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}$ pour une hauteur de 6 m, en faisant la plus grande actuellement en service au monde [31]. La table vibrante est unidirectionnelle et peut atteindre une accélération excédant les $0,5 \text{ g}$ et une vitesse de $1,0 \text{ m/sec}$. La boîte de confinement est composée d'une série de cadres de grandes dimensions, reliés les uns aux autres par des systèmes de roulements, ce qui permet de grandement minimiser les effets frontières et assure, considérant les dimensions imposantes du système, un comportement quasi réel. Les données recueillies lors des essais à la table vibrante ont été traitées comme les prototypes des essais en centrifuge. Les deux essais ont ainsi pu être reliés au moyen de l'analyse dimensionnelle.



Figure 2-9 : Gauche : boîte de confinement pour table vibrante ; Droite : boîte pour essais en centrifugeuse - (Kagawa et coll., 2004)

Gibson (1997, [13]) a réalisé une série d'essais à la table vibrante (unidirectionnelle et mesurant 900 x 900 mm en plan) qu'il tente de corréler aux données colligées lors du programme VELACS en recourant à la méthode décrite par Scott.

« The majority of the models were completed using the Nevada sand which was used in the prototype [prototype --> VELAC]. Models SM3D, SM3G, and SM3k were constructed using the alternate Blend 6-1 sand. The purpose of using the alternate sand was to further test the proposed model theory which potentially can account for using a different model material than the prototype material » (Gibson, 1997 [13])

Gibson investigate également l'impact d'un changement dans la densité d'un échantillon en mettant côte à côte deux échantillons de sable présentant des densités différentes, respectivement 40 et 70%.

Gibson note que lors de l'application d'un chargement cyclique sur un sol saturé, chargement dominé par un facteur d'échelle dit dynamique, il y a génération de surpression d'eau. Ces pressions d'eau tendent immédiatement à se dissiper. Ce phénomène de dissipation, dominé par un facteur d'échelle sur le temps dit de consolidation, se poursuit durant la durée de l'excitation dynamique. Or il apparaît que les facteurs d'échelle pour les temps dynamique et de consolidation sont différents.

« there is a conflict between the time scaling for the dynamic behaviour and diffusion processes. This conflict exists for one-g and centrifuge models and exists regardless of any debate about the scaling of the constitutive behaviour of the soil in either method » (Gibson, 1997 [13]).

Cette disparité entraîne une grave sous-évaluation du potentiel de liquéfaction des sols, induisant une dissipation des surpressions d'eau « N » fois plus rapide en centrifugeuse et « $N^{0.5}$ » plus rapide en condition 1-g. Ce faisant, l'étude de phénomènes tel que la liquéfaction avec de petits modèles est-elle à même d'entraîner des « *very misleading result* » [13]. Gibson propose deux solutions. La première est l'utilisation dans le modèle d'un liquide présentant une viscosité plus élevée que l'eau.

Une modification des propriétés de la phase liquide de la matrice de sol est rapportée par *Ko et coll.* (2006, [32]). Néanmoins, considérant que les facteurs de similitudes sur le temps de diffusion ne sont pas clairement établis pour les conditions 1-g, les auteurs recourent à de l'eau lors de leurs essais à la table vibrante.

La seconde solution proposée par Gibson pour remédier à l'inconsistance des facteurs de similitudes sur le temps dynamique et de consolidation consiste à modifier les propriétés dissipatives du sol. Afin de minimiser l'impact de cette disparité entre ces deux facteurs de similitudes, il apparaît nécessaire de minimiser les disparités dimensionnelles entre le modèle et le prototype. Cette conclusion abonde dans le même sens que les commentaires de Moncarz et Krawinkler (1981) [33]:

« Very few doubts are raised regarding the reliability of experimental results of prototype tests or one-half to one-third scale model tests. On the other hand, small scale model tests (in the order of 1:5 and smaller) are often viewed with considerable skepticism. This skepticism is often unwarranted when scale effects in the materials and the load application are properly accounted for and the instrumentation system is adapted to the size of the test specimen. Nevertheless, it is desirable to keep the scale factor close to one whenever feasible. » (Moncarz et Krawinkler, 1981 [33]).

2.3. Théorie de la modélisation

Cette section décrit la théorie des modèles, théorie à partir de laquelle découle les développements théoriques ayant mené aux relations de similitudes. Les descriptions effectués demeurent générales et ont pour but de réaliser un survol des différentes méthodes existantes.

La théorie des modèles a pour but de relier les caractéristiques d'un modèle à ceux d'un prototype. Un modèle est construit par l'expérimentateur afin d'anticiper le comportement du prototype, prototype qui est l'objet « réel » que l'on désire étudier. Bien que l'origine exacte du

concept ne soit pas claire, il est admis par certains auteurs ([34]) que François Xavier De Foncenex (1734-1799), un disciple de Lagrange, fut l'un des premiers à l'utiliser.

De manière courante, une structure réalisée en laboratoire est le modèle alors que la structure réelle est le prototype [4, 14, 33, 35-41]. La similitude entre un modèle et un prototype peut être réalisée suivant trois niveaux, soient : géométrique, cinétique ou dynamique (*Meymand*, 1998 [4]). Une similitude géométrique signifie que les dimensions géométriques du modèle et du prototype sont homologues pour des points similaires. Une similitude cinétique requiert, en plus d'être géométriquement similaire, que les particules du modèle et du prototype aient, pour des temps équivalents, des positions équivalentes. Finalement, une similitude dynamique implique que les forces nettes opérant sur le modèle et le prototype soient, pour des sections équivalentes, similaires (*Meymand*, 1998 [4]).

Meymand, (1998 [4]) rapporte que *Kline* (1986, [42]) définit trois méthodes de complexité croissante permettant d'établir des relations de similitudes entre le modèle et le prototype. Ce sont les méthodes de l'analyse dimensionnelle, de la théorie de similitude et la méthode des équations gouvernantes.

La théorie de la similitude permet d'identifier les forces en jeu dans le phénomène physique pour ainsi déterminer les équations ayant un impact sur la réponse. Puis, au moyen de l'analyse dimensionnelle, ces équations sont ramenées à des équations adimensionnelles composées de termes (Π) qui sont des facteurs de puissances. Les équations physiques de départ doivent être dimensionnellement consistantes. *Buckingham* (1914, [35]) donne l'exemple suivant pour illustrer ce concept :

$$\frac{pv}{T} = k$$

Le terme « p » représente la pression, le terme « v » le volume, le terme « T » la température et « K » est une constante. Manifestement, la valeur de la constante varie selon le choix du système d'unités dans lequel les termes p, v et T sont mesurés. On ne peut donc pas qualifier cette équation de complète, car elle dépend du système d'unités utilisées. Néanmoins, on peut réécrire cette équation sous la forme

$$\frac{pv}{RT} = N$$

Ici, la constante « R » est spécifique à chaque gaz considéré, et ce pour des valeurs fixées pour les unités de p, v et T. On montre alors que la constante N est adimensionnelle lorsqu'on exprime la constante R de façon compatible avec les unités décrivant les termes p, v et T.

Il se dégage donc que tout phénomène physique décrit de manière consistante par une équation complète peut s'écrire sous une forme générale

$$f(Q_1, Q_2, \dots Q_n, r, r'' \dots r^{n'}) = 0 \quad 2-1$$

Les termes Q_i sont les différents termes de l'équation, chacun exprimé dans une unité spécifique (dimension). Il n'existe, a priori, aucune limitation sur le nombre de termes Q. Les termes r représentent des ratios adimensionnels, telle la déformation. Ces ratios sont réputés demeurer constants durant tout le processus, et donc on écrit l'équation 2-1 telle que :

$$f(Q_1, Q_2, \dots Q_n) = 0 \quad 2-2$$

Buckingham [35] montre que l'on peut écrire l'équation 2-3 sous une forme spécifique au recours de nombres adimensionnels tel que

$$f(Q_1, Q_2, \dots Q_n) = \psi(\Pi_1 \Pi_2 \dots \Pi_n) \quad 2-3$$

Où les nombres Π_i sont adimensionnels et s'expriment comme étant des *produits de puissance*, c.-à-d. :

$$\Pi = Q_1^{a1} Q_2^{a2} \dots Q_n^{an} \quad 2-4$$

L'équation 2-3 doit satisfaire le principe d'homogénéité, c.-à-d., pour un nombre N de termes :

$$\sum N\Pi + [1] = 0 \quad 2-5$$

Il devient donc possible d'exprimer les composantes de toute fonction décrivant un phénomène physique en fonction de nombres adimensionnels, ce qui représente un attrait tout particulier dans le domaine de la modélisation et des relations d'échelles. Le nombre « i » de « Π » termes adimensionnels est donné par la relation

$$i = (k - n) \quad 2-6$$

Où « k » représente le nombre de termes utilisés dans la fonction décrivant le phénomène physique à l'étude et « n », le nombre d'unités *élémentaires* nécessaires pour exprimer les unités de ces « k » termes. L'intérêt est ici que l'équation, exprimée en terme adimensionnel, se doit d'être valide pour le prototype ainsi que pour le modèle, c.-à-d. :

$$\begin{aligned} \Pi_{1p} &= \Pi_{1m} \\ \Pi_{..p} &= \Pi_{..m} \\ \Pi_{np} &= \Pi_{nm} \end{aligned} \quad 2-7$$

Néanmoins, il est à noter qu'il n'existe pas une fonction spécifique à chaque fonction décrivant un phénomène physique, mais plutôt un ensemble de fonctions spécifiques. Le choix de la bonne relation dépend de la connaissance de l'expérimentateur en regard du phénomène à l'étude. C'est cette connaissance qui doit guider le choix des unités et paramètres choisis pour déterminer les termes adimensionnels. L'analyse dimensionnelle se révèle donc un outil puissant, mais complexe. *Moncarz et Krawinkler* (1981, [33]) notent que le recours à l'analyse dimensionnelle met en lumière deux problématiques majeures. Premièrement, déterminer le nombre de termes adimensionnels nécessaires peut s'avérer délicat. En effet, certains paramètres ont une importance prépondérante sur la réponse, alors que d'autres ont un impact plus modéré. Afin de réduire au minimum les contraintes sur la réalisation du modèle, il importe d'ignorer les termes de moindres importances, ceux-ci amenant des contraintes supplémentaires sur la construction du modèle sans toutefois influencer la réponse.

La seconde difficulté identifiée par *Moncarz et Krawinkler* (1981, [33]) surgit lorsque l'expérimentateur tente de respecter les contraintes sur les matériaux imposées par les relations découlant de l'analyse dimensionnelle. Les auteurs notent que le praticien est alors confronté à des difficultés parfois insurmontables et doit se résigner à violer certaines conditions afin de réaliser son expérience. À l'évidence, la réalisation d'un modèle parfait est ardue, voire impossible, et on parlera alors plutôt de modèle distordu, ayant des réponses jugées satisfaisantes.

La méthode des équations gouvernantes fait directement intervenir un équilibrage de l'équation dynamique. L'idée est basée sur le constat que ces équations d'équilibres doivent se vérifier à la fois pour le modèle et pour le prototype. Ainsi, en 1869, *Edouard Philips* présente, à l'Académie des sciences de Paris (*Philips, 1869 [43]*), une série de relations de similitudes dans le domaine élastique pour des essais à la centrifugeuse établis à partir des équations différentielles d'équilibre des solides [12]. Plus récemment, *Scott* (1989, [14]) et *Gibson* (1997, [13]) ont eu recours à cette méthode afin de dériver une série de facteurs de similitudes pour essais en condition 1-g. Cette méthode présente, dans le domaine de la mécanique des sols, un certain nombre d'avantages, dont le principal étant de ne pas avoir à recourir à des équations de comportements pour dériver les relations de similitudes sur les variables fondamentales.

Néanmoins, l'utilisation de la méthode des équations gouvernantes ne permet d'identifier les relations de similitudes que sur les variables fondamentales. Cette méthode ne prend donc pas en

considération la nature du matériel. Il importe donc d'ajouter un certain nombre de critères de similarités supplémentaires afin de prendre en compte la nature intrinsèque du matériel étudié. Dans le cas de la géotechnique, deux méthodes s'offrent à l'expérimentateur : un équilibrage des équations de comportements spécifiques ou un balancement des propriétés physiques du sol modèle.

Tableau 2-2 : Relations de similitude (condition 1-g) : synthèse des travaux

Auteurs	Relations de similitude des variables fondamentales en fonction de N (N = rapport des dimensions de longueur)							
	Déplacement	temps dynamique	temps diffusion	vitesse	accélération	Fréquence	Contrainte	Force
Gibson	N	$N^{0.5}$	n si $c_v = n$ $n^{1.5}$ si $c_v = \sqrt{n}$	$N^{0.5}$	1	$N^{-0.5}$	$\rho * N$	$\rho * N^3$
Scott	N	$N^{0.5}$	n si $c_v = n$ $n^{1.5}$ si $c_v = \sqrt{n}$	$N^{0.5}$	1	$N^{-0.5}$	N	N^3
Meymand	N	$N^{0.5}$	-	$N^{0.5}$	1	$N^{-0.5}$	N	N^3
Tokimatsu	N	-	Nk^*	-	1	-	N	N^3
Ko (Type II)	$N^{1.5}$	$N^{0.75}$	-	$N^{0.75}$	1	$N^{-0.75}$	-	-
Ko (Type III)	N	$N^{0.5}$	-	$N^{0.5}$	1	$N^{-0.5}$	-	-

La première approche a été introduite par *Rocha* (1957, [36]), puis développée subséquemment par *Iai* (1989, [38]).

La seconde approche a été initialement proposée par *Roscoe* (1968, [37]) puis, de manière indépendante, par *Scott* (1989, [14]). Cette approche a été utilisée par *Gibson* (1997, [13]) pour relier le comportement observé en centrifugeuse à celui obtenu à la table vibrante. Elle est également utilisée par *Ko et coll.* (2006, [32]) afin d'étudier son efficacité dans le cas d'un sol liquéfiable. Cette méthode est la méthode privilégiée dans cette étude et elle est détaillée au Chapitre III.

2.4. Interaction sol-fondation-structure (ISFS)

Actuellement, les études physiques dynamiques sur le comportement de fondations sont majoritairement réalisées dans le cadre d'études sur l'interaction sol-fondation-structure. Ce type de recherche vise à réduire les efforts transmis aux structures via une dissipation de l'énergie par le sol. L'idée est que, puisque les composantes structurelles sont calculées en fonction des

capacités des SRFS (Krawinkler, 2000) [44], une réduction, même minime, des forces transmises à ces SRFS se traduit directement par une économie globale importante.

L'application du modèle Winkler (Figure 2-10) aux fondations permet de tirer profit des capacités dissipatives du sol. Cette dissipation d'énergie s'obtient grâce aux déformations plastiques du sol sous la fondation (Hutchison et Kutter (2005), Rosebrooke et Kutter (2005))[16, 17].

La prise en compte des capacités dissipatives du sol amène directement à considérer le phénomène d'interaction sol-fondation-structure, défini comme étant « *This process, in which the response of the soil influences the motion of the structure and the response of the structure influences the motion of the soil* » Kramer (1996, [45]) . L'analyse théorique couplée d'un tel système holistique représente une tâche fort complexe [33]. Ainsi apparaît-il avantageux de privilégier une modélisation physique du phénomène afin de l'étudier (Figure 2-11).

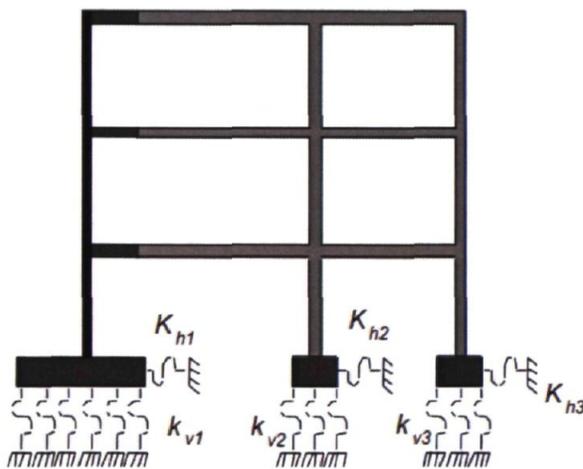


Figure 2-10 : Illustration du modèle Winkler

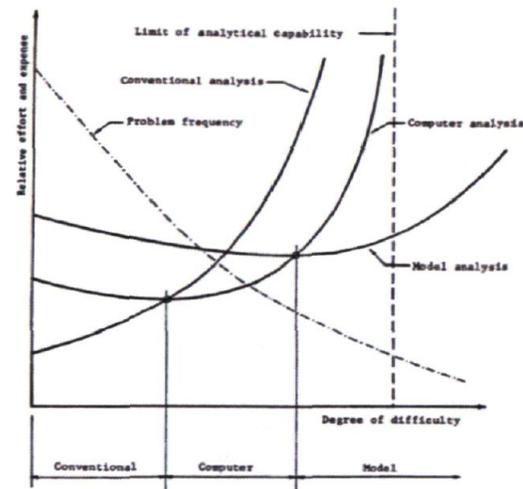


Figure 2-11 : Approche analytique vs approche physique (Moncarz et Krawinkler, 1981,[33])

Il s'agit donc d'obtenir un équilibre optimal entre dissipation d'énergie et déformations permanentes [16, 17]. Ce champ d'études recoupe ainsi l'étude de la modification de la capacité portante et des mécanismes de ruptures dynamiques des fondations, l'évaluation des tassements et de la rotation des fondations ainsi que le phénomène de liquéfaction sous ou près de la fondation.

2.5. Conclusion

L'examen critique de la littérature permet d'identifier un certain nombre de problématiques en lien avec l'objectif principal de la recherche. Le tout est schématisé à la Figure 2-12. Ainsi, il apparaît que l'un des principaux problèmes relevé par la majorité des auteurs ayant eu à travailler à la table vibrante est posé par la nécessité de confiner l'échantillon de sol au moyen de frontières rigides. Ce confinement est à même d'entraîner trois problématiques majeures distinctes, soient : une surévaluation de la capacité portante de la fondation entraînant une réduction des déformations permanentes [7, 25] (bercement, tassement, glissement), un amoindrissement des déformations latérales du sol ayant comme conséquence une modification des modules élastiques (G,K,E) ainsi que de la fréquence fondamentale du sol (*Richard*, 1995 [46]). La dernière conséquence est généralement occultée et concerne la réverbération des ondes sismiques dans l'échantillon de sol par les parois rigides. Cet aspect du problème a été abordé par *Coe et col.* (1985, [47]). La problématique du confinement de l'échantillon et ses conséquences sont abordées en détails au chapitre IV.

Le second problème est la capacité de relier les résultats obtenus en laboratoire à une situation réelle [33]. Cet aspect du problème est devenu au fil du temps un pan à part entière du processus de modélisation. Le concept de base s'articule autour du principe d'équivalence énoncé par Fourier voulant que les lois physiques, peu importe l'échelle à laquelle on étudie un phénomène physique, s'appliquent de manière similaire [35]. L'un des principaux outils à en dériver est l'analyse dimensionnelle et le célèbre théorème de *Buckingham* (1914, [35]).

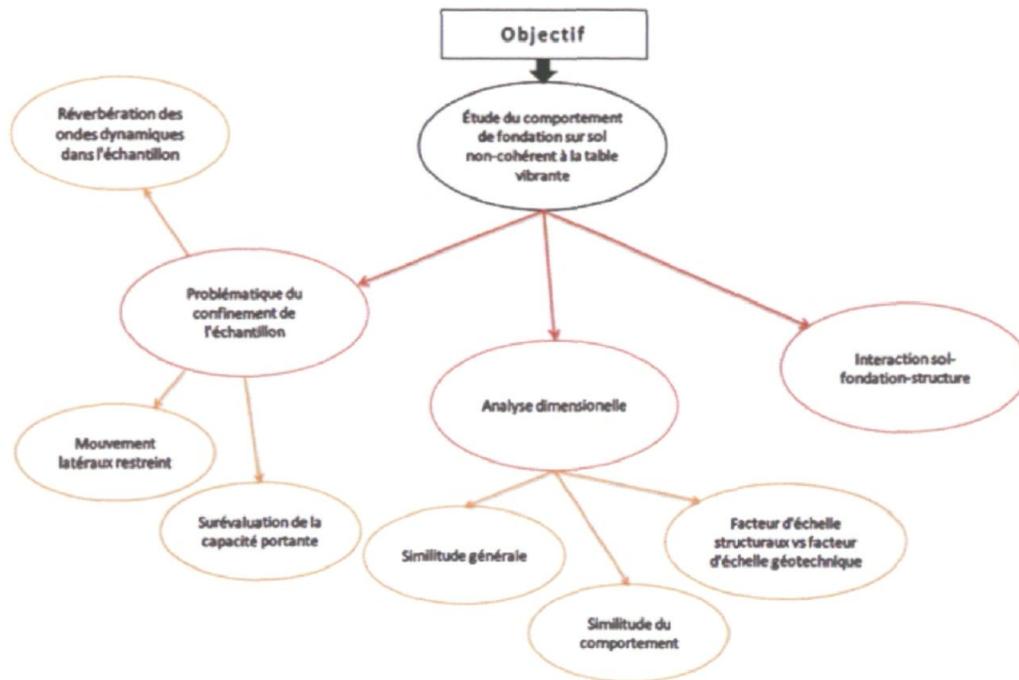


Figure 2-12 : Carte conceptuelle : Objectifs de recherche versus problématiques principales

Spécifiquement appliquée à la géotechnique, l'analyse dimensionnelle a comme principale problématique le manque d'équations générales de comportement pouvant être utilisées pour assurer la similarité comportementale.

La modélisation dimensionnelle peut également être abordée via l'étude de l'équilibre dynamique. Cette méthode, nommée méthode des équations gouvernantes (*Meymand, 1998 [4]*), permet, suivant les commentaires de *Roscoe (1968, [37])* et *Scott (1989, [14])*, d'éviter la problématique liée aux lois de comportements. Ces concepts théoriques sont discutés de manière détaillée au Chapitre III.

3. Modélisation dimensionnelle appliquée à la géotechnique

3.1. Introduction

Ce chapitre s'articule autour de la théorie de la modélisation, théorie permettant de relier les mesures obtenues en laboratoire lors d'essais sur modèles réduits à des situations pleine grandeur. L'étude de phénomènes à échelles réelles est souvent impossible considérant les importantes dimensions en jeu. Conséquemment, le besoin de recourir à des modèles réduits construits en laboratoire est nécessaire. Cette approche rend possible l'étude, à petite échelle et à moindres efforts, de problèmes complexes (problèmes n'ayant souvent pas de solutions analytiques directes). L'étude de l'interaction sol-fondation-structure en condition dynamique entre dans ce type de problèmes qu'il est plus facile d'étudier de manière physique mais qui, considérant les importantes dimensions en jeu, nécessite de recourir à des modèles réduits pour son étude en laboratoire.

Or, les résultats mesurés lors des essais physique en laboratoire sur les modèles réduits doivent pouvoir être extrapoler en regard du phénomène naturel pleine grandeur. Les relations de similitudes permettent, sous certaines conditions, de réaliser ce type d'extrapolation.

3.2. Aspects généraux de la modélisation dimensionnelle appliquée au génie

La description de phénomènes physiques naturels implique deux niveaux : *qualitatif et quantitatif* (Harris, 1999 [40]). Le niveau qualitatif permet d'exprimer un phénomène physique selon des mesures *fondamentales*. Il existe trois grands types de problèmes, soit les problèmes mécaniques (statique et physique), thermodynamiques et électriques. Se confinant aux problèmes mécaniques, une série de trois unités fondamentales, soit la longueur, le temps et la masse, est généralement suffisante. Ces unités fondamentales sont généralement nommées dimensions (Harris et Sabniss, 1999 [40]). Le niveau quantitatif se divise en un nombre et une comparaison standard (ou formelle). La comparaison standard, aussi appelée unité formelle, a souvent été définie de manière plus ou moins arbitraire (ex. : pieds, mètres, etc). Suivant ces concepts, la théorie dimensionnelle s'exprime comme suit :

1. Une équation décrivant un phénomène physique naturel doit être écrite afin d'être dimensionnellement consistante. Ainsi, le choix du système d'unités ne doit pas influencer le résultat de l'équation.

2. Conséquemment, chaque équation ayant une forme $F(X_1, X_2 \dots X_n)$ doit pouvoir s'exprimer en fonction d'une équation adimensionnelle ayant la forme $G(\pi_1, \pi_2 \dots \pi_m)$.

Selon Harris (1999), le point deux impose deux conséquences :

1. La forme d'un événement physique peut être partiellement déduite par une considération adéquate des dimensions de la $n^{\text{ième}}$ grandeur physique X_i impliquée.
2. La fonction de termes adimensionnels $G(\pi_1, \pi_2 \dots \pi_m)$ doit être valide à la fois pour un modèle et un prototype, leurs équations ne variant qu'en terme de magnitude.

Buckingham (1914, [35]) a énoncé ces principes de manière générale via son théorème (théorème Pi-Buckingham).

Néanmoins, dans le cas des études dévolue à la mécanique des sols, cette approche n'est pas optimale et on lui préférera la méthode des équations gouvernantes. Les sous-sections suivantes explorent en détails ces considérations théoriques et développent une méthode d'analyse dimensionnelle applicable aux sols.

3.3. Modélisation dimensionnelle : méthode des équations gouvernantes

La méthode des équations gouvernantes permet de dériver des relations de similitudes au moyen d'équations dynamiques (*Scott*, 1989 [14], *Gibson* 1997 [13]).

Il s'agit, dans un premier temps, de relier entre elles les équations physiques fondamentales gouvernant la réponse du modèle et du prototype. Cet équilibre ne permet néanmoins pas de prendre en compte la nature du matériel à l'étude et s'applique ainsi aussi bien à un gaz, un solide ou un liquide [14]. Le concept se base sur le constat qu'indépendamment de l'échelle, les lois physiques s'appliquent de la même manière [35]. L'équation du mouvement local (en formulation Eulérienne) pour un élément de volume du corps s'écrit [48, 49]:

$$\int_V (\rho \dot{\mathbf{v}} - \sigma_{ij,j} - \rho \mathbf{b}_i) dV = 0 \quad 3-1$$

Cette équation doit être valide pour le volume total, et donc l'intégrale peut être levée, amenant l'équation 3-1 sous la forme :

$$\rho \dot{\mathbf{v}} - \sigma_{ij,j} - \rho \mathbf{b}_i = 0 \quad 3-2$$

qui est *l'équation locale du mouvement en formulation Eulérienne*, aussi connue sous le nom de *première loi du mouvement de Cauchy*. Le développement de cette équation, considérant que la vitesse est dépendante de la position (u) et du temps (t) ($v [u_i(t), t]$), permet d'écrire :

$$\rho \left[\frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} + \frac{\partial u_j}{\partial t} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} \right) \right] = \sigma_{ij,j} + f_i \quad 3-3$$

Ici, f_i représente les forces de volume. Cette équation se doit d'être valide à la fois pour le modèle et le prototype. Considérant successivement les termes x^* , t^* , ρ^* , f^* et σ^* définis comme suit :

$$\begin{aligned} x^* &= \frac{x_p}{x_m} & t^* &= \frac{t_p}{t_m} & \rho^* &= \frac{\rho_p}{\rho_m} \\ f^* &= \frac{f_p}{f_m} & \sigma^* &= \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \end{aligned} \quad 3-4$$

l'équation 3-3 s'écrit, en fonction des composantes prototypes, telle que

$$\rho^* \rho_m \left[\frac{x^*}{(t^*)^2} \frac{\partial^2 u_{im}}{\partial t_m^2} + \frac{x^* \partial u_{jm}}{\partial t_m} \frac{1}{x^*} \frac{\partial}{\partial x_{jm}} \frac{x^*}{t^*} \left(\frac{\partial u_{im}}{\partial t_m} \right) \right] = \frac{\sigma^*}{x^*} (\sigma_{ijm})_{,jm} + f^* f_{im} \quad 3-5$$

Les équations sont écrites selon la notation anglo-saxonne. Le lecteur désireux d'en savoir plus est invité à consulter les ouvrages de *Malvern* (1969, [49]) ou de *Mase et Mase* (1999, [48]). Les indice « m » réfèrent aux quantités du modèle alors que les indices « p » réfèrent aux quantités du prototype. L'équation 3-3 s'écrit également en fonction des composantes modèles :

$$\rho_m \left[\frac{\partial^2 u_{im}}{\partial t_m^2} + \frac{\partial u_{jm}}{\partial t_m} \frac{\partial}{\partial x_{jm}} \left(\frac{\partial u_{im}}{\partial t_m} \right) \right] = (\sigma_{ijm})_{,jm} + f_{im} \quad 3-6$$

La comparaison par soustraction de l'équation 3-5 et de l'équation 3-6 mène à la détermination des facteurs d'échelles. On obtient que :

$$\left(1 - \frac{x^*}{\sigma^*} \frac{x^*}{(t^*)^2} \rho^* \right) \rho_m \left[\frac{\partial^2 u_{im}}{\partial t_m^2} + \frac{\partial u_{jm}}{\partial t_m} \frac{\partial}{\partial x_{jm}} \left(\frac{\partial u_{im}}{\partial t_m} \right) \right] = \left(1 - \frac{x^*}{\sigma^*} f^* \right) f_{im} \quad 3-7$$

L'équation 3-7 est, telle que mentionnée par *Gibson* (1997, [13]), la condition pour l'équilibre dynamique. À l'évidence, cette condition doit se vérifier en l'absence de forces, ce qui mène à écrire :

$$\frac{x^*}{\sigma^*} f^* = 1 \quad 3-8$$

$$\frac{x^*}{\sigma^*} \frac{x^*}{(t^*)^2} \rho^* = 1 \quad 3-9$$

En géotechnique, les forces statiques agissant sur le corps sont généralement limitées au poids propre du corps, soit l'influence de la gravité, ce qui permet d'écrire :

$$f_i = \rho g_i \quad 3-10$$

Prenant pour acquis que le système de coordonnées est vertical, g_i devient simplement l'accélération gravitationnelle dans la composante verticale, alors que les autres composantes sont nulles. Puisque les essais se déroulent en condition 1-g, le rapport de l'accélération du modèle et du prototype, g^* prend une valeur de 1 [13]. L'équation 3-10 s'écrit alors :

$$f^* = \rho^* \quad 3-11$$

À partir de ces relations, il est possible de déterminer les relations de similitudes pour différentes quantités (Tableau 3-1).

Tableau 3-1 : Facteurs de similitude

	Géotechniques	Structuraux	Cette étude
Méthode	<i>Analyse dynamique</i>	<i>Analyse dimensionnelle</i>	<i>Analyse dynamique</i>
Auteur	Gibson <i>(1997, [39])</i>	Harris <i>(1999, [40])</i>	-
Déplacement	N	N	N
T_{Dyn}	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$
Vitesse	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$	$N^{0.5}$
Accélération	1	1	1
Force	$\rho^* N^3$	N^2	$\rho^* N^3$
Fréquence	$N^{-0.5}$	$N^{-0.5}$	$N^{-0.5}$
Contrainte	$\rho^* N$	1	$\rho^* N$
ψ	1	N.A.	1

3.4. Modélisation dimensionnelle : application spécifique aux sols

La prise en considération de la nature intrinsèque du matériau à l'étude nécessite, en plus des facteurs de similitudes développée précédemment, des conditions de similarités supplémentaires. Dans l'étude des sols, *Rocha (1957)* [36, 41] est un pionnier du traitement de la problématique de

la similarité du comportement. Il pose l'hypothèse d'une relation linéaire reliant le comportement contrainte-déformation du modèle et du prototype (Figure 3-1; Figure 3-2).

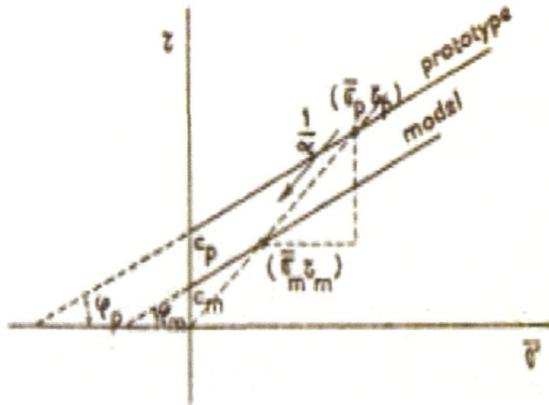


Figure 3-1 : Lien contrainte - cisaillement (Rocha, 1953)

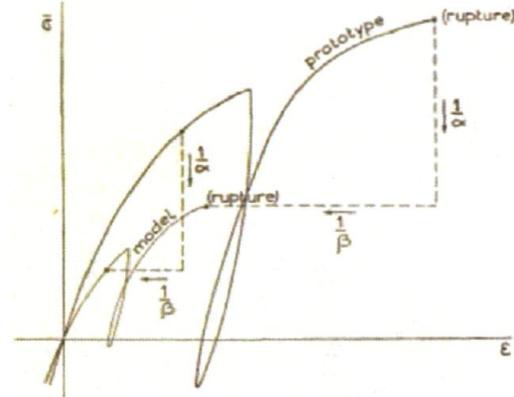


Figure 3-2 : Lien contrainte-déformation (Rocha, 1953)

Cette hypothèse implique que la courbe contrainte-déformation (Figure 3-2) pour un sol est unique, indépendante du temps et donc identique pour le modèle et le prototype, à un facteur près ; $1/\alpha$ pour les contraintes et $1/\beta$ pour les déformations. L'hypothèse de Rocha est limitée aux déformations élastiques et ne prend pas en considération le comportement non-linéaire des sols, une telle approche étant jugée « insupportablement complexe » (Rocha, 1953 [41]). L'hypothèse de Rocha est reprise dans les travaux de Iai (1989) [38] alors que Roscoe (1968) [37] note que les travaux de Rocha sont " *by far the most important contribution to the study of the application of the principles of similarity to soil-mechanics model studies* ". L'approche de Rocha peut être décrite de la manière suivante (Roscoe (1968)).

Soit un corps représentant une particule de la matrice solide du sol (Figure 3-3). Le corps est réputé saturé avec un liquide interstitiel s'écoulant dans la matrice solide. Tel que montré sur la Figure 3-3, quatre forces s'appliquent sur le corps. La première (f_s) est le poids propre, qui s'exprime :

$$f_s = \gamma_s(1 - n)V \quad 3-12$$

L'étude des unités de l'équation 3-12 montre qu'il s'agit bien d'une force ;

$$f_s(N) = \gamma_s \left(\frac{N}{m^3} \right) \left(1 - \frac{V_v(m^3)}{V_t(m^3)} \right) V(m^3) \quad 3-13$$

La seconde force (f_w) est la poussée d'Archimède produite par le déplacement d'eau correspondant au volume de la particule immergée. Puisque le sol est réputé saturé, le volume immergé correspond au volume total des particules et la force de poussée s'exprime telle que :

$$f_w = \gamma_w(1 - n)V \quad 3-14$$

Le lecteur est libre de vérifier que l'équation est consistante au niveau des unités. Ici, γ_w représente le poids volumique de l'eau, prenant pour acquis que le liquide interstitiel est de l'eau.

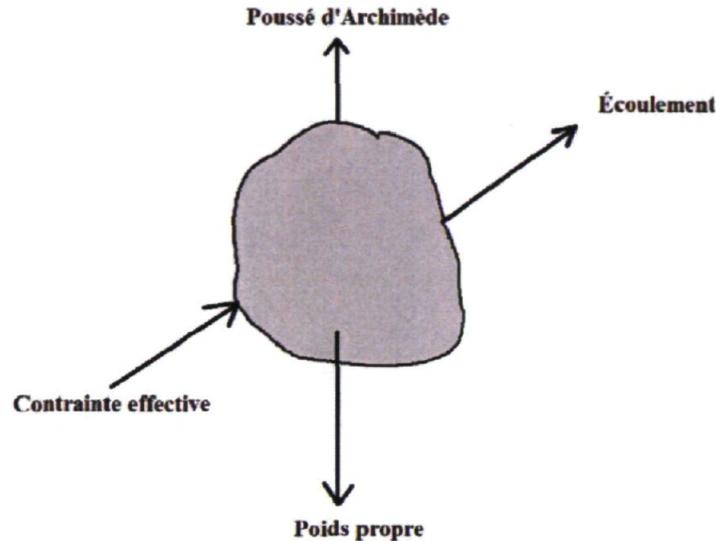


Figure 3-3 : Schéma des forces agissant sur une particule de sol dans la matrice de sol saturé

La troisième force (f_i) provient de l'écoulement du fluide dans les interstices et s'écrit simplement comme étant le produit du gradient hydraulique par le volume de la particule soit :

$$f_e = iV \quad 3-15$$

où i s'exprime telle que :

$$i = \frac{d}{dL}(u - \gamma_z z) \quad 3-16$$

L'étude des unités de l'équation 3-15 montre qu'il s'agit bien d'une force ;

$$f_e = \frac{d}{dL(m)} \left(u \left(\frac{N}{m^2} \right) - \gamma_z \left(\frac{N}{m^3} \right) z(m) \right) V(m^3) \quad 3-17$$

La quatrième force (f_c) provient de la contrainte effective agissant sur la particule due aux autres grains composant la matrice particulaire. Cette force s'écrit, pour une surface S , :

$$f_c = \sigma'_{ij}S \quad 3-18$$

Le lecteur est ici libre de vérifier la consistance de l'équation. La Figure 3-4 présente le schéma des forces agissant sur la phase liquide de la matrice de sol. Trois forces agissent sur le liquide interstitiel soit : le poids du liquide, la pression d'eau et l'écoulement. Ces forces s'expriment respectivement telles que :

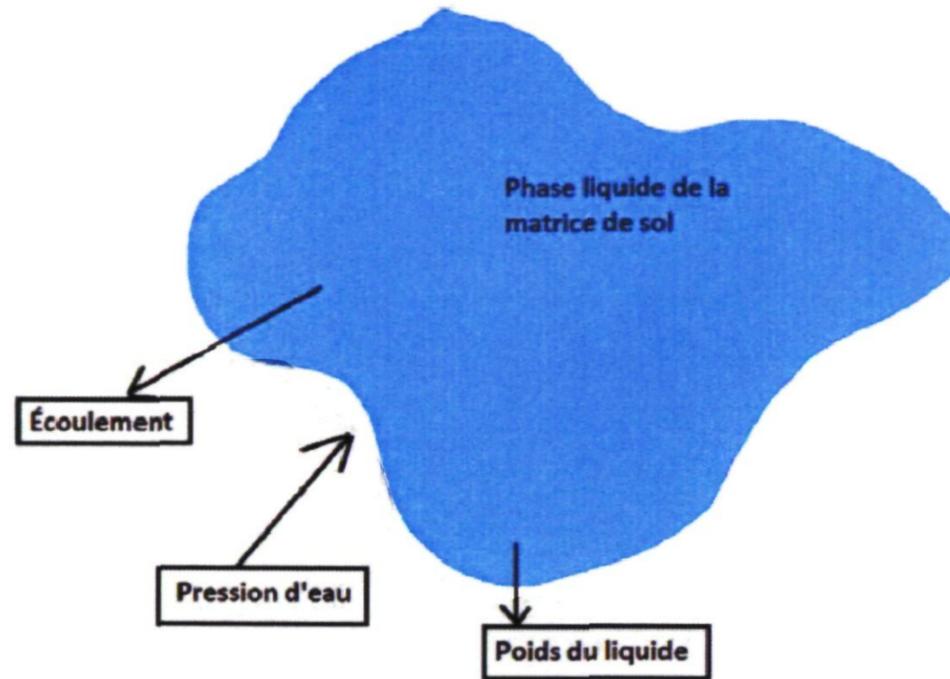


Figure 3-4 : Schéma des forces agissant sur la phase liquide de la matrice de sol

Poids du liquide (f_s)	$\gamma_w nV$	3-19
Pression d'eau (f_w)	uS	3-20
Écoulement (f_e)	iV	3-21

La vérification de la consistance des équations s'effectue de la même manière que pour les équations 3-12, 3-14, 3-15 et 3-18.

Soit deux éléments tels que discutés précédemment, homologues de plus, c'est-à-dire qu'ils sont modèle et prototype. Soit le rapport des longueurs prototypes modèle N (où $N > 1$), ainsi, $V_p = N^3 V_m$, où V représente le volume. Posez l'hypothèse que le médium utilisé pour le prototype et le modèle possèdent une courbe contrainte-déformation unique et indépendante du temps, etc. Également, prenez comme hypothèse que le médium prototype et modèle possèdent la même courbe contrainte-déformation, obéissent aux mêmes restrictions mais où toutes les

contraintes sont réduites d'un facteur $1/\alpha$ et toutes les déformations réduites d'un facteur $1/\beta$ (Ceci constitue l'hypothèse de Rocha (*Roscoe*, 1968 [37])).

À partir de ces considérations, il est possible de dériver les conditions nécessaires à la similarité entre le modèle et le prototype. Ainsi, toutes les contraintes prototypes, incluant les pressions d'eau, doivent être réduites d'un facteur α ce qui entraîne que les forces doivent suivre dans un rapport $N^2\alpha$. La similitude du poids propre de la phase solide de la matrice de sol s'écrit :

$$\frac{(\gamma_s)_p(1 - n_p)V_p}{(\gamma_s)_m(1 - n_m)V_m} = N^2\alpha \quad 3-22$$

Si on considère le rapport $\frac{(\gamma_s)_p}{(\gamma_s)_m} = \rho^*$, l'équation 3-22 s'écrit :

$$\alpha = N\rho^* \frac{1 - e_p}{1 - e_m} \quad 3-23$$

De manière similaire, la similitude des forces de poussées ($\gamma_w(1 - n)V$) s'écrit :

$$\alpha = N\rho^{**} \frac{1 - n_p}{1 - n_m} \quad 3-24$$

Avec $\rho^{**} = \frac{(\gamma_w)_p}{(\gamma_w)_m}$. La similarité du poids propre de la phase liquide implique également, de la même manière :

$$\alpha = N\rho^{**} \frac{e_p}{e_m} \quad 3-25$$

La comparaison de l'équation 3-24 et de l'équation 3-25 amène à conclure que $n_m = n_p$. De plus, considérant l'équation 3-23 et l'équation 3-24, il vient que $\rho^{**} = \rho^*$. Considérant que le poids volumique de la matrice de sol, γ , s'exprime comme étant $\gamma = \gamma_w n + (1 - n)\gamma_s$, et que ρ , le rapport des poids volumiques prototype et modèle s'écrit γ_p/γ_m , alors, puisque $n_m = n_p$ et que $\rho^{**} = \rho^*$, il vient que $\rho = \rho^{**} = \rho^*$. Il vient subséquemment que $\alpha = N\rho$. Ces conditions forment les conditions de similarités. Celle-ci sont valides en autant que les hypothèses de départ soient adéquates. Une condition supplémentaire, dérivée de la loi de Darcy, amène une contrainte, cette fois sur la perméabilité, s'exprimant telle que (*Roscoe*, 1968 [37]) :

$$\mu = \frac{N\beta}{\rho t} \quad 3-26$$

où $t = \frac{t_p}{t_m}$ et β est le facteur reliant les déformations (*Rocha*, 1953 [41]). Lorsque les effets des pressions d'eau deviennent importantes, les quatre contraintes précédemment décrites doivent être prises en considération. Ceci correspond au cas le plus général traité par *Rocha*. *Roscoe* (1968, [37]) note que le cas des sols non-saturés analysé par *Rocha* devrait être observé avec mesure, car celui-ci ne considère pas les effets de la succion dans sa démarche. Considérant que le liquide interstitiel du prototype est, en géotechnique du moins, quasiment toujours de l'eau, il vient que $\rho = \rho^{**} = \rho^* = 1$. Conséquemment, l'équation 3-25 devient simplement $\alpha = N$. Considérant que le facteur N peut prendre des valeurs dépassant la centaine, *Roscoe* (1968, [37]) conclut que la résistance du matériel utilisé pour construire le modèle sera extrêmement petite en comparaison de celle du prototype, rendant sa prise en charge extrêmement ardue. *Rocha* opine que cette problématique peut être évitée lorsque les forces de volume ne sont pas considérées. De plus, si les déplacements sont importants, le facteur β devient égal à 1. Au final, cinq conditions sont identifiées par *Rocha*, soient :

1. $\beta=1$
2. $e_m = e_p$
3. $\rho = \rho^{**} = \rho^* = 1$
4. $\alpha=N$
5. $\mu = \frac{N\beta}{\rho t} = \frac{N}{t}$

Suivant les commentaires de *Roscoe* (1968, [37]), il convient de noter que, bien que les trois premières conditions semblent inviter à utiliser le même matériau pour la construction du prototype et du modèle, la quatrième semble le prohiber. L'investigateur est laissé avec la tâche d'identifier lesquelles des conditions semblent les plus critiques et à déterminer deux médiums pouvant répondre aux principales contraintes (*Roscoe*, 1968 [37]). Ces conditions deviennent très rapidement difficiles à satisfaire. En ce sens, il convient de considérer une approche différente, proposée de manière indépendante par *Roscoe* (1968, [37]) puis par *Scott* (1989, [14]). Cette approche alternative recourt à la mécanique d'état critique (CSSM) et est décrite à la section suivante.

3.5. Application de la théorie de la modélisation pour le cas des sols naturels

Roscoe (1968, [37]) émet l'hypothèse que la similarité peut être atteinte en modifiant la densité du sol modèle afin de conserver constante la distance entre la ligne « *Steady State Line* » (SSL) et l'indice des vides du prototype et du modèle (Figure 3-5). Deux conditions sont nécessaires :

1. $\Delta e_p = \Delta e_m$
2. Obtenir un cheminement de contrainte *géométriquement semblable* pour le modèle et le prototype.

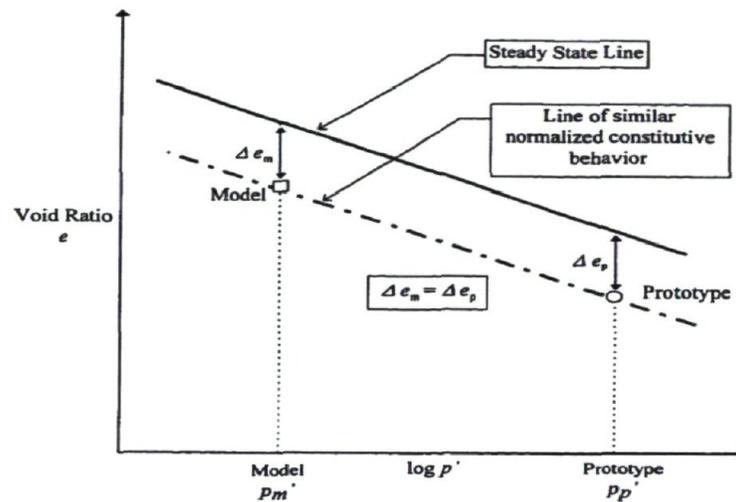


Figure 3-5 : Concept du paramètre d'état, (Gibson, 1997 [39])

Le terme Δe est également appelé *paramètre d'état* (Been et Jefferies, 1985 [50]). Le concept se base sur le modèle de comportement de la mécanique d'état critique (CSSM) (Figure 3-6). La mécanique d'état critique s'est développée dans les années 1950-1960 en Grande-Bretagne [51, 52]. Ce modèle de comportement permet de relier la réponse d'un échantillon de sol à trois paramètres principaux, soit la contrainte déviatorique, la contrainte hydrostatique moyenne et l'indice des vides. Le point d'intersection entre la surface de rupture et la surface d'état, c'est-à-dire la limite de la zone de comportement élastique, correspond à l'état critique d'un sol et forme, dans l'espace q-p-e une courbe (CSL/SSL).

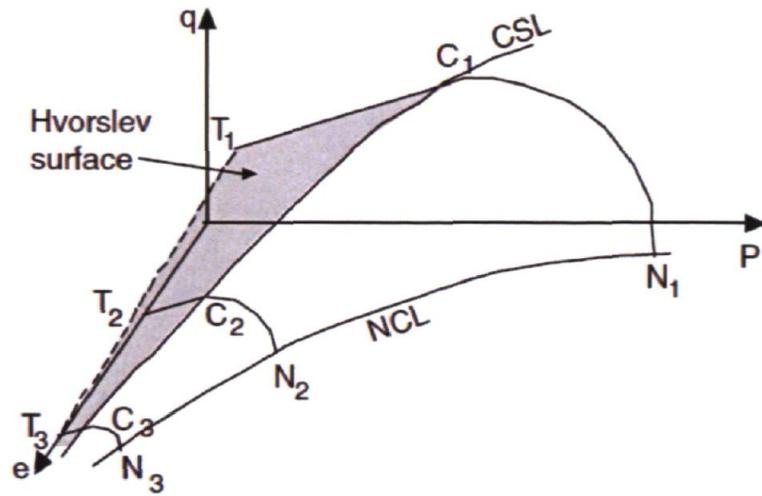


Figure 3-6 : Surface de Hvorslev (Leroueil & Hight, 2003 [53])

L'idée de Roscoe (1968, [37]) peut s'exprimer comme suit :

« *The strain behaviour of two elements of a soil will only be identical when the elements are subjected to geometrically similar stress paths if their initial states on an e - $\log(\sigma')$ plot are equidistant from the critical-state-line.* » (Roscoe 1968, [37])

Scott (1989, [14]) en arrive indépendamment aux mêmes conclusions. Le concept est présent à différents degrés dans les publications de Fellenius (1994;1999, [54]), Meymand (1996, [4]), Gibson (1997, [13]) et Kim et coll. (2006, [32]). Gibson (1997, [13]) reprend l'essentiel des travaux de Scott (1989, [14]) et y apporte un raffinement.

Pour Scott (1989, [14]), la disparité des densités entre le sol modèle et le sol prototype est petite, donc négligeable, alors que pour Gibson (1997, [13]), celle-ci doit être considérée. Cette différence apporte un ajustement aux conditions de similarités, car si pour Scott (1989, [14]) le rapport des densités prototype et matériel est égal à l'unité, il ne l'est pas pour Gibson (1997, [39]). Il s'en suit donc que la condition $\tau^* = x^*$, où τ est la contrainte et x l'échelle, présentée par Scott (1989, [14]) devient

$$\tau^* = \rho^* x^* \quad 3-27$$

3.5.1. Spécifications théoriques additionnelles sur le concept de ligne d'état critique.

La méthode proposée pour atteindre la similitude du comportement se base sur le concept de CSL/SSL. Hors, depuis la publication par Roscoe en 1968 du concept préconisé, un nombre

importants de publications ont été réalisées sur le sujet des courbes CSL/SSL. Certains auteurs ont remis en question l'unicité de la CSL/SSL alors que d'autres ont questionné le fait que les deux lignes soient identiques. En ce sens, il est opportun de vérifier, à la lumière des informations disponibles, les deux points suivants :

1. Les courbes CSL et SSL sont-elles identiques ?
2. La ligne CSL/SSL est-elle unique pour un sol donné ?

La ligne d'état critique (CSL/SSL) est une extension du concept d'indice des vides critique de *Casagrande* (1932, [55]). L'état critique (CSL) est défini formellement comme étant :

« *ultimate state of a sample at which any arbitrary further increment of shear distortion will not result in any change in void ratio or effective stress.* » *Roscoe et coll.* (1958, [56]).

L'état permanent de déformation (steady-state of deformation) est lui défini comme étant :

«*The steady state of deformation for any mass of particles is that state in which the mass is continuously deforming at constant volume, constant normal effective stress, and constant velocity. The steady state of deformation is achieved only after all particle orientation has reached a statistically steady state condition and after all particle breakage, if any, is complete, so that the shear stress needed to continue deformation and the velocity of deformation remain constant*» (*Poulos*, 1981 [57]).

Les deux définitions sont semblables, à l'exception du concept de vitesse de déformation présent dans la définition de *Poulos*. Théoriquement, les lignes CSL et SSL sont **une seule et même ligne, unique pour un sol donné**. La différence entre CSL et SSL semble majoritairement provenir du sol considéré ainsi que de l'appareillage utilisé [58].

Certains auteurs ont mis en doute l'unicité des lignes SSL et CSL, au moins pour les argiles [59]. Ce décalage serait imputable à la formation d'un flot d'écoulement dynamique provenant de la réorientation des particules d'argile, résultant dans une résistance au cisaillement résiduelle plus faible qu'à l'état critique. Cette différence n'est pas toujours apparente dans les essais en laboratoire (*Leroueil*, 2000 [60]), ce qui explique que certains auteurs aient trouvé certaines différences. *Sladen et al.* [58] écrivent que la différence entre les deux lignes pour un sable est insignifiante. Enfin, *Leroueil et Hight* (2003, [61]) " *believe that both critical and steady states are identical* ". Ultiment, dans le cas des sables, la problématique de réorientation des particules ne s'applique pas.

3.5.2. Considérations théoriques sur l'unicité de la ligne d'état critique

Cette section se penche sur l'hypothèse voulant qu'il n'existe qu'une seule ligne CSL, et que celle-ci soit indépendante de l'historique des déformations et du chemin de contraintes suivi par le sol à l'étude.

Une série d'essais triaxiaux, statiques et dynamiques, réalisée par *Castro et coll.* (1983, [57]) semble soutenir l'hypothèse d'une ligne d'état critique unique. Les données obtenues des essais sur sable et résidu minier supportent les assertions sur l'unicité de la CSL et permettent de conclure que cette hypothèse est valide. Néanmoins, *Leroueil et Hight* (2003, [61]) notent que « *Several investigators have however questioned this uniqueness* ». Les auteurs rapportent les travaux de *Vaid et coll.* (1990, [62]) :

"Results from undrained triaxial compression and extension tests on water-deposited sands show that the steady state line of a given sand, thought unique in the effective stress space, is not so in the void ratio - effective stress space "

Cette conclusion va dans la même direction que les résultats de *Yoshimine et coll.* (1999, [63]), de *Shibuya et Hight* (1987, [64]) ainsi que ceux de *Hight et coll.* (1987).

Konrad (1990, [65]) et *Doanh et coll.* (1999, [66]) indiquent que la CSL n'est pas unique, mais dépendante de la contrainte effective de confinement. Selon *Konrad*, plutôt que d'être une ligne unique, la CSL définit une bande dans le plan e - $\log(p')$ limitée par une limite supérieure et une limite inférieure qu'il réfère aux lignes UF et LF. *Konrad* stipule que « *These lines, which parallel the conventional steady-state line, are referred to as the UF and LF lines* ». Également noté par *Konrad*, l'effet de grain crushing, présent lorsque les contraintes appliquées à l'échantillon deviennent importantes. Cet effet a pour conséquence de modifier la pente de la droite CSL. De plus, tel que noté par *Reimer* (1990, [67]) , sous une densité (I_D) de 10%, le concept de CSL devient incertain.

3.5.3. Autres facteurs ayant une influence sur la CSL/SSL

Les principaux facteurs affectant la réponse d'un sol non cohérent sont : l'indice des vides, l'arrangement des grains et la texture du sol (c.-à-d. "Soils Fabric"), l'état des contraintes initiales ainsi que le type d'essais réalisés (*Leroueil et Hight*, 2003 [53]). De ces facteurs, l'indice des vides, l'état des contraintes ainsi que l'influence des essais ont été abordés. Cette section aborde donc les deux derniers facteurs majeurs ayant une influence sur la détermination de la CSL, soit

1. L'influence de la texture du sol
2. L'influence de l'arrangement des grains

La texture du sol renvoie à deux composantes majeures, soit la forme des particules (rotondités) ainsi que la distribution granulométrique. L'ensemble de la littérature consultée semble conforter l'idée qu'une courbe CSL n'est associée qu'à une granulométrie spécifique, à l'image d'une empreinte digitale donc, chaque courbe **granulométrique** possède sa propre courbe CSL.

L'influence de l'arrangement des grains réfère aux positionnements des particules dans la matrice et leurs interactions les uns avec les autres. Les différences de comportement observées aux figures 5.16 et 5.17 de *Leroueil et Hight* (2003, [53]) résultent de l'arrangement des grains. Néanmoins, dans le cadre de la présente recherche, le prototype est construit sur un spécimen de sol en laboratoire, c.-à-d. remanié. La perte de structure entre le prototype et le modèle est donc inexistante pour l'expérience en cours.

3.5.4. Conclusion

Les sous-sections précédentes ont permis de mettre en lumière certaines conditions nécessaires à l'obtention d'une ligne CSL/SSL utilisable dans le contexte de la modélisation dimensionnelle. À la lumière des informations obtenues, les courbes CSL et SSL sont réputées être identiques.

De plus, suivant les commentaires de *Konrad* (1990, [65]), afin d'obtenir un échantillon sur la ligne supérieure de la bande SSL, il importe que le paramètre d'état, défini comme étant (*Been et Jefferies*, 1985 [50]) $\psi = \Delta e = e_{in-situ} - e_{CS}$, ait une valeur supérieure à 0,012. Il faut également s'assurer que l'indice de densité relative du sol ne soit pas inférieure à 10% (*Reimer*, 1990 [67]).

3.6. Application de la modélisation dimensionnelle

Cette section discute l'application des concepts précédemment exposés afin de réaliser une mise à l'échelle consistante pour des essais à la table vibrante. La fondation prototype est issue d'un bâtiment analysé par *LeBec* (2009, [68]) dans le cadre de son mémoire de maîtrise

3.6.1. Facteurs de similitudes structures – géotechniques

Il convient de considérer les coefficients de modélisations géotechniques (propres aux sols) ainsi que les coefficients structuraux (propres à la structure). Ainsi, tel que vu au Tableau 3-1, certains coefficients de similitudes ne concordent pas. L'échelle est arbitrairement fixée à $N=5$. Les différents facteurs peuvent être évalués directement, à l'exception de la relation sur la force et la contrainte dans les paramètres géotechniques.

3.6.2. Présentation des données pour le bâtiment prototype

Au moyen des données brutes utilisées par *LeBec* (2009, [68]) (Figure 3-9) une série de paramètres géo-mécaniques pour un sable dense étalé ($C_u > 6$) réalistes est dérivée afin de constituer un prototype de référence pour l'exemple d'application de la méthode de mise à l'échelle dimensionnelle. Basée sur l'angle de frottement choisi par LeBec, est calculé un indice de densité relative typique pour un sable. Les données ainsi obtenues sont présentées au Tableau 3-2 :

Tableau 3-2 : Paramètres géotechniques prototype

Paramètre	Valeur
Angle de frottement interne (Degré)	43
Indice de densité relative (I_D (%))	90
Indice des vides du sol en place (e)	0,57
Gravité spécifique des grains sols (G_s)	2.68
Masse volumique sèche (kg/m^3)	1 702
Masse volumique saturé (kg/m^3)	2 067

La valeur de l'angle de frottement semble, à première vue, trop élevée pour un sable. Néanmoins, considérant les commentaires de *Kulhawy* (1990, [69]), la valeur tombe dans la plage de valeurs « possibles » pour un sable dense étalé. La valeur du module de cisaillement à petites déformations (G_{max}) est extrapolée de la valeur de l'indice de pénétration standard, déterminée pour un sol ayant une densité de 90%. Cette valeur s'obtient en considérant la relation suivante (*Skempton*, 1986) [70]:

$$I_D \approx \sqrt{\frac{N_{(1-60)}}{60}}$$

Ayant la valeur de l'indice de pénétration standard, le module de cisaillement se calcule comme suit (adaptée par l'auteur, équation originale tirée de *Seed et Idriss*, 1986 [71]) :

$$G_{max} = 21,7 * K_{2max} * P_{atm} \sqrt{\frac{\sigma'_m}{P_{atm}}}$$

où le coefficient K_{2max} s'obtient en considérant la relation (*Seed et Idriss*, 1986 [71]):

$$K_{2max} = 20^3 \sqrt{N_{(1-60)}} \approx 73$$

Le coefficient K_{2max} prend une valeur maximale de 70 pour un indice de densité relative de 90% (*Krammer*, 1996 [45]). La valeur de 73 obtenue est donc très près de la valeur proposée. Il s'agit maintenant d'obtenir la valeur de la contrainte moyenne sous la fondation.

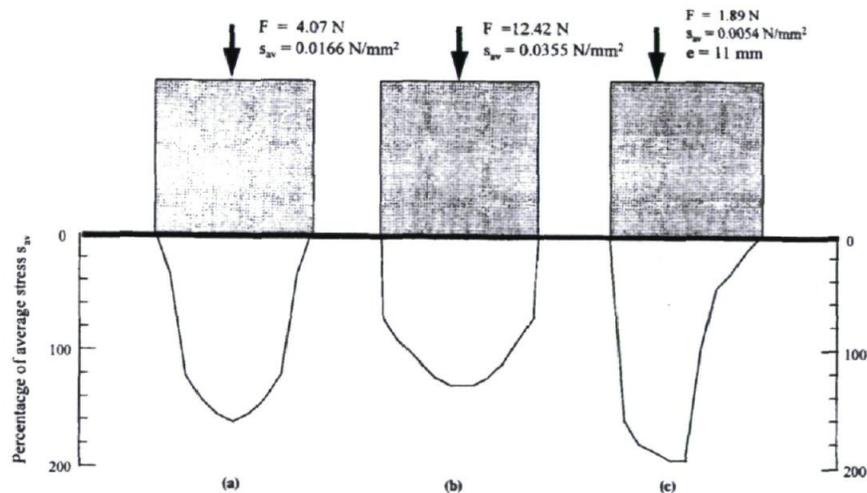


Figure 3-7 : Distribution expérimentale de la contrainte de contact sous une fondation reposant sur un sol non-cohérent (*Müller*, 1996 [72])

Des données expérimentales (Figure 3-7) suggèrent que la distribution de la contrainte sous une fondation reposant sur un médium non-cohérent présente une forme en cloche. Les résultats expérimentaux suggèrent que, lorsque la contrainte de contact est relativement élevée, l'hypothèse d'une contrainte de contact uniforme sous la fondation est adéquate. En conséquence, la valeur de la contrainte moyenne (p') est réputée proportionnelle à la contrainte de contact uniforme selon la relation :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad 3-28$$

Avec :

$$\sigma'_1 = K_0 \sigma'_3 \quad 3-29$$

$$K_0 \approx 1 - \sin(\phi') \quad 3-30$$

Dans le cas présent, puisque le sol est en surface et sec :

$$\sigma'_1 = \frac{P_f + P_0}{B * L} \quad 3-31$$

Où P_f est la force axiale imposée sur la fondation et P_0 la force issue du poids propre de la fondation.

$$\sigma'_1 = \frac{P_f + P_0}{B * L} = \frac{5\,048 + 400}{8,4 * 2,7} \cong 240 \text{ kPa}$$

Les valeurs de B et L proviennent des travaux de *LeBec* (2009, [68]) (Tableau 3-4). Le module de cisaillement (G_{max}) s'obtient du calcul suivant :

$$G_{(max)} = 21,7 * 73,62 * 101,3 * \sqrt{\frac{240 + (1 - \sin(\phi)) * 2 * 240}{3 * 101,3}} \approx 191,3 \text{ MPa}$$

Connaissant la valeur du module G_{max} , le calcul de la vitesse théorique de propagation des ondes de cisaillement dans le sol s'écrit tel que:

$$(V_s)_p = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \approx 335 \text{ m/s}$$

Il s'agit maintenant de vérifier les pressions de contacts. Selon le Manuel canadien des fondations (2006), la contrainte appliquée doit répondre à l'inéquation suivante :

$$\Phi R_n \geq \sum \alpha_i S_{ni} \quad 3-32$$

Où Φ est un facteur de résistance géotechnique, ayant une valeur de 0,5 pour une fondation superficielle. Le terme R_n représente la résistance nominale ultime du sol déterminée via un calcul de capacité portante. Les termes $\alpha_i S_{ni}$ représentent la sommation des charges applicables pour un cas de chargement donné. Prenant comme hypothèse ici que la valeur des charges appliquées est $P_f + P_0 = 5\,048 + 400 = 5\,448 \text{ kN}$, l'équation s'écrit telle que :

$$\Phi R_n \geq \frac{5\,448}{B * L}$$

La capacité portante ultime est donnée par (Meyerhof [73, 74]) :

$$q_{ult} = 0,5 * B * N_y * S_y * \gamma_t = 0,5 * 2,7 * 171,14 * 1,17 * 1702 \approx 4\ 600\ kPa$$

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{2} = 2\ 300\ kPa$$

Ce qui mène à écrire que : $2\ 013\ kPa \geq 240\ kPa$

L'inéquation est respectée. Le Tableau 3-3 résume les valeurs obtenues.

Tableau 3-3 : Contraintes de contact (ultime et admissible) du prototype

	q_{ult}	q_{adm}	q_{max}	F.S.-statique
	(kPa)	(kPa)	(kPa)	
Prototype	4 600	2 300	240	9,5

3.6.3. Calculs des caractéristiques modèles

Les caractéristiques du modèle sont déduites en fonction des données du prototype et des facteurs de similitudes pour une échelle de 5 (Tableau 3-1). Les dimensions géométriques sont présentées au Tableau 3-4.

Tableau 3-4 : Caractéristiques géométriques de la fondation modèle

Dimensions	Modèles	Prototype
B (m)	1,68	8,4
L (m)	0,54	2,7
H (m)	0,15	0,75

L'obtention du poids volumique modèle présente une difficulté inhérente. Afin de se conformer aux relations de similitudes géotechniques (Tableau 3-1), il convient de conserver constante la valeur du paramètre d'état (ψ) entre le modèle et le prototype (Figure 3-8). Le paramètre d'état est défini comme étant :

$$\psi = \Delta e = e_{in-situ} - e_{cs}$$

La courbe SSL utilisée pour cet exemple de calcul est déduite des résultats présentés par *Poulos, Castro et coll.* (1983, [75]). Il est à noter que le recours à cette pente n'est fait qu'afin de permettre d'illustrer le concept de mise à l'échelle identifié.

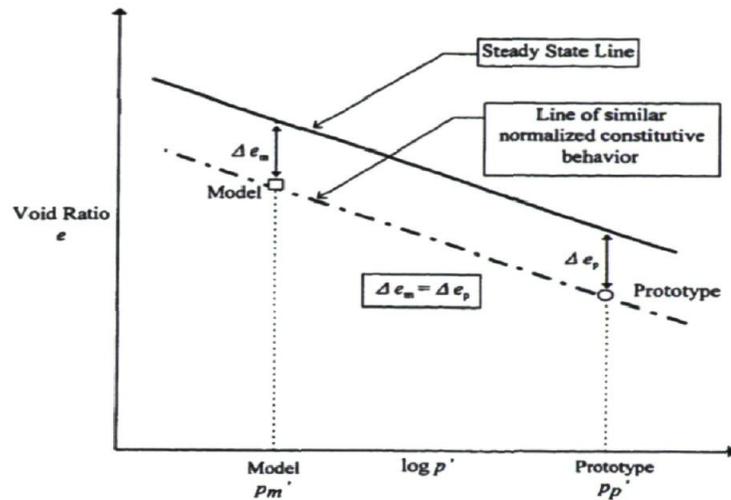


Figure 3-8 : Schématisation du concept de ligne de comportement normalisé basée sur la ligne SSL (Gibson, 1997 [39])

Une application réelle implique la détermination d'une pente spécifique au sol destiné à servir de sol modèle au laboratoire. Néanmoins, les calculs réalisés ici sont simplement réalisés afin d'illustrer la méthode et les étapes de calculs. La pente SSL du « Banding Sand-#6 », échantillon consolidé anisotropiquement et cisailé en condition non-drainée, (Castro et coll (1982)) est utilisée pour l'exemple de calcul :

$$e_{cr} = -0.019 \ln(q) + 0.84571$$

Connaissant l'état des contraintes dans le prototype, il est possible de déterminer une densité modèle au moyen du paramètre d'état. Selon le Tableau 3-1, le ratio entre les contraintes modèle et prototype doit respecter un ratio $N\rho^*$. Ainsi, le rapport des pressions de contact prototype et modèle doit respecter le rapport $\rho^* N = \frac{q_p}{q_m}$, ce qui mène à conclure que le rapport des facteurs de sécurité prototype et modèle doit demeurer égal à l'unité :

$$\frac{[F.S.]_p}{[F.S.]_m} = \frac{(q_{adm})_p / (q_f)_p}{(q_{adm})_m / (q_f)_m} = 1$$

3.6.4. Calculs des caractéristiques modèles via le logiciel Arc

Le logiciel Arc permet le calcul du rapport des masses volumiques prototype et modèle au moyen d'une logique itérative. Les calculs nécessitent de connaître l'équation de la « droite »

SSL ainsi que les contraintes modèle et prototype et ce, pour des points homologues. Dans un premier temps, l'indice des vides critique pour le prototype est calculé au moyen de l'équation de la droite SSL et de l'état des contraintes du prototype. Connaissant la densité du sol prototype et son indice des vides critique, le calcul du paramètre d'état est effectué. Il s'agit ensuite de choisir une valeur pour l'échelle. Ce choix est arbitraire et se base sur des considérations techniques, budgétaires, et doit être évalué au cas par cas. Dans le cas présent, la valeur choisie est de cinq. Connaissant la valeur de l'échelle on détermine, au moyen des relations présentées au Tableau 3-1, et en posant l'hypothèse que $\rho^* = 1$, la valeur de la contrainte modèle. À partir de cette contrainte le calcul de la valeur de l'indice des vides critiques du modèle est effectué, et, puisque le paramètre d'état doit demeurer constant, il est possible d'obtenir directement l'indice des vides du modèle et donc, sa densité. Il s'agit ensuite de mettre à jour la valeur de ρ^* en réalisant le rapport entre les densités modèle et prototype. On répète le processus jusqu'à ce que la solution soit stable. Cette logique, décrite par Gibson (1997, [39]), est suivie et présentée au Tableau 3-5. Le Tableau 3-5 présente les données prototype, soient les données de référence, et présente les données du modèle suivant l'itération. Le Tableau 3-5 présente également les données modèle obtenues si la variation de la densité entre le modèle et le prototype n'est pas considéré (approche utilisé par Scott (1989, [14])).

Il existe clairement une différence entre les deux approches, même si celle-ci est relativement mince. La principale différence provient de l'indice de densité relative, qui passe de 91 à 87. L'approche proposée par Roscoe (1968) et Scott (1989) souffre du handicap d'avoir été peu testée en condition 1-g. Il est ainsi difficile de conclure sur sa validité avant d'avoir réalisé les essais.

3.7. Conclusion

Suite à l'étude des différentes méthodes et contraintes intervenant dans le choix des différents facteurs d'échelles, il est apparu que l'utilisation de l'analyse dimensionnelle n'était pas optimale. Les lois de symétries dérivées via cette approche, dans le cas de la modélisation d'un massif de sol, souffre d'importantes contraintes sur le plan technique ainsi que du manque d'équations de comportement décrivant le médium. Ainsi, le recours à la méthode des équations gouvernantes est préférable. Cette méthode permet d'obtenir directement, suivant l'étude des équations d'équilibre dynamique, des facteurs de similitudes liant les dimensions géométriques,

cinétiques et temporelles du modèle et du prototype en fonction d'une valeur d'échelle déterminée par l'expérimentateur. Les dimensions géométriques sont prises comme références afin de déterminer la valeur de l'échelle. Ainsi, l'ensemble des autres facteurs de similitudes sont reliés entre eux via les dimensions géométriques modèle et prototype. L'atteinte de la similarité comportementale est, elle, peut-être assurée via une modification de la densité du sol modèle. La variation de la densité du sol est également reliée indirectement, en référence à la ligne SSL, à la valeur de l'échelle.

Une application à un cas réel a permis de démontrer la viabilité de la méthode pour une situation réelle. Cet exemple a également l'avantage de clarifier la démarche et ainsi d'anticiper les problématiques techniques amenées par celle-ci. De ces problématiques, notons :

- Les disparités entre les facteurs de similitudes structurales et géotechniques appliqués aux forces.
- La différence entre les facteurs de similitudes appliqués aux temps dynamiques et ceux appliqués aux temps de diffusion des pressions d'eaux.
- La difficulté d'assurer l'homogénéité de l'échantillon en laboratoire afin de respecter les critères de similarité.

Il convient de faire la remarque que suite aux calculs réalisés (Tableau 3-5), le critère sur le rapport des facteurs de sécurités modèles et théoriques n'est pas égal à l'unité lorsque la densité du sol est modifiée alors que celui-ci est respecté via l'approche proposée par *Scott* (1989, [14]), approche où le rapport de densité est conservé égal à l'unité. La raison apparaît fort simple en ce sens que la réduction de la densité entraîne une réduction conséquente de l'angle de frottement interne, ce qui entraîne directement une variation du paramètre N_y présent dans les calculs de la capacité portante. Hors, ce paramètre obéit à une relation empirique, relation qui, en plus de ne pas être dimensionnellement consistante (*Buckingham*, 1914 [35]) ne fait pas l'unanimité et peut enjoinde des variations importantes à la valeur de N_y lorsque la valeur de l'angle de frottement est élevée (*Bowles*, 1988 [76]).

Profil de sol SUP	
Indice de pénétration standard	$(N_{60}) \approx 90$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,25$
Vitesse moyenne des ondes de cisaillement	$v_s = 550 \text{ m/s}$
Masse volumique	$\gamma_t = 2300 \text{ kg/m}^3$
Angle de frottement interne	$\phi' = 43^\circ$
Module d'Young statique	$E = 410 \text{ MPa}$
Module d'Young dynamique	$E' = 1780 \text{ MPa}$
Module de cisaillement dynamique	$G_{\max} = 710 \text{ MPa}$

Figure 3-9 : Profils de sol (tiré de Lebec, 2009)

Tableau 3-5 : Résultats de calculs du logiciel ARC et comparatif à la méthode de Scott (1989)

	Données			Itérations			Données		Méthode de	
	Prototype	1	2	3	Modèle	Modèle	Modèle	Modèle	Modèle	Modèle
e_{h-stu}	0,57	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,57	0,57
q (kPa)	130,88	26,18	25,75	25,75	25,75	25,75	25,75	25,75	26,18	26,18
e_{cr}	0,77	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ψ (°)	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,20	-0,23	-0,23
F (kN)	5448	42,88	42,87	42,87	42,87	42,87	42,87	42,87	43,58	43,58
ρ (kg/m ³)	1702	1674,39	1674,07	1674,06	1674,06	1674,06	1674,06	1674,06	1702,00	1702,00
p^*		1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,00	1,00
i_b (%)	91,18	82,18	82,09	82,09	82,09	82,09	82,09	82,09	91,18	91,18
G	183,95	76,76	76,08	76,07	76,07	76,07	76,07	76,07	82,27	82,27
$Q_{contact}$ (kPa)	240,00	47,22	47,21	47,21	47,21	47,21	47,21	47,21	48,00	48,00
$F/(B^*L)$ (kPa)	240,21	47,26	47,25	47,25	47,25	47,25	47,25	47,25	48,04	48,04
ϕ (°)	43	40	40	40	40	40	40	40	43	43
F.S.	9,5	5,3	5,3	5,3	5,3	5,3	5,3	5,3	9,5	9,5

Figure 3-10 : Géométrie et chargement sur la fondation - (tiré de Lebec, 2009)

	P_f (kN)	M_f (kNm)	L (m)	B (m)	H (m)	q_{adm} (kPa)	Armature	Tassements (mm)
M1 - M6	5 048	14 696	8,60	2,90	0,85	563	8-30M @ 390 mm	1,96
M2 - M5	5 048	22 841	9,60	3,90	0,95	732	24-30M @ 160 mm avec étriers	1,71
M3	5 048	11 983	8,40	2,70	0,75	528	7-30M @ 420 mm	2,01
M4	6 338	19 785	9,00	3,30	0,90	631	12-30M @ 280 mm	2,27

4. Boîte de confinement laminaire

Alors que le précédent chapitre s'est concentré sur les aspects théoriques nécessaires à la réalisation de modèle réduit d'interaction sol-structure en condition 1-g, le présent chapitre s'articule autour des considérations techniques à considérer pour la réalisation des essais au laboratoire. La considération adéquate de ces problématiques techniques est prépondérante pour la planification des essais ; une mauvaise approche étant à même de ruiner les objectifs des essais.

Le chapitre présente dans un premier temps le prototype de boîte de confinement laminaire en cisaillement conçu afin de répondre adéquatement aux différentes problématiques. Sont ensuite présentées les principales problématiques techniques.

4.1. Introduction

Basée sur les commentaires de nombreux auteurs, *Rogers* (1905, [1]), *Jacobsen* (1930, [21]), *Tokimatsu* (1977, [3]), *Coe et coll.* (1985, [47]), *Taylor et Crewe* (1996, [25]), *Dou et Byrne* (1997, [77]), *Taylor et al.* (2000, [7]), *Ueng et al.* (2006; 2009, [78-80]), il apparaît que la réalisation d'essais 1-g nécessite de porter une attention toute particulière au confinement de l'échantillon de sol. Cette problématique ainsi que la majorité de ses impacts sur la réponse dynamique d'un échantillon peuvent être amoindris via l'utilisation de mécanismes mécaniques simulant des conditions de champ libre. Plusieurs modèles de mécanismes dissipatifs mécaniques ont été essayés par le passé. L'ensemble de ceux-ci visent à permettre un mouvement naturel de la masse de sol lors de l'excitation dynamique, ce qui rend possible les déformations en cisaillement. Un des objectifs est ici de permettre au sol de maintenir une fréquence d'excitation aussi près que possible de sa fréquence naturelle (Figure 4-1) et ce, malgré la présence de parois de confinement. De plus, afin d'éviter d'interagir avec les éventuels plans de ruptures de la fondation, les parois ne doivent pas être placées trop près de celle-ci.

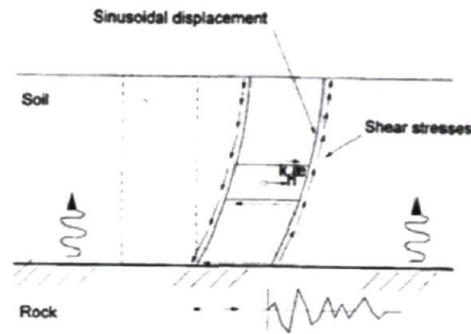


Figure 4-1 : Déplacement élastique théorique du sol (*Taylor et Crewe*, 1996 [25])

La boîte de confinement développée à l'université de Bristol ([7, 25]) (Figure 2-6) permet de répondre en partie à ces contraintes. Celle-ci offre le double avantage, via sa forme rectangulaire allongé, d'être optimisée pour des essais en déformation plane. Cette géométrie permet de maximiser les dimensions de la fondation pour un volume de sol donné, par opposition à une boîte de forme carrée par exemple [78-80].

Le concept mis de l'avant par *Ueng et al.* (2006; 2009, [78-80]) présente une avenue intéressante. L'auteur utilise un système de roulement à billes afin de permettre le mouvement du massif de sol, laissant ainsi le sol libre de se déformer sous l'effet de l'excitation dynamique. Le mouvement ainsi obtenu permet de simuler adéquatement le comportement non-linéaire du sol. Le concept proposé dans ce travail reprend donc la géométrie de la boîte de Bristol et le mécanisme de roulement développé par *Ueng et al.* Néanmoins, suivant les contraintes budgétaires, le mécanisme de roulement a dû être modifié afin d'éviter d'avoir recours à des systèmes de roulement à billes commerciaux, systèmes qu'il conviendra de qualifier d'onéreux.

Cette section présente dans un premier temps la version finale du concept de boîte de confinement laminaire en cisaillement. Suivent, les différentes contraintes techniques considérées dans le développement de la boîte.

4.2. Boîte de confinement laminaire en cisaillement

La boîte se compose de 13 cadres rectangulaires (bleu), de deux butées à chaque extrémité (rouge) renforcées par des tirants (jaune), d'un cadre central (vert) permettant de maintenir l'axe du mouvement via un système de roues (fushia) ainsi que d'une plaque de fond (mauve) de grande résistance. Les dimensions totales de l'appareillage sont de 4,9 mètres de longueur, 1,2 mètres de largeur et 1,7 de hauteur pour un poids total avoisinant les 78,5 kN

(masse de 8 000 kg). Au total donc, le volume de sol embarqué est de $6,4 \text{ m}^3$ pour une masse avoisinant les 12 000 kg.

Les dimensions de confinement de la boîte (à ne pas confondre avec les dimensions de la boîte) sont de 4 mètres en longueur, 1 mètre en largeur et 1,5 mètre en hauteur. Dans le reste du document, la longueur est définie selon l'axe « x », axe selon lequel est appliqué le mouvement. La boîte de confinement proposée est présentée de manière schématique à la Figure 4-2.

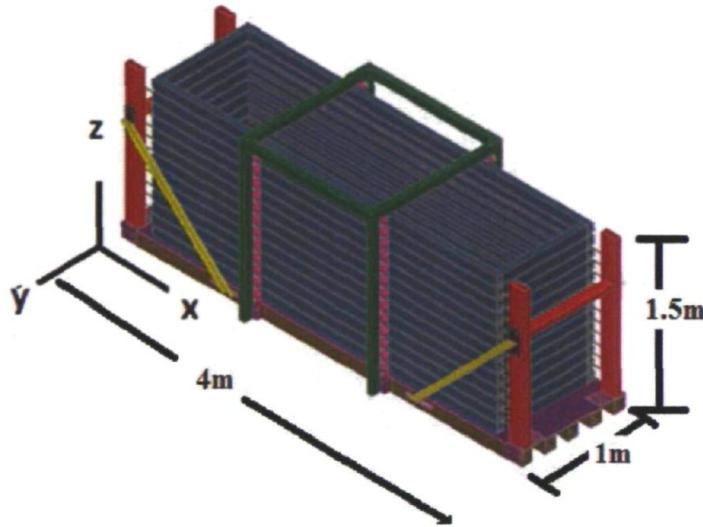


Figure 4-2 : Vue iso-métrique de la boîte de confinement laminaire en cisaillement

Le concept théorique derrière la boîte de confinement se base sur l'essai en cisaillement direct.

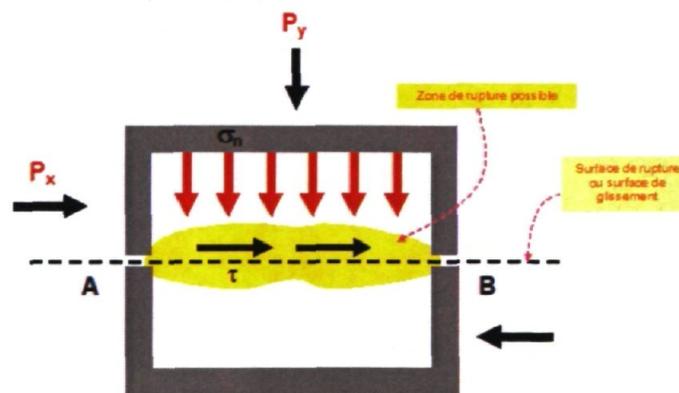


Figure 4-3 : Boîte de cisaillement direct

Trois différences majeures différencient l'essai en cisaillement direct de la boîte de confinement laminaire proposée. Premièrement, le cisaillement imposé au sol provient de son

propre mouvement sous l'effet de l'accélération imposée à la base. Conséquemment, ce cisaillement est réputé être similaire à celui que subirait un échantillon de sol donné dans un massif de sol soumis à un séisme. Deuxièmement, aucune retenue n'est imposée verticalement au sol, celui-ci est donc libre de se dilater ou de se tasser suivant l'état des contraintes et la densité du spécimen. La troisième différence est que la colonne de sol est divisée en treize cadres, chacun étant indépendant les uns des autres. Ainsi, le cisaillement peut varier sur la hauteur de la colonne de sol, laissant celle-ci totalement libre de suivre le déplacement imposé par l'accélération appliquée.

4.2.1. Accélération maximale du spécimen

Les oscillations dynamiques seront appliquées via un vérin hydraulique d'une capacité de 100 kN. Ce vérin sera ancré directement au plancher du laboratoire et relié, via une plaque d'acier haute résistance, à la base de la boîte de confinement. Cette dernière sera placée sur une série de rouleaux, permettant d'obtenir un roulement minimisant le frottement (Figure 4-4). Les rouleaux sous la plaque sont placés sur des plaques d'acier haute résistance afin d'éviter d'endommager la dalle de béton du plancher du laboratoire.

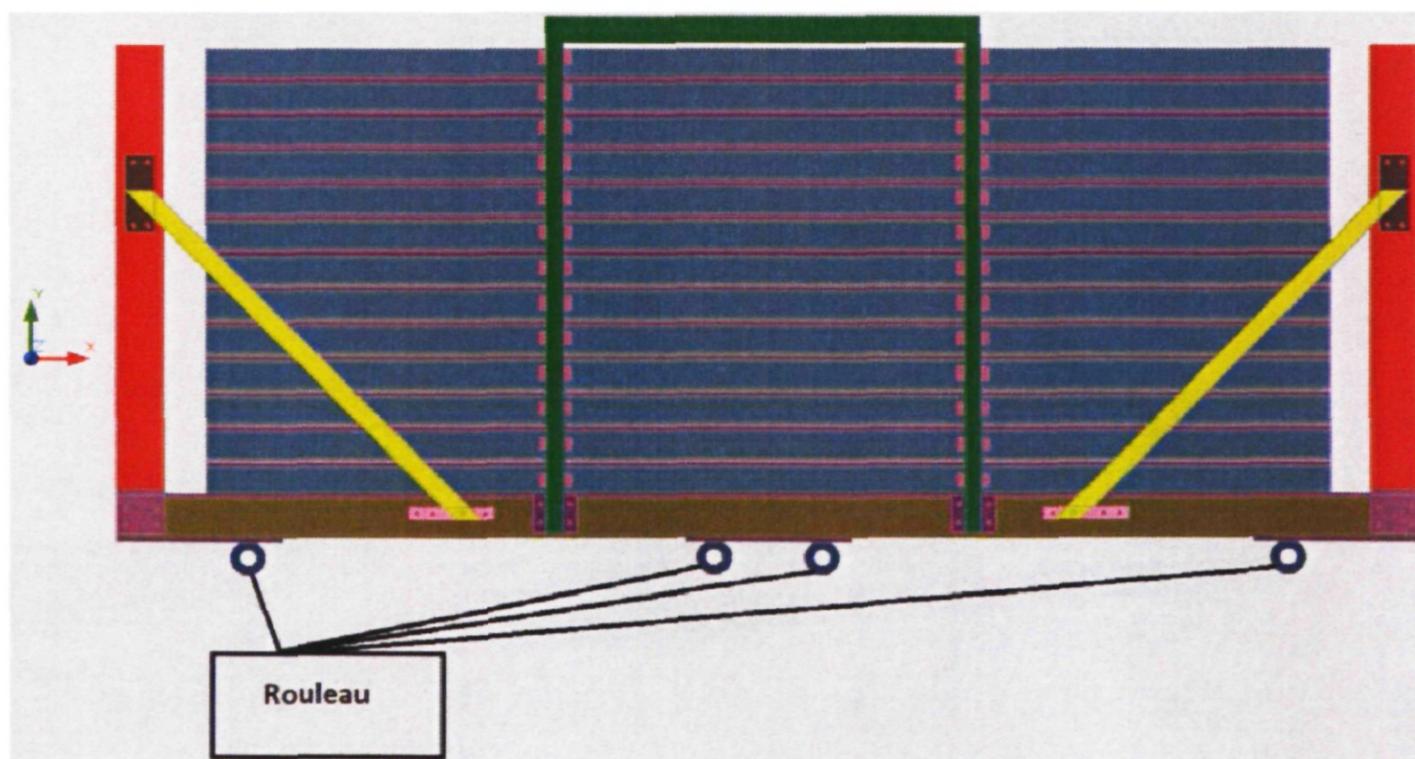


Figure 4-4 : Schéma du montage pour le roulement

Il est considéré que les forces de résistance imputables au frottement sont négligeables en vertu des forces impliquées dans le processus dynamique. Ainsi, l'accélération maximale pouvant être imposée à la boîte est donnée telle que :

$$F_{\text{vérin}} = (M_{\text{sol}} + M_{\text{boîte}}) * a_{\text{max}} \quad 4-1$$

$$100\,000 \text{ (N)} = (12\,000 + 20\,000) \text{ (kg)} * a_{\text{max}} \text{ (m/s}^2\text{)} \quad 4-2$$

L'accélération maximale prend ainsi une valeur, en fraction de l'accélération gravitationnelle, d'environ 0,5 g. Une telle amplitude d'accélération est suffisante pour la série de tests projetés. Il est en effet relativement rare d'observer des événements sismiques induisant des valeurs d'accéléérations supérieures à 0,5 g.

4.3. Contraintes techniques

La présente sous-section a pour objectif d'identifier les principales contraintes opérationnelles ayant cause dans le design du prototype ainsi que leurs influences respectives sur le concept final. Suite à l'évaluation des différentes caractéristiques fonctionnelles ainsi que des outils disponibles, les contraintes principales ont été traitées comme suit :

1. impact du confinement de l'échantillon;
2. vérification de la fréquence naturelle de la boîte.

4.3.1. Confinement de l'échantillon : description de la problématique

L'interaction entre un échantillon et la structure assurant son confinement est une problématique récurrente lors de la réalisation d'essais géotechniques en laboratoire. Celle-ci est rencontrée dans pratiquement tous les types d'essais physiques. Par exemple, l'impact du confinement des échantillons lors d'essais triaxiaux, à la fois statiques et dynamiques, a été étudiée à de nombreuses reprises dans le passé (*Seed et coll.*, 1993 [81]). D'une manière similaire, l'impact du confinement de l'échantillon sur la réponse dynamique a été rapportée dès les premiers essais 1-g (*Jacobsen*, 1930 [21]).

Dans le cas particulier des essais 1-g, il semble extrêmement ardu de parvenir à mitiger ce type de problématique. Les principaux effets amenés par la présence de barrières rigides dans les essais dynamiques à la table vibrante sont :

- modification de la fréquence fondamentale du sol ;
- ondes stationnaires / réverbérations ;
- interaction des plans de cisaillement avec la boîte de confinement

Les sous-sections 4.3.2 à 4.3.4 traitent chacune de ces problématiques de manière indépendante. L'objectif est d'apporter un concept final, regroupant des solutions permettant de répondre à chacune des problématiques identifiées.

4.3.2. Confinement de l'échantillon : fréquence fondamentale

De manière approximative, la fréquence naturelle d'un dépôt de sol d'épaisseur H se détermine telle que (*Seed et Idriss, (1968, [82]), Kramer (1996, [45])*) :

$$T_1 \approx \frac{4H}{v_s} \quad 4-3$$

Avec :

$$G = \rho v_s^2 \quad 4-4$$

Ce qui mène à écrire :

$$T_1 \approx \frac{4H}{\sqrt{G/\rho}} \quad 4-5$$

Ainsi, théoriquement du moins, seule la masse volumique, la hauteur de la colonne de sol ainsi que le module de cisaillement ont une influence sur la période fondamentale d'un dépôt de sol. L'équation 4-5 est développée en prenant comme hypothèse que le sol est un médium non borné latéralement. Considérant un dépôt de sol soumis à une accélération uniforme sur la hauteur (Figure 4-5),

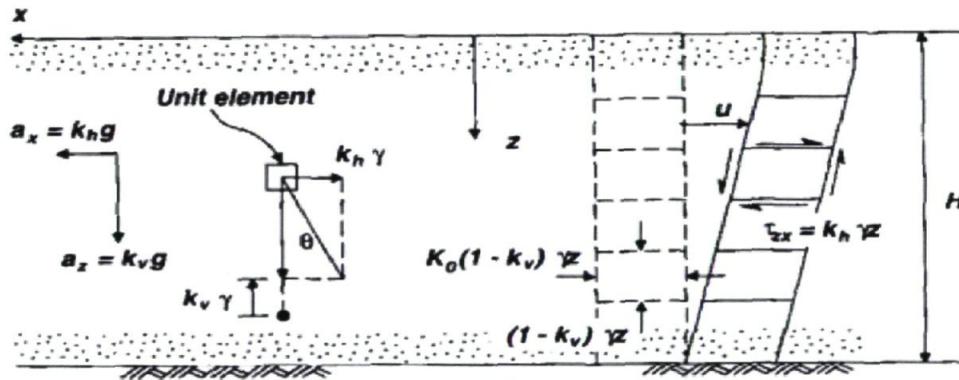


Figure 4-5 : Champ libre, pseudo-statique, avec accélération uniforme sur la hauteur (*Richard et coll., 1995 [46]*)

le module de cisaillement G s'exprime tel que (*Richard et coll., 1994 [46]*) :

$$G = -k_h \frac{\gamma(H^2 - z^2)}{2u} \quad 4-6$$

Cette expression est valide dans le cas où l'on considère la valeur de G comme étant constante sur la hauteur du dépôt. Néanmoins, la présence d'une frontière rigide restreint de manière marquée le déplacement « u », ce qui influe directement sur la valeur du module de

cisaillement. Conséquemment, considérant l'équation 4-5, la valeur de la fréquence fondamentale s'en trouve alors directement modifiée. Cette modification est directement reliée à la différence obtenue entre le déplacement obtenu en champ libre et celui obtenu du confinement. Incidemment, *Richard et coll.* (1994, [46]) rapportent que, au moyen d'une boîte rigide, la condition de confinement libre (« Free Field ») ne peut être obtenue sous des valeurs variant entre 1,5 H et 2,0 H, où H représente la hauteur du sol confiné.

Néanmoins, il est possible de simuler de manière mécanique le mouvement tel qu'il se produit naturellement dans le sol. Pour ce faire, la boîte de confinement doit permettre un déplacement du massif de sol en accord avec un déplacement en champ libre. Cette condition permet d'assurer que le comportement d'une semelle placée au centre de la boîte ne sera pas soumis aux effets frontières. Cet objectif est atteint via un système de roulement multi-niveaux dans lequel le déplacement de la masse de sol est assuré en cisaillement et ce, peu importe le niveau de déformation dans la matrice granulaire. Cette considération permet de spéculer sur une augmentation de la zone champ libre, comparativement aux limites proposées par *Richard et coll.* (1996, [46]). Il convient néanmoins de considérer la réserve suivante sur le concept. Suivant des contraintes budgétaires, le choix du matériel pour la réalisation des cadres s'est porté sur de l'acier. Considérant que la masse d'acier des cadres représente environ 18% de la masse du spécimen de sol, il apparaît possible d'observer une disparité entre les fréquences fondamentales du sol confiné en relation à un sol en condition de champ libre. La raison est que l'inertie des cadres risque d'entraîner, dans une proportion incertaine, le mouvement de la masse de sol. L'impact global demeure néanmoins non-quantifiable et des mesures au laboratoire seront nécessaires afin d'en déterminer l'importance.

4.3.3. Confinement de l'échantillon : ondes stationnaires et réverbération

L'existence et l'impact des ondes stationnaires dans un échantillon de sol lors d'essais dynamiques en centrifugeuse ont été mis en évidence par *Coe et al.* (1985, [47]). Les auteurs démontrent que la réponse dynamique d'un système fondation-sol, sous l'impact d'une sollicitation provoquée par le bercement d'une fondation en surface (Figure 4-6-a), mesuré dans plusieurs fréquences (Figure 4-6-b).

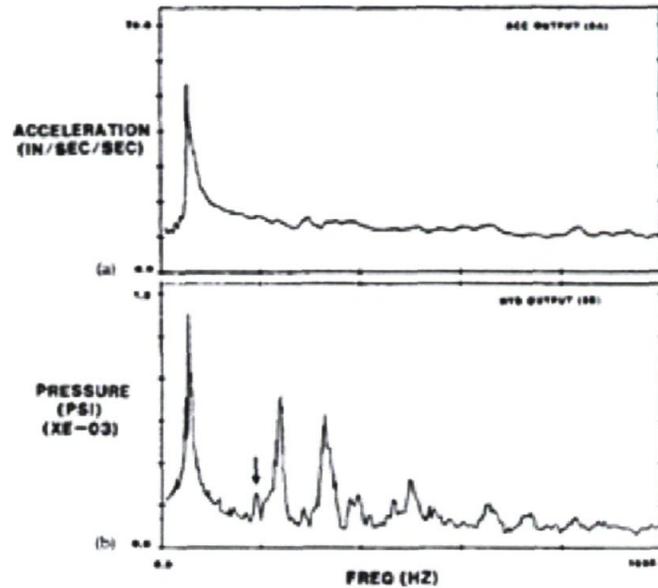


Figure 4-6 : a) Sollicitation imposée par le bercement de la fondation en surface b) Enregistrement du signal dans le sol par un hydrophone (Coe *et al.*, 1985 [47])

Les auteurs proposent la relation suivante pour estimer la fréquence d'excitation minimale des ondes stationnaires [47] :

$$f = \frac{V_p}{2L} \quad 4-7$$

Avec V_p , la vitesse des ondes de compression dans le sol. Cette vitesse s'exprime en fonction de la vitesse de cisaillement et du coefficient de Poisson tels que [47] :

$$V_s = \frac{V_p}{\sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}}} \quad 4-8$$

Prenant comme hypothèse que le coefficient de poisson vaut 1/3,

$$V_s = \frac{V_p}{2} \quad 4-9$$

Pour l'équation 4-9, « L » représente la dimension maximale de confinement. La vitesse de cisaillement s'exprime suivant l'équation 4-4 (Kramer, 1996 [45]). L'équation 4-7 peut donc être écrite telle que :

$$f = \frac{2 * \sqrt{G/\rho}}{2L} \quad 4-10$$

Dans le cas présent, la boîte mesure 4 mètres, ce qui permet d'écrire que $f \cong 20,04 \text{ Hz}$. Les modes d'excitation supérieure sont donc généralement plus élevées que les fréquences d'utilisations d'appareillage, ce qui explique que cette problématique soit plutôt méconnue. Néanmoins, tel que démontré par *Coe et coll.* (1985, [47]), la présence de frontières rigides dans le sol provoque la création d'ondes stationnaires capable d'atteindre les fréquences d'excitations supérieures du sol. Conséquemment, ces ondes stationnaires sont à même d'entraîner une surévaluation de l'amplification dynamique du sol.

Sur ce point, *Dou et Byrne* (1997, [77]) notent que « *la réflexion des ondes par les frontières rigides n'est pas importante lorsque les fréquences sont très éloignées de la fréquence fondamentale du sol* ». Ainsi, selon ces auteurs, dans le cas d'essais 1-g, la problématique de réverbération ne serait pas aussi critique que lors d'essais multi-g. Les auteurs basent leurs conclusions sur les résultats de mesures en laboratoire, issues d'essais à la table vibrante.

Coe et coll. (1985, [47]) proposent deux avenues afin de restreindre cet effet : 1) modifier la dimension de confinement afin de modifier la zone de fréquence utilisable; 2) utiliser du matériel dissipatif près des frontières rigides afin d'éviter la réverbération de ces ondes.

En conclusion, suite à l'analyse réalisée précédemment, il apparaît que l'utilisation d'un matériel dissipatif en périphérie de la zone de confinement est la seule solution envisageable afin de lever cette contrainte pour le simulateur sismique proposé.

4.3.4. Confinement de l'échantillon : interaction des plans de cisaillement avec la boîte de confinement

Suivant l'interprétation classique de la rupture généralisée, basée sur le concept d'équilibre plastique de *Prandtl* (1921, [83]), il est courant d'estimer que les plans de cisaillement contrôlant la rupture généralisée de la fondation s'étendent jusqu'à une distance de $5B$ [25] (Figure 4-7).

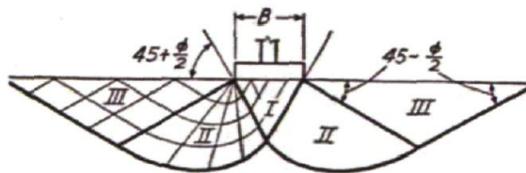


Figure 4-7 : Modèle de Prandtl pour la rupture en cisaillement (*Fellenius*, 1999 [84])

De manière alternative, l'*U.S.A.C.E.* (1992, [85]) propose la relation empirique suivante afin d'estimer la zone de rupture :

$$L_{sh} = (H + D)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad 4-11$$

Les différents paramètres de l'équation 4-11 sont définis à la Figure 4-8. Le paramètre H s'obtient de l'équation 4-14.

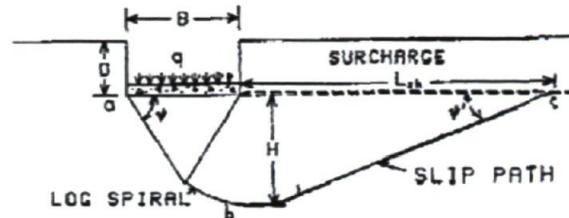


Figure 4-8 : Rupture généralisée – (*U.S.A.C.E.*, 1992) [85]

Il est tout à fait trivial de conclure que l'intrusion d'une surface de grande rigidité dans l'un de ces plans de cisaillement en périphérie de la fondation provoque une augmentation importante de la résistance de la fondation au cisaillement. De manière conservatrice, la dimension maximale de fondation pouvant être utilisée dans la boîte est donnée telle que :

$$9B = 4 \text{ m} \quad 4-12$$

$$B \cong 0,5 \text{ m} \quad 4-13$$

Il convient également de considérer la profondeur du plan de rupture. Il s'agit d'éviter que celui-ci n'entre en contact avec le fond de la boîte, ce qui aurait des conséquences similaires à celles discutées précédemment. Cette profondeur est donnée via un critère empirique ayant la forme suivante [85]:

$$H = B \cdot \tan(45^\circ + \phi' / 2) \quad 4-14$$

où H est la hauteur du sol, B la dimension de la fondation et ϕ' l'angle de frottement du sol considéré. Considérant la valeur maximale de B déterminée précédemment, il vient que :

$$H = 0,5 \cdot \tan(45^\circ + 38^\circ / 2) \quad 4-15$$

$$H = 0,5 \cdot \tan(45 + 19) \cong 1 \text{ m} \quad 4-16$$

4.3.5. Conclusion

Trois aspects critiques reliés à l'élaboration de la boîte de confinement ont été traités dans les sous-sections précédentes. Cette analyse démontre le besoin de simuler mécaniquement le mouvement de la colonne de sol afin de permettre de simuler une condition de champ libre. De plus, suivant les conclusions de la sous-section 4.3.3, il apparaît que l'effet des ondes

stationnaires et de la réverbération des ondes sismiques nécessitent l'utilisation d'un matériel dissipatif sur la périphérie de la boîte. Finalement, les considérations géométriques développées à la sous-section 3.3.4 démontrent les dimensions maximales de fondation pouvant être utilisées dans la boîte de confinement afin d'éviter toute interaction entre les plans de ruptures en cisaillement et les frontières rigides.

La section suivante présente le détail des composantes de la boîte de confinement ainsi que son assemblage et son fonctionnement.

4.4. Détails des composantes du prototype

La présente section a pour but de détailler les différentes composantes structurales et mécaniques du prototype. Tel que mentionné précédemment, un mécanisme mécanique dissipatif, inspiré des travaux de *Ueng et Coll.* et *Taylor et Crewe*, ayant pour objectif de permettre des déformations en cisaillement dans la matrice de sol est développé. Ce mécanisme se compose de 13 cadres indépendants, montés sur un roulement à billes et permettant des déformations axiales de plus ou moins 150 mm.

Tableau 4-1 : Synthèse des caractéristiques du simulateur sismique

Éléments	Nombre	Dénomination (pouces)	Masse (kg)
Cadre	13	4 x 3 x 5/16	2462
Butée	2	7 x 3 x 1/2	277
Plaque de fond	1	N.A.	7 500
Renfort fond	5	6 x 5 x 3/8	890
Cadre de sécurité	1	4 x 3 x 5/16	250
Sol	Volume (m³)	Masse volumique (kg/m³)	
Sable - Mascouche	6	≈1 700	10 200
Masse Total			21 579
Caractéristiques technique			
Longueur			4 m
hauteur			1.5 m
largeur			1 m
Accélération maximale			4.9 m/s ²

4.4.1. Composante de la boîte de confinement : cadre

La première composante de la boîte de cisaillement est dénommée « cadre ». On entend par cadre l'agencement de quatre pièces distinctes. Il s'agit de quatre profilés «HSS». Le schéma suivant illustre la mise en place des pièces et leurs positionnements.

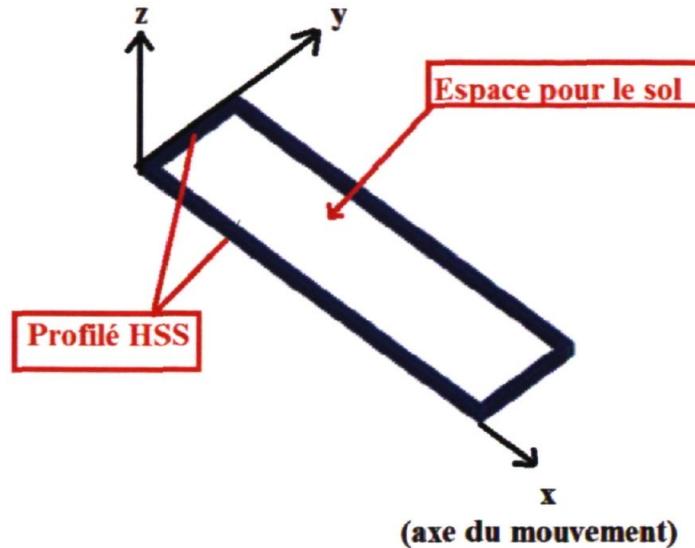


Figure 4-9 : Schéma d'un cadre de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.

Deux profilés de 4 mètres de longueur sont placés perpendiculairement à l'axe du mouvement (axe « x ») (Figure 4-10). Les deux autres profilés, mesurant 1 mètre de longueur, sont placés parallèlement à cet axe. La boîte compte un total de 13 cadres identiques, empilés sur la hauteur, mesurant environ 0,1 mètre de hauteur chacun (4 pouces). La figure suivante (Figure 4-10) illustre le positionnement des cadres sur la BCL. Afin de simplifier la compréhension, le cadre supérieur a été identifié en rouge. Les autres cadres sont identiques et mis en place sous ce dernier. L'ensemble des cadres est supporté par des appuis mobiles à mi-travée, permettant de réduire la déflexion latérale des cadres. Ainsi, la longueur libre maximale des cadres est de 2 mètres.

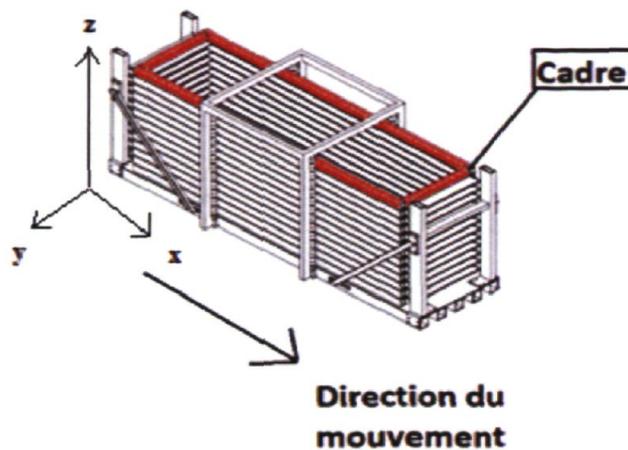


Figure 4-10 : Isométrique avec identification d'un Cadre

Les cadres représentent une masse unitaire de 200 kg (Tableau 4-1). Ainsi, considérant la masse de sol contenue dans le volume décrit par un cadre, la masse d'acier représente environ 18% de la masse totale du spécimen de sol.

4.4.2. Composante de la boîte de confinement : butées

Un système de butées (Figure 4-11) constituées de deux profilés «HSS», renforcées par des tirants sur la portion extérieure, est installé à chaque extrémité de la boîte. Les butées sont reliées à la plaque de fond par des boulons, permettant de démonter le système pour transport. Ces butées ont comme unique fonction de limiter le mouvement latéral des cadres et sont placées à une distance de 150 mm de la position de repos des cadres. Les calculs ayant menés à la détermination du nombre de butées nécessaires sont réalisés au chapitre 4.

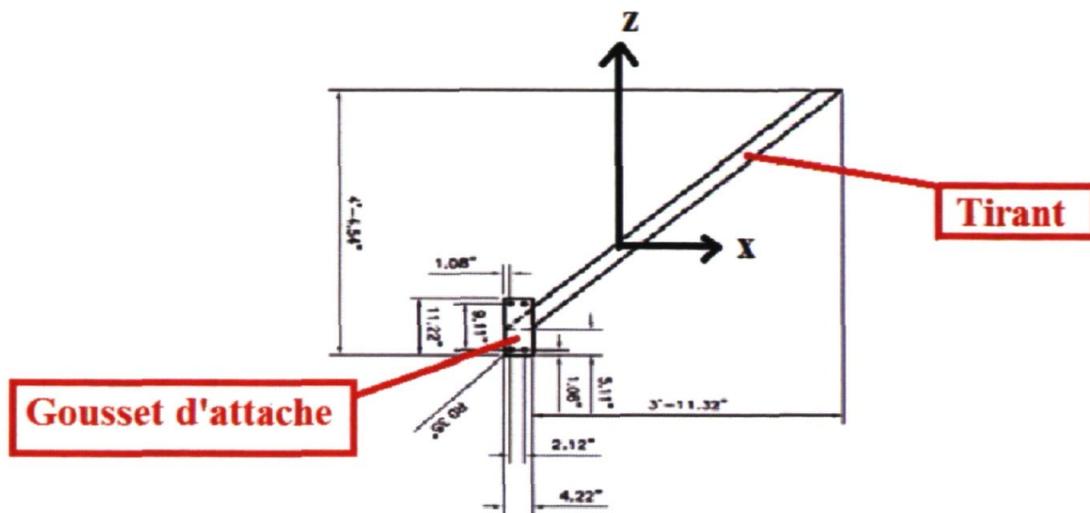


Figure 4-11 : Attache des tirants relié aux butées sur la boîte de confinement laminaire en cisaillement.

4.4.3. Composante de la boîte de confinement : plaque de fond

La plaque de fond (Figure 4-12) soutient l'ensemble du spécimen et doit donc pouvoir résister à la pression appliquée par le sol. Cette plaque a une épaisseur de 9.35 mm et est renforcée par cinq rangées de profilés en «HSS», placés sous la plaque selon leurs axes forts, permettant ainsi un gain appréciable en flexion. Trois séries de plaques de 1/2" sont également insérées respectivement au début, au tiers et deux tiers de la travée afin de rendre les profilés solidaires et minimiser les défauts hors plans.

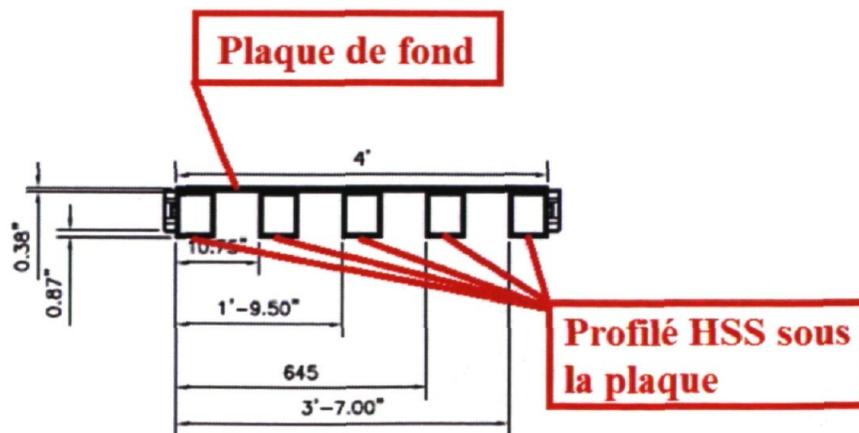


Figure 4-12 : Plaque de fond de la boîte de confinement laminaire en cisaillement

4.4.4. Composante de la boîte de confinement : système de roulement

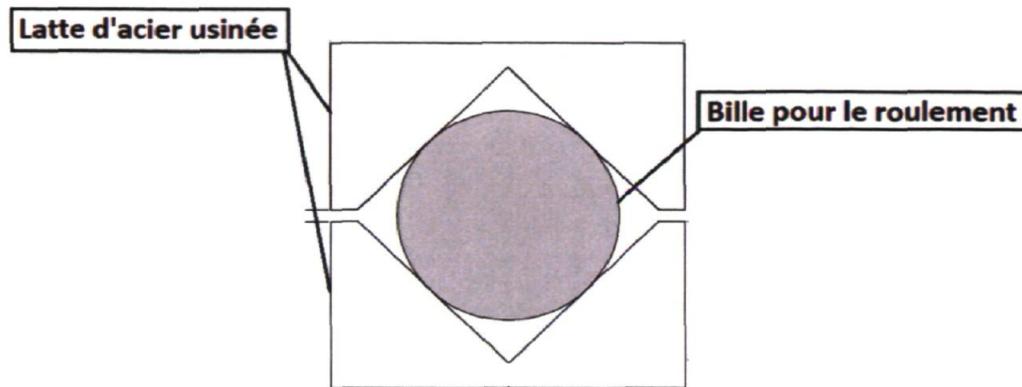


Figure 4-13 : Schéma du système de roulement de la boîte de confinement laminaire en cisaillement

Un système de roulement à billes est utilisé pour minimiser le frottement des cadres entre eux. Les plaques en acier, placées parallèlement à l'axe du mouvement, sont entaillées en forme de V dans le haut et le bas, sur le sens de la longueur, tel que montré sur la Figure 4-13. Les billes sont placées dans l'entaille. L'espacement entre les deux cadres doit être d'environ 0.031". Les billes ont un diamètre de 5/8". Ces plaques sont placées entre chacun des cadres, ce qui permet d'assurer le mouvement.

4.4.5. Composante de la boîte de confinement : membrane d'étanchéité

L'étanchéité de l'ensemble est assurée par une bâche placée à l'intérieur de la boîte. Cette étanchéité est rendue nécessaire en considérant la nature du système de roulement. Il est prévu utiliser du sable non-saturé pour les essais de calibration initiale. En effet, l'utilisation de sable non saturé permet de résoudre certains problèmes. Le premier en liste est la disparité des temps de diffusions identifiés par Gibson (1997, [39]). Sans eau, il n'y a pas de pression d'eau à dissiper et clairement cette disparité devient non pertinente. D'un point de vue plus pratique, l'utilisation d'un sable saturé impliquerait que, suite à un essai, celui-ci soit retiré, puis séché pour ensuite être remis en place.

Les risques de déchirement de la membrane sont réputés faibles, les mouvements *relatifs* des cadres anticipés sont de faibles amplitudes. Il apparaît peu probable qu'un

cadre bouge de 150 mm dans la direction +x alors que le cadre placé en-dessous de lui bouge de 150 mm dans la direction -x.

4.5. Boîte de confinement laminaire en cisaillement : fréquence de vibration

De manière théorique, la période naturelle d'un dépôt de sol se détermine selon l'équation 4-5 [45, 82]. Dans le cas présent, la période naturelle théorique du sol s'établit à $\approx 0,0168H \text{ sec.}$ La fréquence dominante est donc d'environ $\frac{62,5}{H}$ Hz. Le massif de sol confiné possède une hauteur de 1,6 mètres, amenant la fréquence naturelle à 39 Hz. Cette fréquence semble, à première vue très élevée. Néanmoins, il importe de la remettre dans son contexte, soit l'étude d'un sol mis à l'échelle. Le facteur d'échelle sur la fréquence est réputé prendre une valeur de \sqrt{N} , avec N étant la valeur de l'échelle. Ainsi, pour une mise à l'échelle de 10, il faudra multiplier la fréquence naturelle de l'excitation par un facteur de 3,16. Pour le séisme du Gilroy par exemple, d'importantes amplitudes d'accélération sont observées pour des périodes de 0,1 seconde (Kramer, 1996 [45]). Ainsi, l'étude de ce séisme via les facteurs d'échelles nécessite de considérer une fréquence de

$$f = \sqrt{10} \frac{1}{0,1} \approx 31,6 \text{ Hz} \quad 4-17$$

Il s'agit maintenant de s'assurer que la fréquence naturelle dominante de la boîte de confinement ne concorde pas avec les plages de fréquences utilisées par l'oscillateur. Il n'est, malheureusement, pas possible de déterminer de manière précise la valeur de la fréquence naturelle d'un tel système, celui-ci faisant intervenir un nombre trop important de pièces, pièces dont les interactions sont complexes et à même de modifier de manière marquée la réponse. Il est néanmoins possible d'estimer la fréquence naturelle de la boîte.

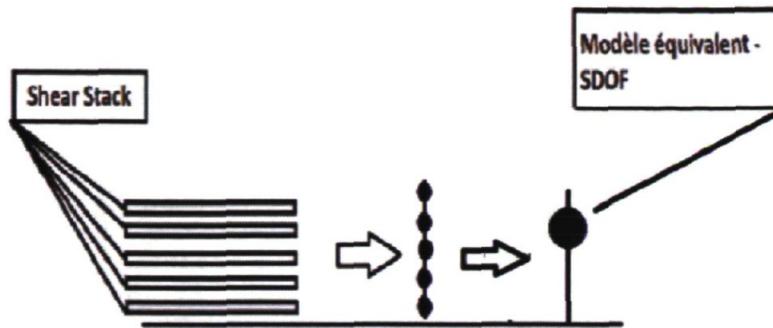


Figure 4-14 : Schéma d'un système à un degré de liberté équivalent à la boîte de confinement laminaire en cisaillement pour calcul de la fréquence naturelle du système.

Le Tableau 4-2 résume les propriétés de la boîte de confinement amenant à la conception du modèle simplifié.

Tableau 4-2 : Paramètres de la BCL pour modèle lolipop équivalent

#-Cadres	Masse (kg)	Y_{c-g} (m)	Moment (kN * m)
13	200	1,59	3,11
12	200	1,46	2,87
.... <i>Idem...</i>
1	200	0,06	0,12
TOTAL	2 600	N.A.	21,06

La position de la masse du système lolipop se calcul comme étant :

$$Y_{\text{équi}} = \frac{2600 * 9,81}{1000 * 21,06} \approx 1,21 \text{ m} \quad 4-18$$

Le système à un seul degré de liberté équivalent prend donc l'allure suivante (Figure 4-15) :

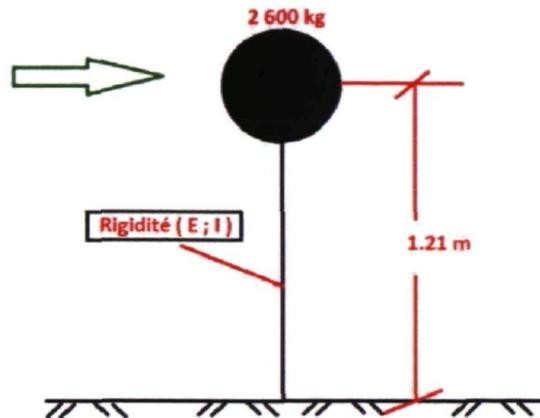


Figure 4-15 : Système à un degré de liberté équivalent équivalent

Tel que mis en évidence à la Figure 4-15, il s'agit de déterminer le module de Young (E) ainsi que le moment d'inertie (I). La rigidité peut alors être déduite en considérant le cas de chargement :

$$\frac{Px^2}{6EI}(3L - x) = v(x) \quad 4-19$$

Où $v(x)$ est la flèche, à une distance « x » de la base, causée par la force P agissant à l'extrémité du poteau encasturé. Néanmoins, les valeurs des coefficients E et I sont inconnues. La détermination de ces deux paramètres est ardue et devrait être revisitée suite à la construction de la boîte et l'évaluation réelle de ces paramètres.

Il est néanmoins possible d'estimer grossièrement ces coefficients en se basant sur les commentaires de *Ueng et al.* [86, 87]. Les auteurs notent que la force nécessaire pour initier le mouvement d'un cadre est estimée à 1,5% de la masse du cadre d'acier. Ainsi :

$$F = 1,5\% * 200 \text{ kg} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 29,43 \text{ kg} * \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cong 30 \text{ N}$$

Prenant pour hypothèse que le mouvement totalise ainsi un déplacement de 0,1 mm, il vient que la rigidité doit prendre une valeur de

$$k = \frac{1000 * 29,43}{0,1} = 293\,400 \frac{\text{N}}{\text{m}} \cong 290 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad 4-20$$

La fréquence fondamentale d'un tel système est donnée (*Kramer, 1996 [45]*) telle que, considérant qu'il y a 12 cadres de 200 kg,

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{12 * k}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{12 * 294\,300 \text{ kg} * \text{m}/(\text{m} * \text{s}^2)}{2\,600 \text{ kg}}} \quad 4-21$$

$$f_0 = 5,86 \frac{\text{Cycle}}{s} \approx 6 \text{ Hz}$$

Ce calcul montre donc que la fréquence naturelle du système est très éloignée de la fréquence naturelle de la colonne de sable et des fréquences d'utilisations visées pour les expériences. En conséquence, le mouvement du sol sera considéré comme naturel et indépendant des parois rigides de la boîte de confinement.

Il convient néanmoins de noter que la détermination de la fréquence fondamentale du système a été réalisée suivant plusieurs hypothèses simplificatrices ainsi qu'en prenant en référence un système légèrement différent. Incidemment, il serait sage d'évaluer la fréquence du système une fois celui-ci construit. Néanmoins, il est logique de conclure qu'une fréquence élevée n'aurait que peu d'impact sur le système, vue sa faible rigidité.

4.6. Conclusion

Ce chapitre présente le concept final de boîte de confinement. Les vérifications techniques et théoriques de ce système ont montré que les contraintes identifiées étaient respectées. De manière théorique, il s'agissait de s'affranchir de la problématique des effets du confinement sur la réponse dynamique du sol. Il s'agissait également de faire un choix entre une simulation élastique ou plastique, le choix final s'étant porté sur une modélisation permettant des déformations plastiques. Le mécanisme dissipatif s'inspire ainsi directement de l'essai en cisaillement direct couramment utilisé pour catégoriser les sols ainsi que sur la géométrie et le concept de « Shear Stack » développés dans les références [7, 25, 78-80]

L'impact de la fréquence naturelle du système sur la réponse du spécimen a été investigué et il ressort de cette analyse que le mouvement du massif de sol ne devrait pas être gouverné par le mouvement de la boîte de confinement. Au final donc, le prototype est adapté aux objectifs de modélisations.

5. Calculs de stabilité structurale de la boîte de confinement laminaire en cisaillement

5.1. Introduction

Cette section établit l'analyse structurale de la boîte de cisaillement. Le Tableau 5-1 résume les analyses réalisées.

Tableau 5-1 : Résumé des vérifications structurales

#	Composante	Sections	Sous-Section	Vérifications
<u>1</u>	Cadres - Longitudinaux	5.2	5.2.1	• Définition des charges
			5.2.2	• Calculs des efforts
			5.2.3	• Calculs des flèches
			5.2.4	• Calculs du moment résistant
<u>2</u>	Cadre de sécurité	5.3	5.3.1	• Efforts transmis aux roues
			5.3.2	• Flexion hors plan
			5.3.3	• Ancrage
			5.3.4	• Effort en plan
			5.3.5	• Flexion en plan
			5.3.6	• Interaction des moments
<u>3</u>	Cadres - frontaux	5.4	5.4.1	• Forces dynamiques
			5.4.2	• Calculs des flèches
			5.4.3	• Moment résistant
<u>4</u>	Butée	5.5	5.5.1	• Forces dynamiques
			5.5.2	• Calculs des efforts
			5.5.3	• Calculs de la résistance
			5.5.4	• Calculs des flèches
<u>5</u>	Assemblage boulonné	5.6	5.6.1	• Butée-Tirant
			5.6.2	• Butée-Plaque de fond
			5.6.3	• Effet levier
			5.6.4	• Tirant-Plaque de fond
<u>6</u>	Plaque de fond	5.7	5.7.1	• Définition des charges
			5.7.2	• Calculs des efforts
			5.7.3	• Calculs de résistance

Dans les calculs, les normes d'acier usuelles n'ont pas été suivies. Les calculs sont basés sur le concept de facteur de sécurité défini tel que :

$$F.S. = \frac{\text{Résistance}}{\text{Sollicitation}} \quad 5-1$$

Le coefficient de sécurité doit être supérieur à l'unité. De manière générale, l'ensemble des forces de sollicitations est pondéré par un facteur de trois, considérant la nature dynamique du processus. L'acier utilisé est un acier répondant à la norme ACNOR de type G-350. Sa limite élastique est de 350 MPa et sa limite à l'ultime de 450 MPa. Les calculs sont réalisés au moyen d'un chiffrier Excel, de manière théorique, et sont basés sur la mécanique des matériaux [88, 89].

5.2. Vérifications structurales des cadres latéraux

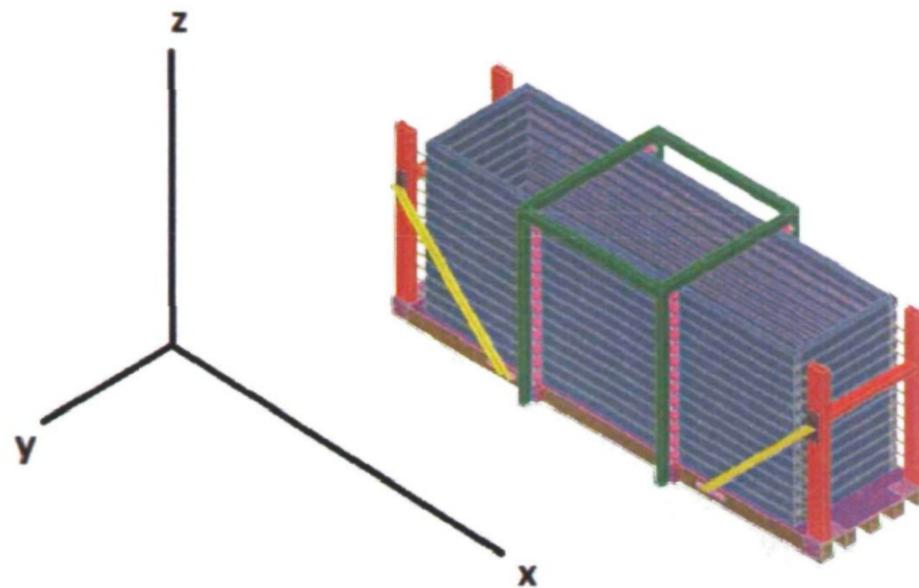


Figure 5-1 : Schéma de la boîte de confinement en vue isométrique

Font références à cadres latéraux la partie des cadres parallèles à l'axe du mouvement (axe des x), tel que vue sur la Figure 4-10. Les cadres latéraux sont réputés encastrés à leurs extrémités et appuyés sur deux appuis en travée. Il s'agit d'un système hyperstatique de degré 4 (Figure 5-2).

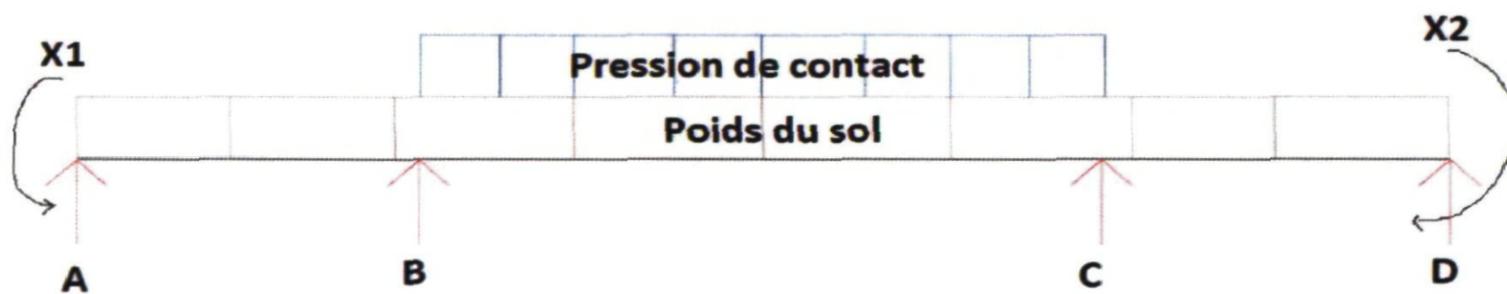


Figure 5-2 : Schématisation du chargement sur les cadres latéraux de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.

5.2.1. Cadres – latéraux : définition des charges

Les cadres sont assimilés à une poutre ayant une longueur L de 4 mètres. La distance entre les réactions d'appuis B et C (Figure 5-2) est de 1,5 mètres, laissant une distance de 1,25 mètres de chaque côté. Deux charges réparties sont appliquées sur la travée, soit la charge provenant de la pression latérale du sol ainsi que la contrainte appliquée sur la fondation. L'intensité de ces charges est variable suivant la profondeur. L'aire d'application de la charge

répartie sur la partie centrale, soit la surcharge provenant de la contrainte de contact, est également variable. Elle est néanmoins toujours centrée par rapport à la longueur.

L'acier a une limite élastique de 350 MPa, à l'exception des boulons [89]. La première charge répartie, w_1 , est due à la poussée latérale du sol sur la membrure. Cette charge est obtenue en considérant trois cas de figure :

1. $K_0 = 1$
2. $K_0 = 0,5$
3. $K_A = 0,33$

Où K_0 est le coefficient des terres au repos et K_A le coefficient de poussée active des terres [90]. La deuxième charge provient de la surcharge appliquée sur la fondation pour les essais. Elle est au maximum de 200 kPa sur une surface de $0,8 \times 0,8$ ($0,64 \text{ m}^2$). Le Tableau 5-2 résume les données ainsi obtenues.

Tableau 5-2 : Chargement sur les cadres latéraux de la boîte de confinement laminaire en cisaillement (B.C.L.C.) suivant la profondeur.

Profondeur (mm)	W1 (kN/m) ($K_0=1$)	W1 (kN/m) ($K_0=0,5$)	W1 (kN/m) ($K_A=0,33$)	W2 (kN/m)
63,5	0,16	0,08	0,05	10,16
190,5	0,47	0,24	0,16	8,89
317,5	0,79	0,40	0,26	6,35
444,5	1,11	0,55	0,37	4,70
571,5	1,42	0,71	0,47	3,30
698,5	1,74	0,87	0,57	2,03
825,5	2,06	1,03	0,68	1,65
952,5	2,37	1,19	0,78	1,42
1079,5	2,69	1,34	0,89	0,76
1206,5	3,01	1,50	0,99	0,56
1333,5	3,32	1,66	1,10	0,51
1460,5	3,64	1,82	1,20	0,25
1587,5	3,96	1,98	1,31	0,25

5.2.2. Cadres – longitudinaux : calculs des efforts

L'analyse de la poutre hyperstatique est réalisée selon l'approche de superposition [88]. Le système hyperstatique de base est une poutre sur appui simple (Figure 5-3).

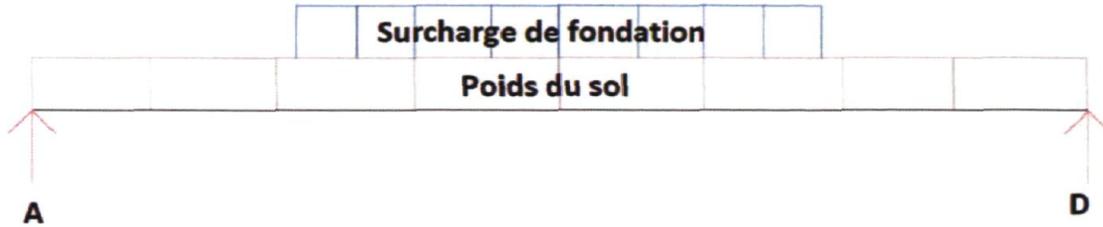


Figure 5-3 : Schéma du système isostatique des cadres latéraux de la boîte de confinement laminaire en cisaillement.

Les rotations causées au point A et au point B sont respectivement données telles que (Picard, A 1996) [88] :

$$\theta_{A0} = \frac{-W_1 L^3}{24EI} - \frac{W_2}{24EI} (L^3 - 2a^2(3L - 2a)) \quad 5-2$$

$$\theta_{B0} = \frac{W_1 L^3}{24EI} + \frac{W_2}{24EI} (L^3 - 2a^2(3L - 2a)) \quad 5-3$$

Les rotations sont prises positives antihoraires. Le Tableau 5-3 donne les valeurs de « a », ces valeurs variant avec la profondeur.

Tableau 5-3 : Valeur de « a » suivant la profondeur

Profondeur (mm)	a (m)
63,50	1,57
190,50	1,50
317,50	1,44
444,50	1,38
571,50	1,31
698,50	1,25
825,50	1,19
952,50	1,12
1079,50	1,06
1206,50	1,00
1333,50	0,93
1460,50	0,87
1587,50	0,81

Les trois cas suivants (Figure 5-4, Figure 5-5 et Figure 5-6) permettent de déterminer les trois inconnus hyperstatiques.



Figure 5-4 : Schéma de l'inconnu hyperstatique X1, cadres latéraux



Figure 5-5 : Schéma de l'inconnu hyperstatique X2, cadres latéraux



Figure 5-6 : Schéma de l'inconnu hyperstatique X3, cadres latéraux

Les équations des trois cas sont présentées au Tableau 5-4 [88].

Tableau 5-4 : Déformations hyperstatiques, cadres latéraux de la B.C.L.C.

Symbole	Rotation appuis	
	A	B
$\theta_{A1} ; \theta_{B1}$	$\frac{L}{3EI}$	$\frac{-L}{6EI}$
$\theta_{A2} ; \theta_{B2}$	$\frac{L}{6EI}$	$\frac{-L}{3EI}$
$\theta_{A3} ; \theta_{B3}^{**}$	$\frac{a(L-a)}{2EI}$	$\frac{-a(L-a)}{2EI}$

**a = 1.25, il n'est pas égal à celui présenté au Tableau 5-3. L = 4 m

La valeur de la rotation à l'appui A et B s'obtient en considérant le système de deux équations suivantes [88]:

$$\theta_A = \theta_{A0} + \theta_{A1}X_1 + \theta_{A2}X_2 + \theta_{A3}X_3 \quad 5-4$$

$$\theta_B = \theta_{B0} + \theta_{B1}X_1 + \theta_{B2}X_2 + \theta_{B3}X_3 \quad 5-5$$

Les appuis sont réputés encastres (hypothèse fautive, néanmoins simplificatrice et conservatrice), les rotations aux points A et B doivent être de zéro. De plus, par symétrie, il vient que $X_1=X_2 \Rightarrow M_a = M_b$ (les moments d'encastres aux appuis) [88].

$$\theta_{A0} + (\theta_{A1} + \theta_{A2})X' + \theta_{A3}X_3 = 0 \quad 5-6$$

$$\theta_{B0} + (\theta_{B1} + \theta_{B2})X' + \theta_{B3}X_3 = 0 \quad 5-7$$

La solution de ces deux systèmes d'équations est variable selon la profondeur Z. Les solutions sont données, pour les cas 1 à 3 respectivement, aux Tableau 5-5 à 5-7.

Tableau 5-5 : Calcul des inconnus hyperstatiques des cadres latéraux pour le cas #1 ($K_0=1$)

Z (mm)	θ_{A0}	θ_{B0}	θ_{A1}	θ_{A2}	θ_{A3}	θ_{B1}	θ_{B2}	θ_{B3}	X3 (kN)	X' (kN*m)	R. App. (kN)
63,50	2,54E-02	-2,54E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,55	-3,06	-0,38
190,50	3,05E-02	-3,05E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,27	-3,68	-0,25
317,50	3,00E-02	-3,00E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,21	-3,62	-0,03
444,50	3,04E-02	-3,04E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,25	-3,66	0,18
571,50	3,01E-02	-3,01E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,22	-3,63	0,40
698,50	2,91E-02	-2,91E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,07	-3,51	0,62
825,50	3,16E-02	-3,16E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,42	-3,80	0,79
952,50	3,45E-02	-3,45E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,83	-4,16	0,95
1079,50	3,46E-02	-3,46E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	4,84	-4,16	1,14
1206,50	3,70E-02	-3,70E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	5,19	-4,46	1,30
1333,50	4,04E-02	-4,04E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	5,66	-4,87	1,45
1460,50	4,22E-02	-4,22E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	5,91	-5,09	1,61
1587,50	4,58E-02	-4,58E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	6,42	-5,52	1,76

Tableau 5-6 : Calcul des inconnus hyperstatiques des cadres latéraux pour le cas #2 ($K_0=0,5$)

Z (mm)	θ_{A0}	θ_{B0}	θ_{A1}	θ_{A2}	θ_{A3}	θ_{B1}	θ_{B2}	θ_{B3}	X3 (kN)	X' (kN*m)	R.App (kN)
63,50	2,45E-02	-2,45E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,43	-2,95	-0,41
190,50	2,79E-02	-2,79E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,90	-3,36	-0,36
317,50	2,57E-02	-2,57E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,59	-3,09	-0,21
444,50	2,42E-02	-2,42E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,39	-2,92	-0,07
571,50	2,22E-02	-2,22E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,11	-2,68	0,08
698,50	1,95E-02	-1,95E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,72	-2,34	0,23
825,50	2,02E-02	-2,02E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,82	-2,43	0,33
952,50	2,14E-02	-2,14E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,99	-2,57	0,42
1079,50	1,97E-02	-1,97E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,75	-2,37	0,54
1206,50	2,04E-02	-2,04E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,85	-2,45	0,63
1333,50	2,20E-02	-2,20E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,08	-2,65	0,71
1460,50	2,21E-02	-2,21E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,09	-2,66	0,80
1587,50	2,39E-02	-2,39E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,35	-2,88	0,87

Tableau 5-7 : Calcul des inconnus hyperstatiques des cadres latéraux pour le cas #3 ($K_0=0,33$)

Z (mm)	θ_{A0}	θ_{B0}	θ_{A1}	θ_{A2}	θ_{A3}	θ_{B1}	θ_{B2}	θ_{B3}	X3 (kN)	X' (kN*m)	R.App (kN)
63,50	2,42E-02	-2,42E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,39	-2,92	-0,42
190,50	2,70E-02	-2,70E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,78	-3,25	-0,40
317,50	2,42E-02	-2,42E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,38	-2,91	-0,27
444,50	2,22E-02	-2,22E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	3,10	-2,67	-0,15
571,50	1,96E-02	-1,96E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,74	-2,36	-0,03
698,50	1,62E-02	-1,62E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,27	-1,95	0,10
825,50	1,63E-02	-1,63E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,28	-1,96	0,17
952,50	1,69E-02	-1,69E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,36	-2,03	0,24
1079,50	1,46E-02	-1,46E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,04	-1,76	0,34
1206,50	1,47E-02	-1,47E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,06	-1,77	0,40
1333,50	1,58E-02	-1,58E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,21	-1,90	0,45
1460,50	1,52E-02	-1,52E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,13	-1,83	0,52
1587,50	1,65E-02	-1,65E-02	5,54E-09	2,77E-09	7,14E-06	-2,77E-09	-5,54E-09	-7,14E-06	2,31	-1,98	0,57

La Figure 5-7 présente la variation de l'intensité (en kN) de l'inconnu hyperstatique X3, selon la profondeur et selon le cas de chargement.

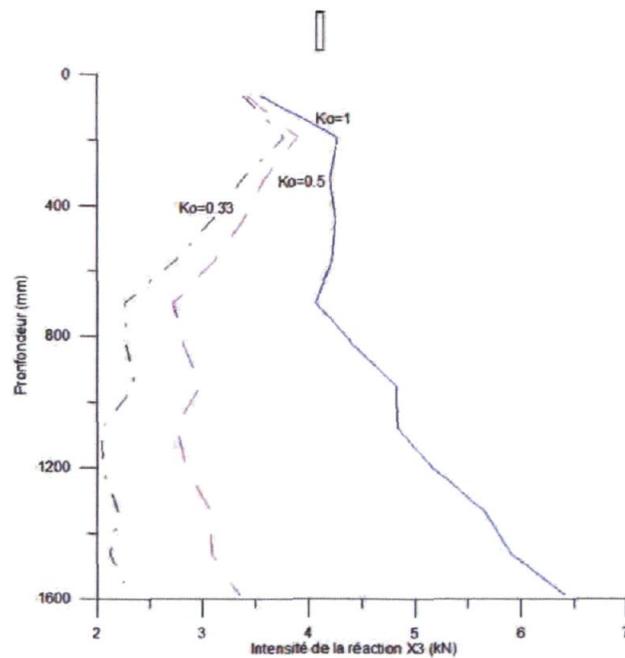


Figure 5-7 : Intensité de la réaction X3 selon la profondeur

Au final donc, selon les trois cas d'analyse, il est possible de déterminer les conditions les plus défavorables (Tableau 5-8).

Tableau 5-8 : Efforts principaux dans les cadres latéraux de la B.C.L.C.

Cas	Profondeur (mm)	Moments (X') (kN*m)	X3 (kN)	Appuis (kN)
#1-ko=1	1 587,5	-5,52	6,42	1,76
#2-ko=0,5	190,5	-3,36	3,90	0,87
#3-Ka=0,33	190,5	-3,25	3,78	0,57

Le signe négatif du moment signifie qu'il agit en réalité dans le sens inverse de celui montré sur le schéma initial, soit dans le sens horaire.

Le cas le plus critique se produit lorsque $K_o = 1$. Néanmoins, ce cas impliquerait que la valeur de l'angle de frottement soit de 0° , car $K_o \approx 1 - \sin(\phi')$, où ϕ' est l'angle de frottement interne du sol. Cet angle est généralement plus près des 30° pour un sable, ce qui rend la considération sur le cas $K_o = 0,5$ plus probante. Néanmoins, puisque des déformations se produisent dans la paroi (déflexions latérales) sous les charges d'utilisations, il serait plus juste d'utiliser le cas où l'on considère $K_a = 0,33$. Néanmoins, par conservatisme, le cas #2, soit $K_o = 0.5$ est considéré dans le reste des calculs.

5.2.3. Cadres – latéraux : calculs des flèches

Le calcul de la flèche dans la portion centrale s'effectue en considérant l'équation régissant l'enveloppe du moment fléchissant sur le long de la travée, pour la section comprise entre $x=1,25$ et $x=2$ mètres, soit $1,25 \leq x \leq 2$ (Figure 5-8), puis en l'intégrant deux fois, pour obtenir la flèche (équation du quatrième ordre).

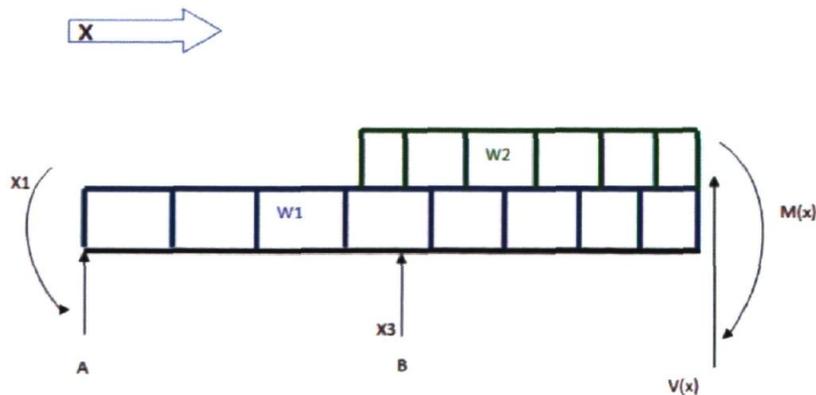


Figure 5-8 : Schéma des cadres latéraux de la B.C.L.C. pour le calcul de la flèche
La somme des moments appliquée à la coupe (Figure 5-8) donne :

$$-M_1 + xR_A + (x - 1,25)R_B - \frac{W_1x^2}{2} - W_2 \frac{(x - a)^2}{2} = M(x) \quad 5-8$$

Ici, a est variable avec la profondeur, et est obtenue en considérant le Tableau 5-3. L'intégrale de l'équation du moment donne l'équation de la rotation.

$$-M_1x + \frac{R_Ax^2}{2} - \frac{W_1x^3}{6} + \frac{R_B(x - 1,25)^2}{2} - \frac{W_2(x - a)^3}{6} + K(\theta) = \theta(x) \quad 5-9$$

La constante d'intégration $K(\theta)$ est obtenue en considérant la valeur de la rotation en $x=2$, soit au centre de la travée, comme étant zéro (point d'inflexion). Ceci mène à écrire

$$k(\theta) = - \left(-2M_1 + 2R_A + \frac{R_B(2 - 1,25)^2}{2} - \frac{2^3W_1}{6} - \frac{W_2(2 - a)^3}{6} \right) \quad 5-10$$

On vérifie que la constante est correcte en posant $x=2$ dans l'équation de la rotation:

Tableau 5-9 : Vérification constante de rotation, Cadres latéraux

Profondeur (mm)	θ ($x = 2$ m)
63,50	0,00E+00
190,50	0,00E+00
317,50	0,00E+00
444,50	0,00E+00
..... etc.	0,00E+00
1460,50	0,00E+00
1587,50	0,00E+00

L'équation est consistante (rotation nulle en $x=2$). L'intégration de la rotation mène à l'équation de la flèche pour la section centrale de la poutre.

$$-M_1 \frac{x^2}{2} + \frac{R_Ax^3}{6} - \frac{W_1x^4}{24} + \frac{R_B(x - 1,25)^3}{6} - \frac{W_2(x - a)^4}{24} + k(\theta)x + K(\Lambda) = \Lambda(x) \quad 5-11$$

La constante d'intégration $K(\Lambda)$ est obtenue en considérant la valeur de la flèche en $x=1,25$, soit à l'appui B, comme étant zéro. En réalité, la flèche à l'appui n'est pas zéro, et il serait plus juste de considérer un ressort ayant une rigidité conséquente au regard du cadre retenant les roues. Néanmoins, l'hypothèse considérée apporte le double avantage de simplifier les choses tout en étant conservatrice. Ceci mène à écrire :

$$K(\Lambda) = \frac{-M_1 1,25^2}{2} + \frac{R_A 1,25^3}{6} - \frac{W_1 1,25^4}{24} - \frac{W_2(1,25 - a)^4}{24} + k(\theta)1,25 \quad 5-12$$

On vérifie que la constante est correcte en posant $x=2$ dans l'équation de la rotation:

Tableau 5-10 : Vérification constante de flèches, Cadres latéraux

Profondeur (mm)	Λ ($x = 1,25 \text{ m}$)
63,50	0,00E+00
190,50	0,00E+00
317,50	0,00E+00
444,50	0,00E+00
... etc.	0,00E+00
1460,50	0,00E+00
1587,50	0,00E+00

La valeur d'intérêt étant clairement la valeur de 2 mètres, l'équation mène aux valeurs de flèches indiquées au Tableau 5-11.

Tableau 5-11 : Flèche dans les cadres latéraux de la B.C.L.C. pour le cas #2

Profondeur (mm)	Λ (mm)
63,50	-4,85
190,50	-5,06
317,50	-4,34
444,50	-3,88
571,50	-3,41
698,50	-2,88
825,50	-2,92
952,50	-3,06
1079,50	-2,79
1206,50	-2,88
1333,50	-3,10
1460,50	-3,12
1587,50	-3,37

Pour fins de comparaison, on considère le cas où $K_0=1$ (Tableau 5-12). La flèche est importante au niveau des cadres supérieurs due à l'importante contrainte appliquée sur les parois par la surcharge appliquée sur la fondation. À mesure que la profondeur augmente, cette contrainte diminue, et la flèche diminue également. Éventuellement, la contrainte créée par le poids propre

du sol prend le dessus et la flèche augmente de nouveau, mais en deçà des valeurs des premiers cadres.

Tableau 5-12 : Flèche dans les cadres latéraux de la B.C.L.C. pour le cas #1

Profondeur (mm)	Flèches (mm)
63,50	-4,98
190,50	-5,43
317,50	-4,96
444,50	-4,76
571,50	-4,53
698,50	-4,25
825,50	-4,55
952,50	-4,93
1079,50	-4,91
1206,50	-5,25
1333,50	-5,72
1460,50	-5,99
1587,50	-6,49

Les cadres doivent donc être conçus en consistance avec les efforts appliqués sur les premiers mètres. Ceci est moins vrai dans le cas où $K_0=1$. Dans ce cas, les déformations des cadres du bas sont supérieures.

Les valeurs de flèches obtenues sont relativement petites (≈ 5 mm sur 4 mètres de long). Le profilé utilisé est un HSS de type 4x3x5/16. Ce profilé étant un HSS et étant retenu latéralement, il ne peut pas déverser.

5.2.4. Cadres – latéraux : calculs du moment résistant (M_r)

Il convient de vérifier la résistance du moment pour le centre de la travée et comparer cette résistance au moment imposé. Dans le cas présent, le moment résistant se calcule au recours de la relation suivante:

$$M_r = S_y f_y = 13,25 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5-13$$

Le moment appliqué est obtenu des équations montrées précédemment. L'intensité de ce moment est donnée pour les valeurs de x comprises entre 1,25 et 2 mètres, soit

Tableau 5-13 : Moment appliqué aux cadres latéraux selon la profondeur

Profondeur (mm)	M_f (kN*m)
63,50	4,51
190,50	4,65
317,50	3,96
444,50	3,51
571,50	3,07
698,50	2,58
825,50	2,61
952,50	2,72
1079,50	2,47
1206,50	2,55
1333,50	2,75
1460,50	2,76
1587,50	2,99

Le moment Maximal est de 4,65 kN*m, pour le cas $K_0 = 0,5$.

Tableau 5-14 : Moment résistant, moment appliqué et F.S. pour les cadres latéraux

Cas	M_r (kN*m)	M_f (kN*m)	F.S. (M_r/M_f)
#1 - $K_0 = 1$	13,25	5,75	2,3
#2 - $K_0 = 0,5$	13,25	4,65	2,85
#3 - $K_a = 0,33$	13,25	4,54	2,89

Un facteur de sécurité de près de trois est acceptable. De plus, il est à noter que les deux moments appliqués dans les cas #2 et #3 n'atteignent cette valeur que sous une contrainte de 200 kPa appliquée sur une surface de 0,8 m². Une contrainte plus faible et/ou une surface plus petite réduiront drastiquement ces valeurs.

5.3. Vérifications structurales des cadres de sécurité

Cette section analyse les différents efforts appliqués sur les cadres de sécurité ainsi que les composantes leurs étant attachées (les roues).

5.3.1. Cadres de sécurité : calcul des efforts transmis aux roues

L'analyse de la force que doivent supporter les appuis est simple. Il suffit de déterminer la valeur de la force que doivent avoir les réactions d'appuis R_B et R_C précédemment calculées

Tableau 5-15 : Charge aux appuis selon la profondeur, cadre de sécurité de la B.C.L.C.

Cadre	Poussées appuis				
	Z (mm)	Charge /roues (kN)	Rés. / roues (kN)	Résis. (lbs)	F.S.
1	63,5	3,89	7,85	800	2,02
2	190,5	4,13	7,85	800	1,90
3	317,5	3,63	7,85	800	2,16
4	444,5	3,33	7,85	800	2,36
5	571,5	3,00	7,85	800	2,61
6	698,5	2,62	7,85	800	3,00
7	825,5	2,70	7,85	800	2,90
8	952,5	2,86	7,85	800	2,74
9	1079,5	2,67	7,85	800	2,94
10	1206,5	2,78	7,85	800	2,82
11	1333,5	3,01	7,85	800	2,61
12	1460,5	3,05	7,85	800	2,58
13	1587,5	3,30	7,85	800	2,38

Les roues considérées proviennent du fournisseur Colson. Il s'agit du modèle 5.00004.531. Ces roues ont un diamètre de 4", pour une largeur de roulement de 2". La charge maximale est de 800 lb. (soit 7,85 kN).

5.3.2. Cadres de sécurité : analyse de la flexion hors plan

Il s'agit maintenant d'analyser le cadre de sécurité en flexion selon l'axe Z sous l'action des poussées combinées des roues sur sa hauteur. Cette analyse est réalisée au moyen de la détermination d'une force latérale équivalente placée à une hauteur H (mm) telle que le couple engendré par cette force équivalente soit égal à celui engendré par la somme des petites forces (Tableau 5-16).

La force équivalente est donc de 40,96 kN et est située à 816,47 mm de la base du cadre. La flexion du cadre se calcule en considérant celui-ci comme une console. Une telle analyse est donnée directement dans les cas de chargement du livre d'Analyse de Structures de *Picard* (1992, [88]). Ici, $b = 783,5 \text{ mm} > 0,414L$ ($0,414 * L = 662 \text{ mm}$) et donc, on obtient directement la flèche maximale en considérant l'équation suivante :

$$\Delta_{max} = \frac{Pa^2b}{6EI} \sqrt{\frac{b}{2L + b}} \quad 5-14$$

Tableau 5-16 : Charge aux roues selon profondeur

Cadre	Z (mm)	Charge/ roues (kN)	M. Base (kN*m)
1	63,50	3,89	5,98
2	190,50	4,13	5,82
3	317,50	3,63	4,66
4	444,50	3,33	3,85
5	571,50	3,00	3,09
6	698,50	2,62	2,36
7	825,50	2,70	2,09
8	952,50	2,86	1,85
9	1079,50	2,67	1,39
10	1206,50	2,78	1,09
11	1333,50	3,01	0,80
12	1460,50	3,05	0,43
13	1587,50	3,30	0,04

Cette flèche se produit à une distance de la base donnée par

$$x = 0,553L$$

Considérant la valeur de P comme étant celle de la force équivalente, et la longueur L comme étant 1,6 m, il vient que $\Delta_{max} = 3,10 \text{ mm}$. Cette flèche se produit à une distance de la base de $x = 890,4 \text{ mm}$.

La réaction dans la partie supérieure du cadre est de 13,3 kN. Les réactions d'appuis à la base doivent être déterminées, elles sont nécessaires pour le calcul de l'ancrage.

5.3.3. Cadres de sécurité : calcul des ancrages

$$R_{\text{ancrage}} = \frac{Pb(2L^3 - b^2)}{2L^3} = 27,7 \text{ kN} \quad 5-15$$

$$M_{\text{encastrement}} = \frac{-Pab(L + b)}{2L^2} = 12,2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5-16$$

Où $b=L-a$ (en mètre). Considérant des boulons de 5/8" grade 5 ($F_u=600$ MPa), la résistance au cisaillement se détermine telle que :

$$V_r = 0,6 * A_{\text{cisailé}} * 0,7 * 0,6 \quad 5-17$$

Le premier terme de cette équation est un facteur utilisé lors du calcul contre le cisaillement prenant en compte le type de rupture (fragile). Le second terme représente l'aire du boulon par rapport au plan de cisaillement, soit ici $\frac{\pi D^2}{4}$. Le troisième facteur prend en compte le fait que l'aire déterminée comprend l'aire filetée. Il faut dans ce cas, considérer 70% de l'aire déterminée. Le dernier terme représente la résistance du boulon, soit 600 MPa, ramenée en kN/mm^2 (GPa).

Le nombre de boulons s'évalue en effectuant le calcul de la résistance unitaire, laquelle est ensuite divisée par l'effort appliqué. La résistance unitaire d'un boulon donne une valeur de 49 kN. Cette valeur n'est PAS pondérée par le coefficient de tenue habituellement utilisé (0,8), considérant qu'il est fait provision de résistance par une application du concept de facteur de sécurité. Par souci de symétrie, un minimum de deux boulons sur une rangée est considéré, et considérant la nature dynamique du processus (fatigue), quatre boulons sont finalement utilisés, pour une résistance totale de 196 kN.

5.3.4. Cadres de sécurité : calcul des efforts en plan

Théoriquement, il ne devrait pas y avoir d'autre forces que celles d'inertie qui s'appliquent sur le système. Néanmoins, les roues utilisées pour réaliser les appuis ont un coefficient de frottement avec la paroi, ce qui produit un effort parasite latéral à de considérer. Le coefficient de frottement statique entre l'acier et un matériel semi-plastique, comparable à celui utilisé pour réaliser la roue (plexiglas), est de 0,4. Le coefficient dynamique n'est pas connu de l'auteur. Celui-ci est estimé à 10% du coefficient statique.

De la même manière que précédemment, les forces équivalentes sont déterminées par sommation des petites forces (Tableau 5-18). Il est à noter que force statique signifie simplement que le coefficient statique de frottement s'applique, alors que la force dynamique implique le coefficient de frottement dynamique.

Tableau 5-17 : Calcul des forces dynamiques et statiques appliquées aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.

# Cadre	F. Stat. (kN)	F. Dyn. (kN)
1	1,56	0,16
2	1,65	0,17
3	1,45	0,15
4	1,33	0,13
5	1,20	0,12
6	1,05	0,10
7	1,08	0,11
8	1,14	0,11
9	1,07	0,11
10	1,11	0,11
11	1,20	0,12
12	1,22	0,12
13	1,32	0,13

Tableau 5-18 : Calcul des forces de frottements équivalentes appliquées aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.

	Statique	Dynamique
Forces Eq. (kN)	16,4	1,64
Moment (kN*m)	13,38	1,34
Position de la Force Eq. (mm)	816,5	816,5

Il convient d'analyser ce système comme un portique (Figure 5-9). Cette analyse est directement donnée dans la référence (1), page 320, pour une charge P située à une distance « a » de la base. L'analyse 2-D faite ici est conservatrice par rapport à une approche 3-D, elle minimise la résistance réelle de l'assemblage en considérant les cadres comme étant non reliés entre eux.

Ici, le cas le plus défavorable est le cas statique, et on détermine donc que $H=16,4$ kN et se produit à une distance a de $0,8165$ m.

Cette analyse nécessite de déterminer la valeur des coefficients α et β tels que :

$$\alpha = \frac{h}{l} = \frac{1,6}{1,5} = 1,07 \qquad \beta = \frac{I_2}{I_1} = 1$$

Tableau 5-19 : Effort appliqués aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.

Moment encastrement Appuis A	-10,43 (kN*m)
Moment encastrement Appuis B	10,43 (kN*m)
Moment encastrement C	2,95 (kN*m)
Moment encastrement D	-2,95 (kN*m)
Réaction horizontale A	16,4 (kN)
Réaction horizontale B	16,4 (kN)

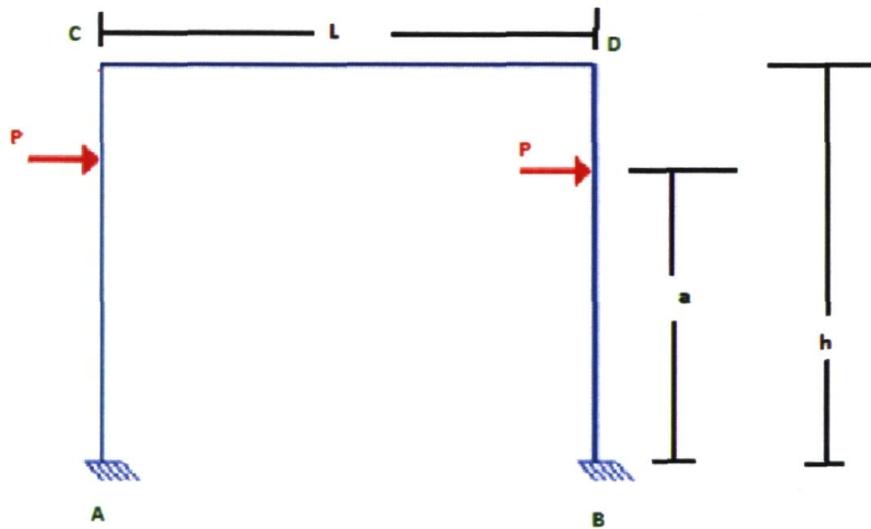


Figure 5-9 : Schéma d'un portique, utilisé pour l'analyse des cadres de sécurité de la B.C.L.C.

5.3.5. Cadres de sécurité : analyse de la flexion en plan

Ce calcul s'effectue en réalisant la double intégrale du moment à partir de l'appui A. L'équation du moment s'écrit :

$$M_A - R_{AH}x = M(x) \qquad 5-18$$

L'équation de la rotation est dès lors

$$M_A x - \frac{R_{AH} x^2}{2} + K1 = \theta(x) \quad 5-19$$

La condition permettant de déterminer la valeur de K1 est qu'en $x=0$, la rotation est nulle, ce qui conduit à écrire $K1=0$. L'équation de la flèche s'écrit alors :

$$M_A \frac{x^2}{2} - \frac{R_{AH} x^3}{6} + K2 = \Lambda(x) \quad 5-20$$

La condition permettant de déterminer la valeur de K2 est qu'en $x=0$, la flèche est nulle, ce qui conduit à écrire $K2=0$. Cette équation est valide pour $x = 0$ à $x = 0,8165$ m (soit la valeur de a). La flèche maximale est réputée se produire à une valeur x de $0,8165$ m. Néanmoins, le Tableau 5-20 donne les valeurs de 0 à $0,8165$ par incrément de $0,1$ m.

Tableau 5-20 : Calcul des flèche aux cadres de sécurité de la B.C.L.C.

Hauteur Flèche	
(m)	(mm)
0	0
0,1	0,21
0,2	0,78
0,3	1,64
0,4	2,74
0,5	4,00
0,6	5,35
0,7	6,73
0,8	8,06
0,8165	8,27

Une déflexion de 8 mm est acceptable. Cette flèche est non-permanente, et s'estompe dès que le mouvement débute. Lors du mouvement, le coefficient dynamique produit des forces beaucoup plus petites, conduisant évidemment à des flèches plus petites. Néanmoins, il faut alors prendre en compte la force d'inertie provenant du poids propre des cadres sous l'action de l'accélération. Cette force s'écrit $F = ma$. L'accélération imposée au système est environ $1g$ au maximum. Elle s'applique en sens inverse à la force de frottement. Il est conservateur de placer cette force à la même position que la force équivalente, cela conduit à une surévaluation sécuritaire du moment d'encastrement en base du portique. La masse linéique des profilés HSS choisis est de $15,49$ kg / m. La longueur totale est de $4,827 \approx 4,83$ m, pour une masse de 75 kg. Cette masse produit donc une force de $0,73$ kN, orientée dans le sens contraire au frottement. Il

en résulte une force en condition dynamique de 0,907 kN. Cette force est, en regard de la force de 16 kN précédemment évaluée, négligeable.

5.3.6. Cadres de sécurité : vérification de l'interaction des moments

Un profilé soumis à une flexion bi-axiale doit respecter l'équation d'interaction suivante

$$\left(\frac{M_{fx}}{M_{rx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{fy}}{M_{ry}}\right)^2 \leq 1,0 \quad 5-21$$

Puisque nous demeurons dans le cas élastique, et que les analyses sont réalisées selon l'approche du facteur de sécurité, on écrit que les moments résistants selon l'axe fort et l'axe faible (respectivement x et y) s'écrivent tels que

$$M_{rx} = S_x f_y = 17,55 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5-22$$

$$M_{ry} = S_y f_y = 13,25 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5-23$$

Selon la référence [88], pour une poutre en console, le moment et le moment maximal sur la travée sont donnés respectivement par les équations suivantes

$$M_{encastrement} = \frac{Pab(L+b)}{2L^2} = 12,2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5-24$$

$$M_{max} = \frac{Pa^2b(2L+b)}{2L^3} = 10,4 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5-25$$

Le moment maximal est clairement le moment d'encastrement. Le moment d'encastrement selon l'axe du mouvement (axe faible du profilé donc) a été évalué à 10,4 kN*m. L'interaction donne donc

$$\left(\frac{12,2}{17,55}\right)^2 + \left(\frac{10,4}{13,25}\right)^2 = 1,09 \leq 1,0 \quad 5-26$$

À première vue, l'équation n'est pas respectée. Néanmoins, il importe de considérer la nature du moment appliqué selon l'axe faible du profilé comme étant passagère. De plus, considérant l'importante provision de résistance considérée lors de la détermination des moments, il est acceptable de conserver l'assemblage tel quel.

5.4. Vérifications structurales des cadres frontaux

5.4.1. Cadres – frontaux : calcul des forces dynamiques

Tableau 5-21 : Forces dynamiques appliquées aux cadres frontaux selon la profondeur

Frontales								
# Cadre	Z (mm)	Masse _(sol + cadre) (kg)	A _{max} (m/s ²)	F (kN)	Pondération (-)	F _{ten.} (kN)	Acier (%)	Moment (kN*m)
1	63,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	53,12
2	190,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	48,73
3	317,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	44,34
4	444,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	39,95
5	571,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	35,56
6	698,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	31,17
7	825,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	26,78
8	952,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	22,39
9	1079,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	18,00
10	1206,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	13,60
11	1333,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	9,21
12	1460,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	4,82
13	1587,50	1174,83	9,81	11,53	3	34,58	13,52%	0,43

Tableau 5-22 : Charges dynamiques et statiques sur les cadres frontaux selon la profondeur

# Cadre	Z (mm)	σ_{Sol} (kPa)	F. Dyn. (kN)	Surface (m ²)	Charge Total (kN)
1	63,5	0,62	34,58	0,127	34,65
2	190,5	1,87	34,58	0,127	34,81
3	317,5	3,11	34,58	0,127	34,97
4	444,5	4,36	34,58	0,127	35,13
5	571,5	5,61	34,58	0,127	35,29
6	698,5	6,85	34,58	0,127	35,45
7	825,5	8,10	34,58	0,127	35,60
8	952,5	9,34	34,58	0,127	35,76
9	1079,5	10,59	34,58	0,127	35,92
10	1206,5	11,84	34,58	0,127	36,08
11	1333,5	13,08	34,58	0,127	36,24
12	1460,5	14,33	34,58	0,127	36,39
13	1587,5	15,57	34,58	0,127	36,55

Les profilés HSS formant le «shears stack» (Figure 4-10), placés perpendiculairement à l'axe du mouvement, ont une longueur de 1 mètre. Ils sont sollicités par la poussée du sol ainsi que par la force d'inertie provenant de l'excitation dynamique du système. Ils sont néanmoins réputés placés trop loin de la fondation pour en ressentir les effets (aucune surcharge donc).

La force équivalente est de 450 kN. Il est néanmoins nécessaire d'étudier dans un premier temps la stabilité des HSS résistants à chaque niveau. Ces HSS sont soumis à la combinaison de charges variant suivant la profondeur. Le Tableau 5-22 détaille ces charges.

Les charges de sol sont déterminées en fonction du cas ou $K_0=0,5$. La charge la plus importante est de 36,55 kN.

5.4.2. Cadres – frontaux : calculs des flèches

La déflexion s'obtient selon l'équation suivante :

$$\Delta = \frac{PL^3}{192EI} = 0,9 \text{ mm} \quad 5-27$$

La longueur considérée est de 1 mètre, la valeur de P est de 36,55 kN, I est la valeur de l'inertie prise selon l'axe faible, soit $1,20 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$. Cette flèche est donc, malgré un facteur d'amplification de 3, acceptable.

5.4.3. Cadres – frontaux : calcul du moment résistant

Le moment résistant selon l'axe faible est de 13,25 kN*m, et le moment appliqué est de $\frac{PL}{8} = 4,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Ceci donne un facteur de sécurité de 2,9, soit une valeur comparable à celle obtenue lors de l'analyse en stabilité des cadres latéraux. Ces profilés étant retenus latéralement et étant des HSS, ils ne peuvent déverser.

5.5. Vérifications structurales des butées

5.5.1. Butées : calcul de la force dynamique

La force appliquée sur les butées est la force déterminée précédemment (Tableau 5-22) divisée par le nombre de butées faisant face à l'impact (on admettra que l'impact se produit simultanément sur toutes les butées d'un même côté). Ayant un total de deux butées de chaque côté, il faut diviser la force par 2. Les butées doivent pouvoir résister à une force d'impact de 231,4 kN. Les butées sont retenues dans l'axe du mouvement par des tirants (Figure 5-10).

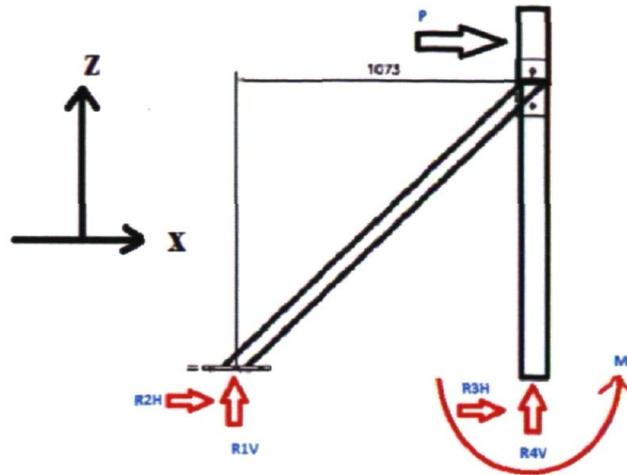


Figure 5-10 : Schéma du système butée-tirant de la B.C.L.C.

5.5.2. Butées : calculs des efforts

Ce système hyperstatique peut être assimilé à une poutre en console, laquelle s'analyse adéquatement au recours des équations de la référence [88]. Le moment d'encastrement devient alors :

$$M_1 = \frac{Pab(L+b)}{2L^2} = 32,53 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 5-28$$

La poussée ainsi exercée sur le tirant est donnée telle que :

$$T_{\text{tirant}} = \frac{Pa^2(2L+b)}{2L^3} \quad 5-29$$

$$T_{\text{horizontale}} = 135 \text{ kN} \quad 5-30$$

La force de tension est alors donnée par :

$$T_t = \frac{135}{\cos(45^\circ)} = 190,92 \text{ kN} \quad 5-31$$

Les forces au niveau de la connexion entre le tirant et la plaque de fond sont alors des fonctions de l'angle d'attache et sont données par :

$$R_{1v} = T_t \sin(45^\circ) = -135 \text{ kN} \quad 5-32$$

$$R_{2H} = T_t \cos(45^\circ) = -135 \text{ kN} \quad 5-33$$

L'équilibre global du système selon l'axe vertical permet d'écrire que :

$$R_{4v} = 135 \text{ kN} \quad 5-34$$

L'équilibre global suivant l'axe des x permet d'écrire que $R_{3H} = -231,5 + 135 = -96,3 \text{ kN}$

5.5.3. Butées : calculs de la résistance unitaire

Il s'agit maintenant d'évaluer la résistance de la butée à ces forces et de réaliser un assemblage répondant à ces charges.

Tableau 5-23 : Résumé des efforts appliqués aux butées

Analyse butée							
Tirant		Butée			Force équivalente		
R _{1V}	R _{2H}	R _{3H}	R _{4V}	F _{e.q.}	a	L	b (L-a)
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(m)	(m)	(m)
-135,11	-135,11	-96,31	135,11	231,42	0,767	1,073	0,306

Tableau 5-24 : Calcul du moment et de la flèche du système de butée

	M. (x=767 mm) (kN*m)	Flèches (mm)	Position flèche (mm)
X=0	41,2	0,69	767

5.5.4. Butées : calculs de flèches

Pour x compris entre 0 et 0,767 m, les équations suivantes permettent d'évaluer les flèches :

$$M(x) = M_{encastrement} - R_{3H}x \quad 5-35$$

$$EI * \theta(x) = M_{enc.}x - \frac{R_{3H}x^2}{2} + k1 \quad 5-36$$

$$EI * \Lambda(x) = \frac{M_{enc.}x^2}{2} - \frac{R_{3H}x^3}{6} + k1x + k2 \quad 5-37$$

Les constantes d'intégrations déterminées en considérant les conditions aux extrémités. En x=0, la rotation et la flèche prennent toutes deux des valeurs nulles, et donc k1=k2=0. Clairement, la flèche maximale se produit à x=0,767 m.

Picard (1992, [88]) propose l'équation suivante pour établir la valeur de la flèche à la position x=a (ici 767 mm) :

$$\Lambda = \frac{Pb(3L^2 - 5b^2)}{(96EI)} = 0,65 \text{ mm} \quad 5-38$$

La disparité observée provient des arrondis effectués par l'auteur (arrondis strictement du côté sécuritaire). La flèche considérée est donc de 0,7 mm.

5.6. Vérifications structurales des assemblages boulonnés

Il s'agit maintenant de déterminer un assemblage capable de reprendre les efforts. Il faut réaliser trois assemblages.

1. Butée-tirant
2. Butée-plaque de fond
3. Tirant-plaque de fond

5.6.1. Assemblages boulonnés : calcul de la résistance butée-tirant

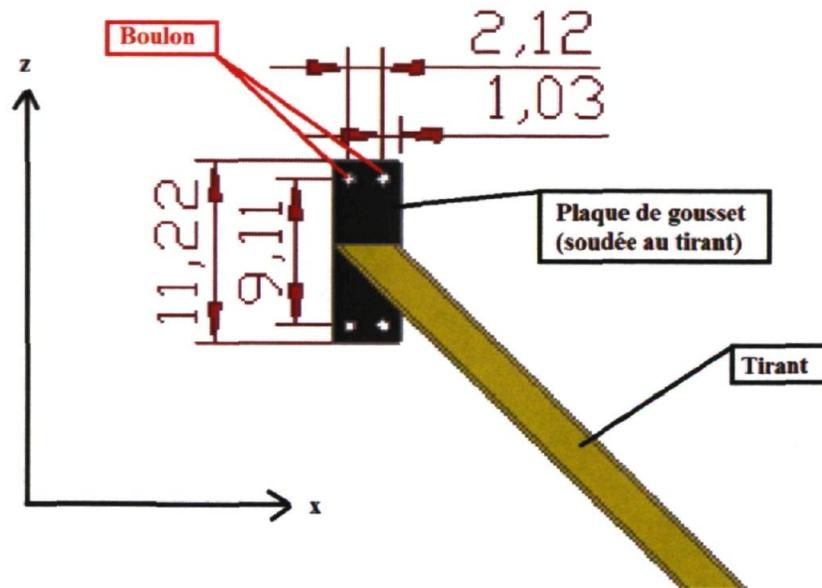


Figure 5-11 : Schéma de l'attache butée-tirant (dimension en pouce)

La résistance au cisaillement de la plaque de gousset se calcule suivant la relation :

$$V_r = 0,85A_n(0,6F_u) \quad 5-39$$

Où l'aire nette est définie selon deux plans de ruptures, soit selon l'axe x et selon l'axe z. À noter que l'épaisseur (« t ») de la plaque est de 30 mm.

$$A_{n-z} = 7\,409 \text{ mm}$$

$$A_{n-x} = 2\,045 \text{ mm}$$

La résistance selon les deux plans donne donc :

$$V_{r-z} = 1\,720 \text{ kN}$$

$$V_{r-x} = 475 \text{ kN}$$

L'assemblage est donc adéquat pour répondre à la sollicitation imposée.

5.6.2. Assemblages boulonnés : calcul de la résistance butée-plaque de fond

Le second assemblage nécessite une résistance de 96 kN en cisaillement et 135 kN en traction. La Figure 5-12 présente une vue schématique de l'assemblage boulonné reliant la butée à la plaque de fond. La plaque d'attache a une épaisseur de $\frac{1}{2}$ " (soit 12,7 mm).

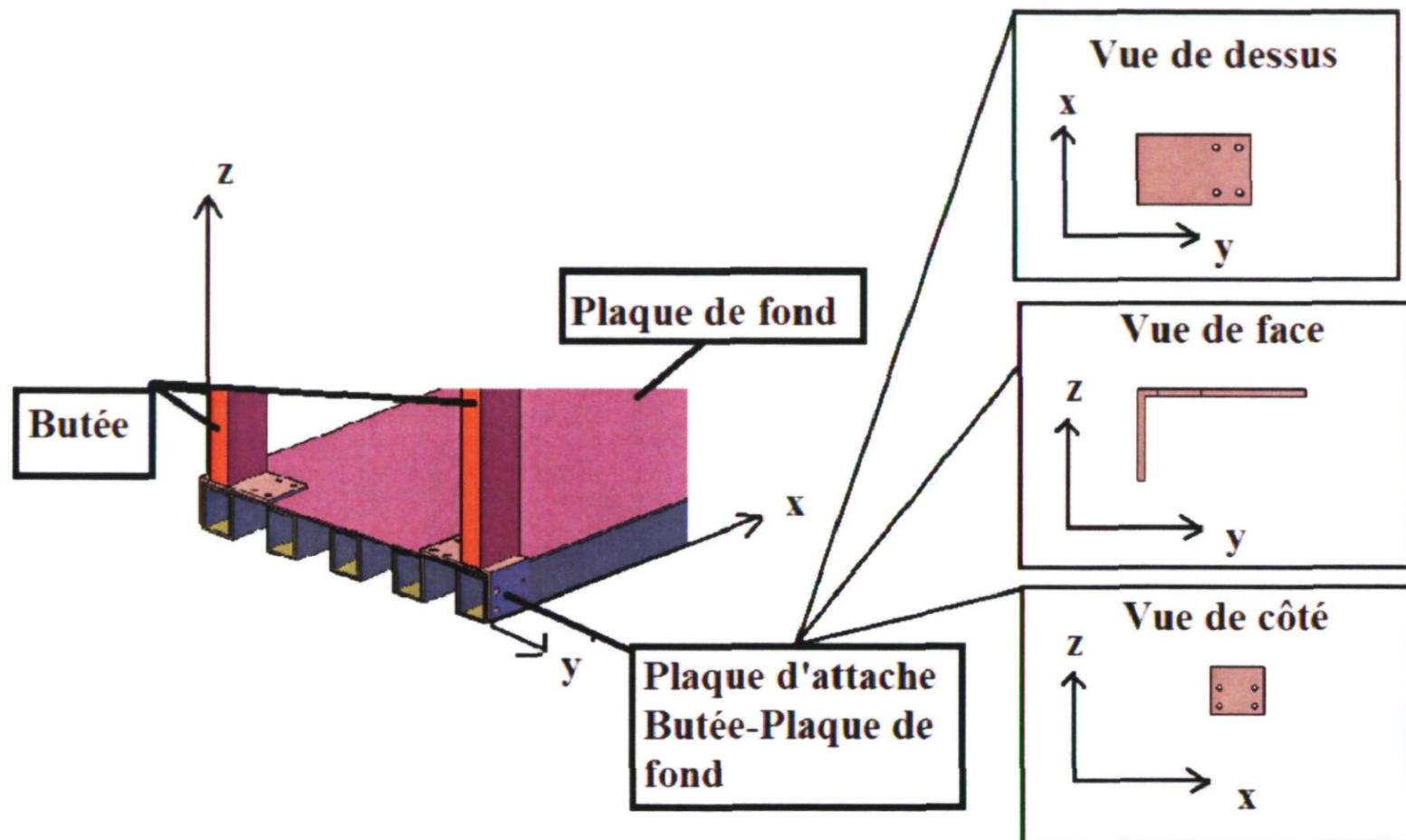


Figure 5-12 : Attache et butée de la plaque de fond

Considérant la géométrie du problème, le cisaillement provient uniquement de l'axe « x ». Conséquemment, la résistance au déchirement est évaluée selon cet axe. La résistance s'évalue telle que :

$$V_r = 0,6f_u0,85A_n = 0,51 * 0,45 * 1753 \cong 378 \text{ kN}$$

La résistance à la traction est obtenue à la fois via une résistance au cisaillement latérale de la plaque (pour les boulons placés selon le plan z-x ainsi que via la résistance à la traction des boulons placés dans le plan x-y. En ce sens, la résistance à la traction et l'interaction cisaillement traction sont adéquats (le lecteur est libre de vérifier). L'assemblage est donc satisfaisant pour l'intensité de chargement identifiée.

5.6.3. Assemblages boulonnés : calcul de la résistance tirant - plaque de fond

Le troisième assemblage doit pouvoir résister à une force de 135 kN en cisaillement et 135 kN en traction.

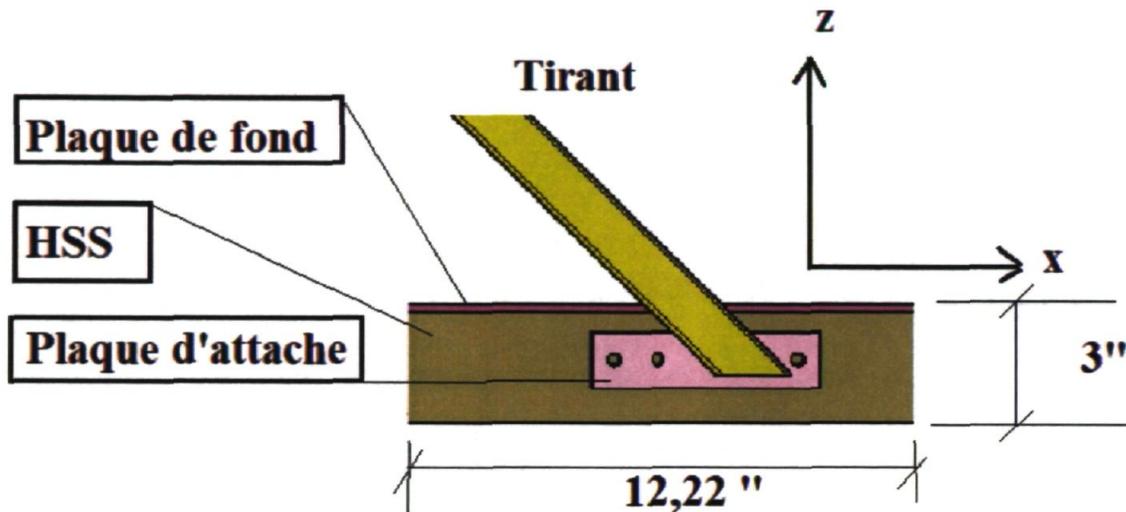


Figure 5-13 : Détails attache-tirant-plaque de fond

La résistance au cisaillement s'évalue de la même manière que précédemment et on obtient que :

$$V_{r-z} = 154 \text{ kN} ; V_{r-x} = 633 \text{ kN}$$

5.7. Vérifications structurales de la plaque de fond

La plaque de fond doit être capable de résister au poids total appliqué par l'ensemble de la structure sous un mode de flexion. La plaque est appuyée sur trois appuis mobiles. La stabilité suivant l'axe du mouvement est assurée par des ancrages boulonnés, qui ne reprennent aucune force de gravité.

5.7.1. Plaque de fond : définition des charges

Cette analyse est complexe. Les charges appliquées sur la plaque de fond sont variées, et sont distribuées de façons variables sur la surface. Celles-ci sont présentées au Tableau 5-25.

La charge 1 s'applique au centre de la plaque sur une surface de 4 mètres carrés, ce qui provoque une charge répartie au centre de la plaque (suivant la longueur des x) de 32 kN/m. La charge 2 s'applique également au centre de la plaque, sur une surface de 1x2.4 mètres, produisant une charge répartie au centre de 53,4 kN/m, sur une longueur de 2,4 mètres au centre.

Tableau 5-25 : Définition charges, plaque de fond

Charges	Masse (kg)	Force (kN)
1. Sol	12 800	125,57
2. Surcharge Fondations	-N.A.-	128
3. Pièce-cadres Acier	2 300	22,56
4. Cadre retenue / appuis	45	0,44

La charge 3 s'applique en périphérie de l'aire d'application de la charge de sol. Cette force s'applique sur une surface de 10,254 mètres x 0,0635 m, produisant une contrainte de 34,65 kPa. On peut ramener cette contrainte en charge répartie au centre, en considérant subséquemment deux longueurs de 4 mètres, soit $2 \cdot (34,65 \cdot (0,0635 \cdot 4)) / 4$. Ceci donne une charge répartie au centre de 4,4 kN/m. Les charges étant à équidistance du centre, les deux moments produits par la translation de charges équivalentes s'annulent mutuellement. Le reste de cette charge est considérée comme deux charges ponctuelles situées en périphérie de la longueur, ayant des intensités de $34,65 \cdot (0,0635 \cdot (1,127)) = 2,48$ kN. Les charges ponctuelles créées par les poids propres des cadres sont également ramenées au centre de la travée, et leur moment négligé (symétrie). Au final, on considère les cas de chargement du Tableau 5-26.

Tableau 5-26 : Détails charges équivalentes

Charge	W (kN/m)	P (kN)	Surface Application (m)
1	32	-N.A.-	4
2	53,4	-N.A.-	2,4
3	4,4	2,48	4
4	-N.A.-	0,5	-N.A.-

La longueur totale de la plaque doit accommoder les dimensions du spécimen, les dimensions des membrures structurales ainsi que l'espace nécessaire au mouvement (150 mm de chaque côté). Au total donc, la longueur nécessaire est de 4876 mm (16').

5.7.2. Plaque de fond : calculs des efforts

Le système considéré est hyperstatique une fois. Les conditions nécessaires afin de déterminer l'effort hyperstatique x , situé au centre de la portée, sont tournées sur la flèche. On

choisit comme système hyperstatique de base une poutre simplement appuyée, ayant les charges décrites au tableau précédent. On obtient la valeur de l'inconnu hyperstatique en considérant la déformée produite par une charge unitaire placée sous l'appui.

$$\Lambda_{B0} + x\Lambda_{Bx} = 0 \quad 5-40$$

$$\Lambda_{B0} = \Lambda_{Bw1} + \Lambda_{Bw2} + \Lambda_{Bw3} + \Lambda_{BP4} \quad 5-41$$

$$\Lambda_{Bw1} = \frac{w_1}{384EI} (5L^4 - 8a^2(3L^2 - 2a^2)) \quad 5-42$$

$$\Lambda_{Bw2} = \frac{w_2}{384EI} (5L^4 - 8a^2(3L^2 - 2a^2)) \quad 5-43$$

$$\Lambda_{Bw3} = \frac{w_3}{384EI} (5L^4 - 8a^2(3L^2 - 2a^2)) + \frac{P_3 a(3L^2 - 4a^2)}{24EI} \quad 5-44$$

$$\Lambda_{BP4} = \frac{P_4 a(3L^2 - 4a^2)}{24EI} \quad 5-45$$

Les valeurs de L sont les mêmes pour chacun des cas de chargement. Néanmoins, les valeurs de a sont variables.

Tableau 5-27 : Flèche selon les cas de chargement

Cas	a (m)	L (m)	Flèches (mm)
Λ_{Bw1}	0,438	4,876	16,05
Λ_{Bw2}	1,238	4,876	19,61
Λ_{Bw3}	0,438	4,876	2,21
Λ_{BP3}	0,40625	4,876	0,21
Λ_{BP4}	1,688	4,876	0,15

Le cas de chargement hyperstatique donne la déformée selon la relation

$$\Lambda_x = \frac{L^3}{48EI} = 0,17 \quad 5-46$$

La réaction d'appui doit donc satisfaire la relation suivante afin d'obtenir une flèche nulle à l'appui central.

$$R_{centrale} = \frac{16,05 + 19,61 + 2,21 + 0,21 + 0,15}{0,17} = 223,3 \text{ kN} \quad 5-47$$

Cette charge est ensuite répartie sur deux appuis distincts, chacun devant alors reprendre une charge de 111,6 kN ($\approx 11\ 380$ kg). On peut maintenant déterminer la charge s'appliquant aux appuis hors table par équilibre global vertical du système.

Au total, la masse du système sans charge axial est de 15 200 kg, soit une force de ≈ 150 kN. Lorsque la contrainte maximale est apposée, la masse du système passe à $\approx 28 730$ kg, soit une force de 282 kN. On obtient donc que les charges reprises par les appuis latéraux sont de l'ordre de 29,5 kN chacune. Clairement, l'appui central est sur utilisé. Une façon simple de rééquilibrer les forces entre les appuis est d'autoriser un déplacement de 6 mm au niveau de l'appui central, ce qui revient à écrire :

$$R_{centrale} = \frac{16,05 + 19,61 + 2,21 + 0,21 + 0,15 - 6}{0,17} = 189,6 \text{ kN} \quad 5-48$$

Les réactions d'appuis latéraux grimpent alors à 46,2 kN chacune. Cette variation permet ainsi d'obtenir une provision de charge permettant de demeurer sécuritaire lors du chargement dynamique, chargement au cours duquel il est très ardu de déterminer les rapports de forces. L'appui central, en condition statique, sollicite donc 19 300 kg. Il s'agit maintenant d'évaluer la résistance en flexion et en cisaillement de la plaque de fond.

L'inertie considérée dans les calculs sur la plaque de fond est de $7,06 \times 10^7 \text{ mm}^4$ et correspond à la mise en commun de l'inertie des cinq profilés HSS 6x5x3/8 placés sous la plaque de fond, chacun ayant une inertie de $1,41 \times 10^7 \text{ mm}^4$, c'est à dire ; les inerties ont simplement été multipliées. L'inertie de la plaque de fond n'est pas considérée, ce qui permet de considérer les calculs comme étant conservateur. Le moment résistant est donc estimé tel que :

$$M_{r-éq.} = 5[S_x f_y] \approx 324 \text{ kN} * m \quad 5-49$$

À partir de l'équilibre des efforts l'enveloppe du moment et de l'effort de cisaillement est déterminée pour la moitié de la poutre. Les courbes sont présentées à la Figure 5-14.

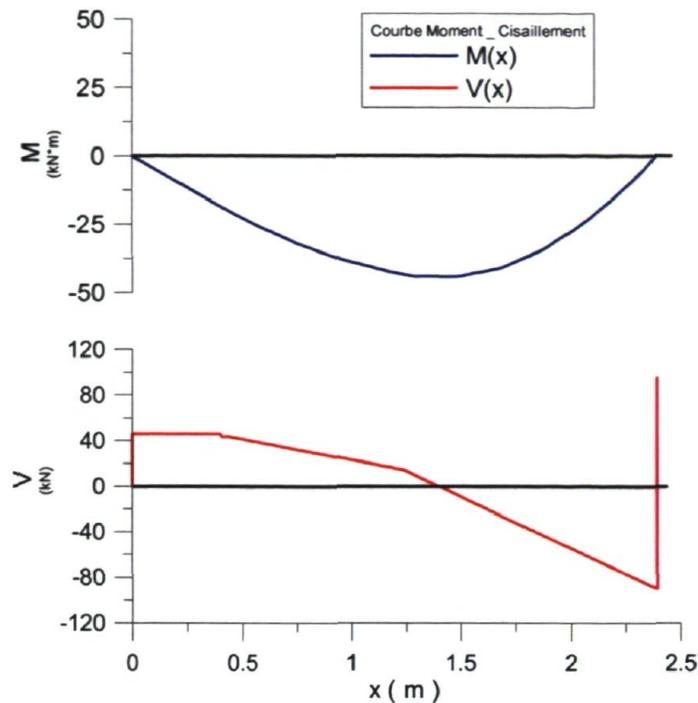


Figure 5-14 : Enveloppe du moment et du cisaillement (Demi section plaque de fond)

Le moment maximal prend ainsi une valeur d'environ 40 kN*m. Conséquemment, le facteur de sécurité en flexion prend une valeur d'environ 8. La résistance au cisaillement se calcule selon la relation suivante :

$$V_r = 0,7 * A_{résist} (0,6f_y) \quad 5-50$$

D'une manière similaire à la résistance en flexion, la résistance au cisaillement est calculée en réalisant la sommation des résistances individuelles des profilés HSS placés sous la plaque de fond. Les calculs sont conservateurs, l'apport en résistance de la plaque elle-même étant négligée. On a donc :

$$V_r = 5 * 0,7 * [4\,400 \text{ mm}^2 * 0,35 \text{ kN/mm}^2] \approx 5\,390 \text{ kN}$$

L'effort en cisaillement maximal étant près de 100 kN, la résistance est clairement adéquate. L'interaction des moments et du cisaillement est également respectée.

$$\left(\frac{M_f}{M_r}\right)^2 + \left(\frac{V_f}{V_r}\right)^2 \cong 0,02 \leq 1,0$$

La vérification du déchirement de la plaque est également jugée satisfaisante. Les calculs sont omis ici, le lecteur est libre de les vérifier.

5.8. Conclusion

Une série de calculs structuraux dans le domaine élastique a été réalisée sur les composantes majeures du prototype de boîte de confinement proposé pour la réalisation d'essais dynamiques 1-g visant l'étude de fondations superficielles sur massif de sol.

Ces calculs ont permis d'assurer la stabilité structurale en fonction des deux modes de ruptures principaux, soit le cisaillement et la flexion. Les cas du déversement et du voilement local n'ont pas été considérés, considérant la géométrie ainsi que la nature des profilés utilisés. L'évaluation des contraintes d'utilisations s'est limitée à l'investigation des flèches des différentes composantes. D'une manière similaire, les calculs de résistances dans le domaine élastique des ensembles boulonnés ont été réalisés pour l'ensemble du prototype. La géométrie des ensembles boulonnés est réalisée afin d'éviter les effets d'excentricité.

Les analyses structurales réalisées montrent que la boîte de confinement est sécuritaire et pleinement capable de supporter les efforts pour lesquelles elle a été conçue. Considérant la nature dynamique du processus, l'auteur a préféré adopter une approche conservatrice, quitte à surestimer les dimensions recommandées pour la construction. Il apparaît plausible qu'une analyse plus fine, réalisée au moyen d'un logiciel informatique, permettrait de réduire la taille de certains éléments. Une telle analyse a été réalisée dans le cas des cadres latéraux afin d'évaluer la performance des calculs manuels. Les résultats obtenus via le logiciel de calcul sont très près des résultats obtenus manuellement et montrent, dans tous les cas, des intensités de chargements légèrement inférieures à celles déterminées de manière manuelle.

6. Programme d'essais géotechniques du sable de Mascouche

6.1. Présentation du programme d'essais

Ce chapitre présente les essais réalisés afin d'établir la caractérisation géotechnique du sable de Mascouche. Ce sable est prélevé sur un terrain exploité par la sablière Thouin et sera utilisé pour les essais dynamique. Il s'agit d'un sable naturel, prélevé à même la face d'exploitation. Le Tableau 6-1 présente le résumé des résultats des essais géotechniques réalisés.

Tableau 6-1 : Résumé de la campagne d'investigation géotechnique

Essais	Norme ASTM	section	Information
Investigation site		6.2	1. Nature géologique 2. Localisation
Caractérisation qualitative du matériau		6.3	3. Couleur 4. Odeur 5. Texture
Analyse granulométrique	ASTM D422	6.4	6. Cu 7. D_{10} 8. D_{30} 9. D_{50}
Densités minimale et maximale	ASTM D4253 ASTM D4254	6.5	10. e_{min} 11. e_{max} 12. ρ_{min} 13. ρ_{max}
Densité relative des grains	ASTM D854	6.6	1. G_s
Triaxiaux (CIU)		6.7	2. ϕ

6.2. Localisation géographique et investigations géologiques

Le sable provient de la sablière Thouin, située à Mascouche. La Figure 6-1 présente une vue rapprochée de la sablière (cercle rouge). La Figure 6-2 présente la carte géologique des dépôts de surface du Ministère des Ressources naturelles du Québec pour la région où a été prélevé l'échantillon.



Figure 6-1 : Vue rapprochée de la sablière Thouin, Mascouche

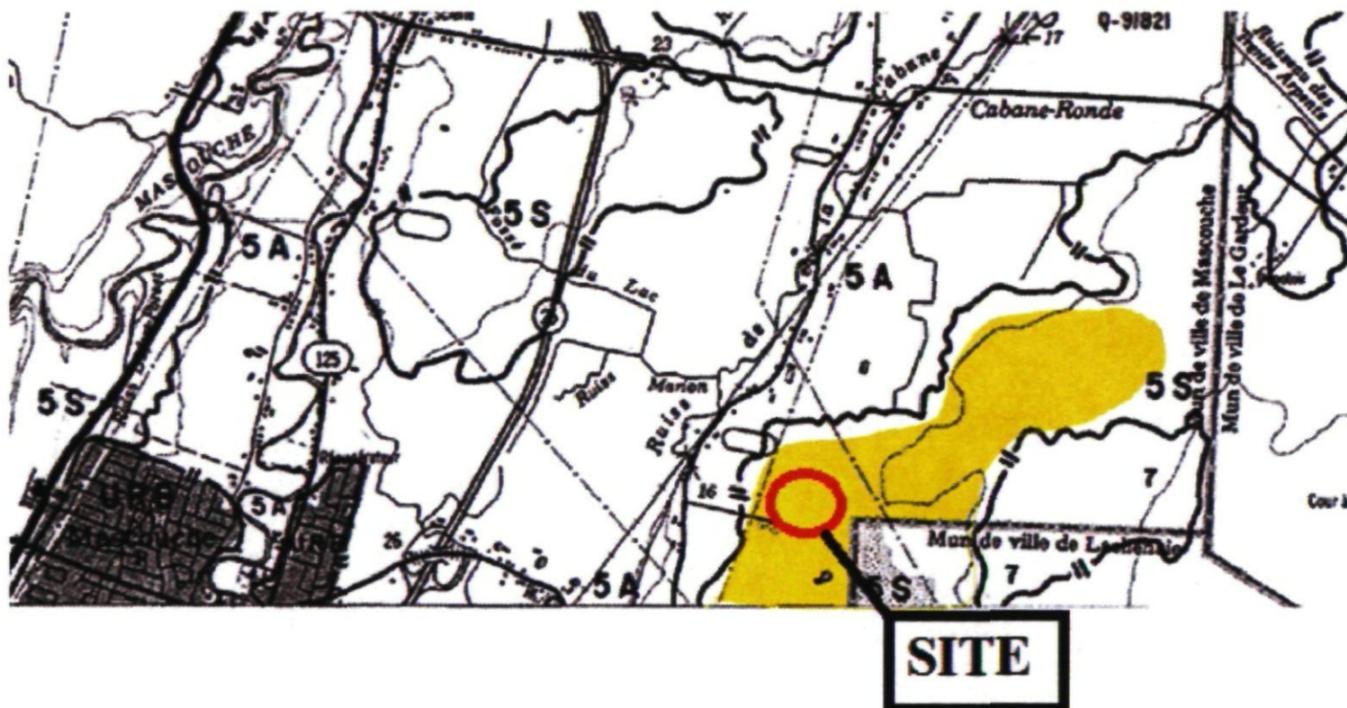


Figure 6-2 : Carte de dépôt de surface du ministère des ressources naturelles du Québec (31-H/13)

La zone du dépôt est colorée en jaune (couleur ajoutée par l'actuel auteur afin de rendre plus évidente la localisation géographique).

6.3. Prélèvement d'échantillons

L'échantillon de sol a été prélevé au moyen d'un chargeur mécanique à même la face d'exploitation, à une hauteur de 1 mètre du fond de la sablière. Le sol ainsi prélevé a été placé sur le sol de la sablière afin de former un coussin. Au moyen d'une pelle ronde, cinq sections du coussin ont ensuite été prélevées sur la surface du coussin (afin d'éviter de contaminer

l'échantillon avec du sol provenant du plancher de la sablière). Les cinq prélèvements ont été effectués aux quatre coins du coussin et au milieu. Au final, un échantillon d'environ 45 kg a été prélevé et rapporté au laboratoire.

Le sol prélevé présente une couleur brunâtre uniforme et est exempt de matières organiques. L'inspection visuelle permet de remarquer que le sol est relativement uniforme dans sa composition et qu'il ne présente aucun caillou. Au toucher, les mains demeurent propres.

6.4. Analyse granulométrique

L'exécution des essais granulométriques avec tamisage mécanique, au laboratoire géotechnique de l'Université Laval, se base sur la norme ASTM -D422. L'échantillon de sol a été séché en étuve sur une durée de 24 heures avant d'être soumis aux essais granulométriques. Les agrégats récupérés sur chacun des tamis ont ensuite été pesés. Les particules ayant passées le tamis 0,5 mm ont ensuite été passées dans une série de tamis plus fins. Au final, la courbe granulométrique obtenue est présentée à la Figure 6-3.

La courbe granulométrique du sable de Mascouche permet de classer celui-ci dans la catégorie de sable moyen à fin, sa granulométrie moyenne étant 0,45 mm. Le C_u du sable est de 2,08, ce qui le classe dans la catégorie étalée.

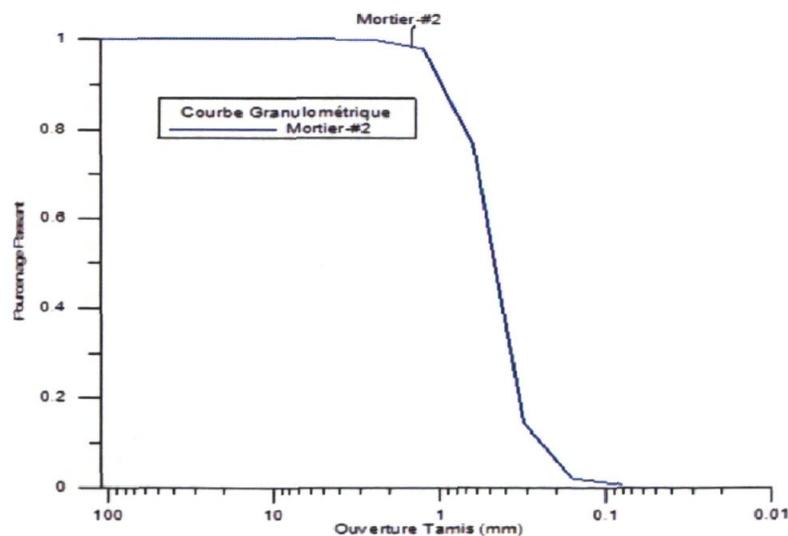


Figure 6-3 : Courbe granulométrique du sable Mortier-#2 de la sablière Thouin.

Tableau 6-2 : Coefficient d'uniformité

Sol	D10 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	Cu
Mascouche	0,25	0,45	0,52	2,08

6.5. Calcul de la densité minimale et maximale (e_{\min} ; e_{\max})

La densité maximale du sol a été obtenue via une vibration du sol sec sous une contrainte de 14 kPa. Le moule contenant le sol est conforme aux recommandations de la norme ASTM D4253. La densité minimale a été obtenue en plaçant le sol au moyen d'une cuillère dans le même moule en prenant soin de placer le sol aussi délicatement que possible afin d'obtenir un arrangement particulière le plus lâche possible. Les résultats sont présentés au Tableau 6-3.

6.6. Calcul de la densité relative (D_r)

La densité relative correspond au rapport de la masse volumique de la partie solide de la matrice de sol sur la masse volumique de l'eau distillée à 20°C. Le calcul est réalisé en conformité à la norme D854-10. Cette norme est applicable au sol passant le tamis #4 (4,75mm). Considérant la courbe granulométrique présentée à la Figure 6-3, il apparait que cette condition est respectée par le sable de Mascouche. Les résultats sont présentés au Tableau 6-3.

6.7. Résultats des essais de caractérisation

Le Tableau 6-3 présente les données granulométriques du sable de Mascouche.

Tableau 6-3 : Propriétés du sable Mortier-#2 de la sablière Thouin.

PROVENANCE	MASCOUCHE (2012)
SOL	MORTIER-#2
G_s	2,68
$\gamma_{d-\max}$ (kN/m ³)	16,8
$\gamma_{d-\min}$ (kN/m ³)	14,04
e_{\min}	0,56
e_{\max}	0,87

6.8. Présentation des essais triaxiaux

Le mode d'exécution des essais triaxiaux non drainés, consolidés isotropiquement (CIUC), au laboratoire de géotechnique de l'Université Laval, se base sur la norme ASTM D4767 – 11; Standard Test Method for Consolidated undrained triaxial Compression Test for Cohesive Soils (Norme ASTM) et, de façon générale, sur *l'expérience acquise lors des travaux de recherche effectués dans notre laboratoire depuis 1960.*

Ce document présente le mode opératoire qui sera suivi pour la réalisation des essais triaxiaux (CIUC) sur le sable à mortier #2 de la sablière Thouin.

6.8.1 Appareillage

Les Figure 6-4 et Figure 6-5 montrent le tableau de commande et l'appareillage utilisés pour effectuer l'essai triaxial. Le système a une pression maximale de 700 kPa. Quatre régulateurs Moore, modèle 41, contrôlent les pressions du système. Ils ont une course de 1,38 à 689 kPa et une précision de 1,3 kPa. Les régulateurs sont conformes à la Norme ASTM D4767 – 11.

Ce tableau de contrôle est utilisé pour deux cellules triaxiales.

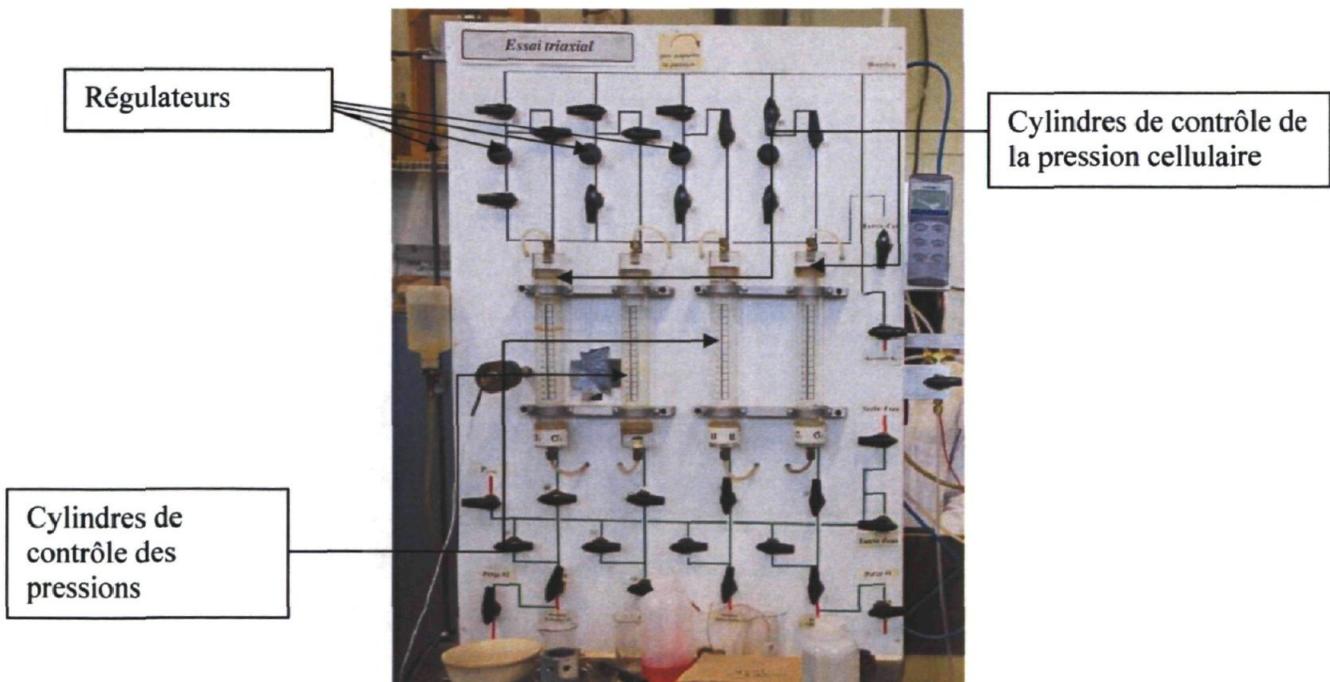


Figure 6-4 : Tableau de contrôle des pressions cellulaires et interstitielles

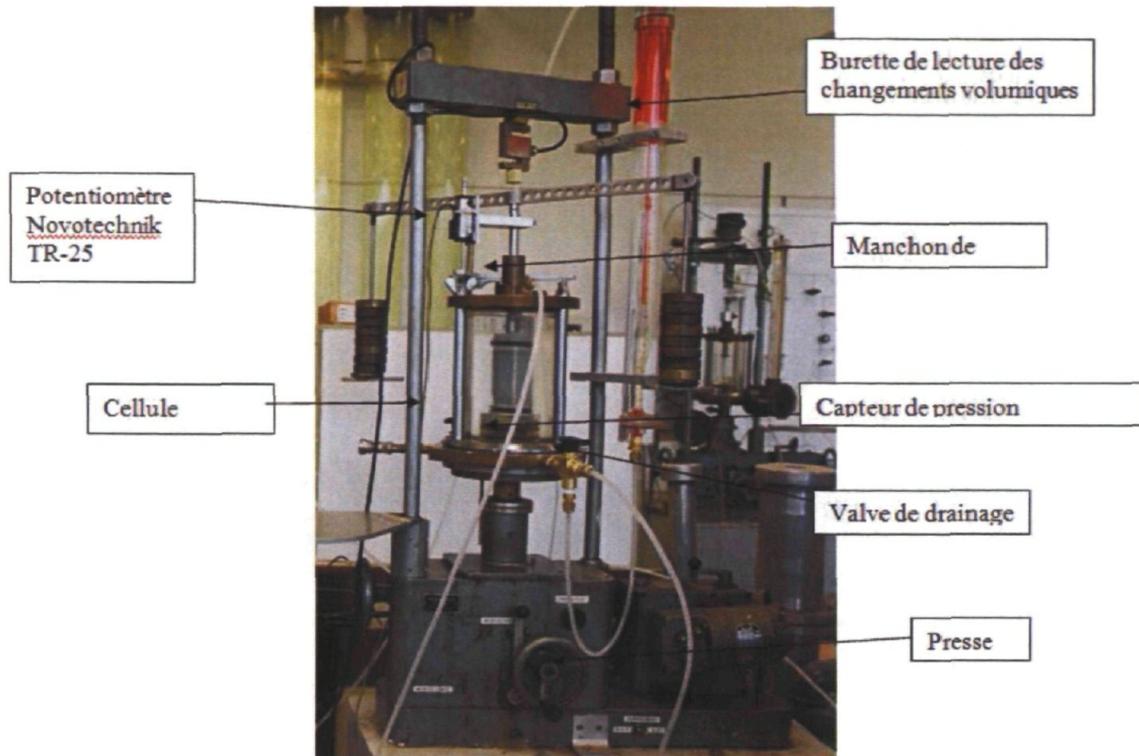


Figure 6-5 : Appareillage triaxial

La presse utilisée à une capacité de 2 tonnes. La vitesse de cisaillement est fournie par un système mécanique, soit un système d'engrenages. La cellule triaxiale est équipée de valves à billes à très faible déplacement et à étanchéité élevée; elle est également munie d'un manchon fait en laiton permettant de minimiser le frottement du piston de charge. La pression interstitielle est lue par un capteur membrane PX-102 OMEGA, situé en base de l'échantillon. La contrainte axiale est mesurée par une gauge de déformation ARTECH ayant une capacité de 454 N et une précision de 0,25%. La déformation axiale est lue par un potentiomètre Novotechnik TR25 avec une course de 0 à 25 mm et une précision de 0,20%. Les changements volumiques sont lus sur une burette ayant une précision de 0,05 ml. Les différents capteurs sont reliés à un système d'acquisition permettant la lecture individuelle et l'enregistrement des données. Les capteurs de charges et le capteur de déformation axiale sont conformes à la **Norme ASTM D4767 – 11**. La norme recommande que les capteurs aient une précision minimale de 0,25%.

Le coefficient \bar{B} est évalué à tous les paliers de 25 kPa. La valeur du coefficient est obtenue par $\frac{(U_B - U_A)}{(\sigma_{3B} - \sigma_{3A})} * \sigma_{3A}$ et correspond à la valeur de la pression cellulaire initiale tandis que U_A correspond à la pression interstitielle associé au σ_{3A} , lorsque le drainage du système est

ouvert. Par la suite, le drainage est fermé et la pression cellulaire est augmentée de 25 kPa. La nouvelle valeur de pression cellulaire correspond à σ_{3B} . La pression interstitielle lue immédiatement après l'application d'un palier, à drainage fermé, correspond à u_B . Il est important de comprendre que u_A correspond à la pression interstitielle à drainage ouvert et que u_B correspond à la pression interstitielle à drainage fermé. Cette méthode d'évaluation du coefficient de saturation \bar{B} est conforme à la méthode décrite par la Norme ASTM D4767 – 11.

Les essais réalisés sont des essais consolidés isotropiquement. Les essais ont été réalisés pour des pressions de confinement de 25, 50 et 100 kPa. Le Tableau 6-4 présente les données recueillies lors des essais, avant et après la saturation. À noter que les spécimens ont été montés par pluviation humide et présentent un diamètre de deux pouces pour une hauteur moyenne, Prior à la saturation, de ≈ 95 mm.

Les indices des vides des différents spécimens sont très près les uns des autres avant saturation. Le coefficient de saturation (\bar{B}) est consistant pour l'ensemble des échantillons à l'exception du spécimen consolidé sous 50 kPa ; il est apparu impossible d'atteindre un \bar{B} plus grand que 90%. L'essai a tout de même été entrepris.

La mesure des déformations des échantillons est obtenue grâce à un LVDT placé en tête et suivant les déformations axiales. Les essais sont réalisés en déformations contrôlées. Une jauge de déformations placée sur la tête permet de calculer les contraintes axiales imposées. La pression en base (pression d'eau) se détermine en fonction des déformations enregistrées au moyen d'un capteur de déformations de type membrane placé à la base. La Figure 6-6 présente une photo de la cellule pendant le cisaillement d'un des échantillons de la présente étude.

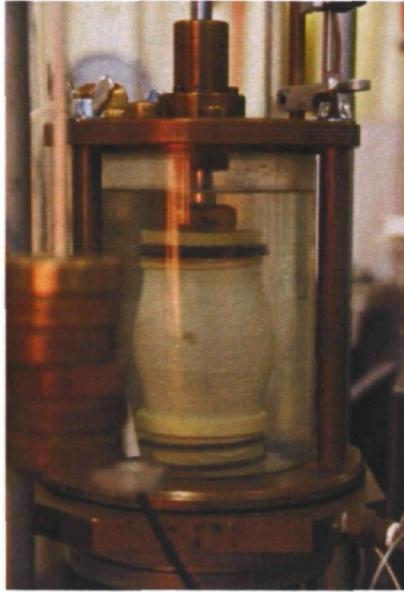


Figure 6-6 : Échantillon cisailé dans la cellule triaxiale

Lors de cisaillement, la variation de la surface d'application de la contrainte de l'échantillon s'évalue en fonction de la déformations axiale suivant la relation :

$$A = A_c / (1 - \varepsilon_1) \quad 6-1$$

A_c = surface de section transversale moyenne après consolidation,

ε_1 = déformation axiale (format décimal) pour le chargement donné.

La déformation axiale est établie en fonction de la hauteur de l'échantillon après consolidation. L'impact de la membrane n'a pas été évalué, son impact relatif sur les résultats étant réputé inférieur à 5%. Le Tableau 6-4 et le Tableau 6-5 résument les données des trois essais triaxiaux réalisés. Il est à noter que plusieurs tentatives ont été nécessaires pour parvenir à monter des échantillons convenables. Seuls les résultat probants sont présentés ici, les autres résultats étant clairement erronés (rupture de membrane, basculement d'échantillon, etc.).

Tableau 6-4 : Données des essais triaxiaux CIUC réalisés sur le sable à de Mascouche

ESSAIS	Avant saturation			Saturation		Après saturation			
	Masse (g)	H (mm)	e	D _r (%)	\bar{B} (%)	e	D' _r (%)	H (mm)	G _s
CIUC-01	281,37	95	0.71	5.6	0.95	0.66	68	94.61	2.68
CIUC-02	279,35	95	0.72	48.4	0.89	0.64	74.5	89.71	2.68
CIUC-03	274,21	92	0.70	54.8	0.96	0.60	87.6	91.30	2.68

Tableau 6-5 : Résumé des essais triaxiaux CIUC réalisés sur le sable de Mascouche

Consolidation								
Essai	σ_{3c} (kPa)	$u_{c.p.}$ (kPa)	\bar{B} (%)	I_D (%)	Δu (kPa)	σ'_{1c} (kPa)	σ'_{3c} (kPa)	
CIUC-01	70	50	95	68	0	20	20	
CIUC-02	220	165	89	74.5	0	55	55	
CIUC-03	205	105	96	87.6	0	100	100	

Données au point tournant								
Essai	$\sigma'_{3-p.t.}$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{p.t.}$ (kPa)	Δu (kPa)	$\sigma'_{1-p.t.}$ (kPa)	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{p.t.}$	$\frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)_{p.t.}}{2}$ (kPa)	$\tan(\beta_{p.t.})$	$\beta_{p.t.}$ (°)
CIUC-01	17,5	45	2,5	62,5	3,57	40	0.56	32,23
CIUC-02	22	50	33	72	3,27	47	0.53	30,48
CIUC-03	53	96	47	149	2.81	91	0.48	27,23

Données à grandes déformations ($\epsilon_1 = 10\%$)								
Essai	$\sigma'_{3-G.D.}$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{G.D.}$ (kPa)	Δu (kPa)	$\sigma'_{1-G.D.}$ (kPa)	$(\sigma'_1 / \sigma'_3)_{G.D.}$	$\frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)_{G.D.}}{2}$ (kPa)	$\tan(\beta_{G.D.})$	$\beta_{G.D.}$ (°)
CIUC-01	40	126	-20	166	4,15	103	0,61	35,04
CIUC-02	55	154	0	209	3,80	132	0,58	33,42
CIUC-03	80	234	20	314	3,93	197	0,59	34,03

p. t : Point Tournant

G.D. : Grandes déformations

6.8.2 Discussion

La Figure 6-10 présente les résultats de l'essai triaxial pour le spécimen testé à 25 kPa. Le cheminement de contrainte (Coin supérieur droit - Figure 6-10) présente une forme singulière au point de changement de phase. L'étude des pressions d'eau (coin inférieur gauche - Figure 6-10) permet de spéculer que le système (tuyaux) composant la cellule triaxiale n'était pas totalement saturé (présence d'air), ce qui entraîne une légère sous-évaluation des pressions d'eau et donne la forme plus allongée au cheminement de contrainte, comparativement à la forme standard pour un sol dense, telle que présentée à la Figure 6-8. Il est néanmoins à noter que la pression d'eau diminue, ce qui rend cette explication très spéculative. La Figure 6-11 présente les résultats de l'essai triaxial pour le spécimen testé à 50 kPa. Considérant le graphique présentant la déformation en fonction de la contrainte (coin gauche supérieur - Figure 6-11), il convient de noter qu'une panne d'électricité est survenue en cours d'essais, ce qui en conséquence n'a pas permis de capturer l'ensemble du comportement de l'échantillon à grande déformation. L'essai est réputé acceptable, le point de changement de phase étant clairement visible. Le cheminement de contrainte, lorsque comparé aux cheminements de contraintes types (Figure 6-8), présente un comportement de type dense [59, 61, 63]. La Figure 6-12 présente les résultats de l'essai triaxial pour le spécimen testé à 100 kPa. Considérant le graphique présentant la déformation en fonction ainsi que le cheminement de contrainte du spécimen, il convient de qualifier la réponse de dense (Figure 6-8)[59, 61, 63].

À partir de ces données, le graphique du cheminement de contrainte, dans le plan $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ vs $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$, est tracé (Figure 6-7). À partir de ce graphique, les angles (β - Tableau 6-5) au point tournant et à grandes déformations sont obtenues (E.Q. 6-2).

L'un des objectifs des essais triaxiaux était de pouvoir déterminer la droite SSL pour le sol à l'étude. Basé sur les résultats de Dobry et Mohamad (1986), l'indice des vides aux points tournants (« Elbow »(Figure 6-9)) permet de déterminer la pente de la courbe SSL. Basé sur les essais réalisés (Figure 6-10, Figure 6-11, Figure 6-12), l'équation de la droite SSL pour le sol à de Mascouche s'exprime telle que :

$$e_{cr} = -0,070 \ln(p') + 0,915$$

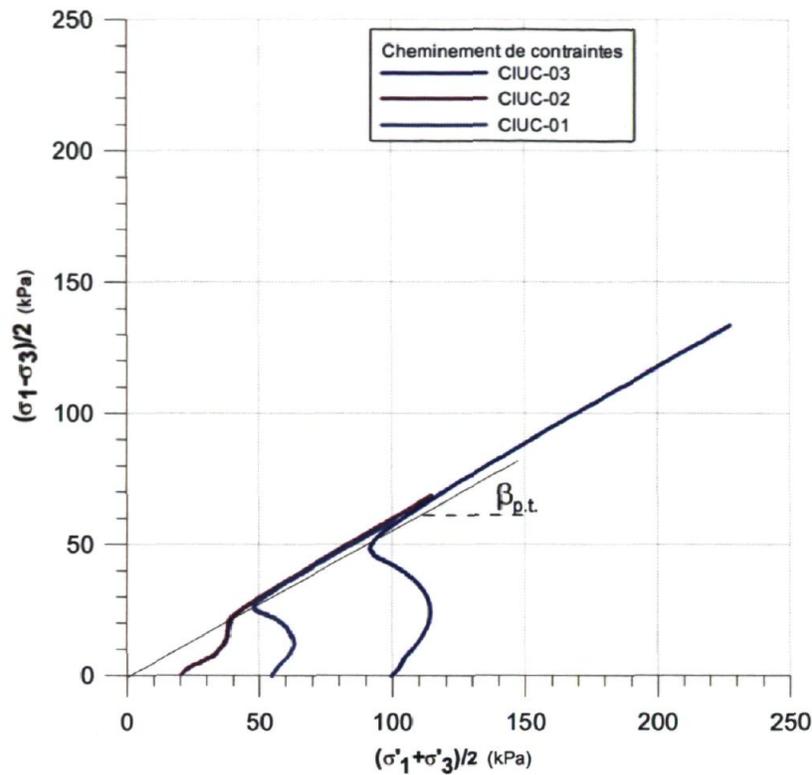


Figure 6-7 : Cheminement de contrainte des trois essais triaxiaux CIUC (sable de Mascouche)

$$\sin(\phi) = \tan(\beta)$$

6-2

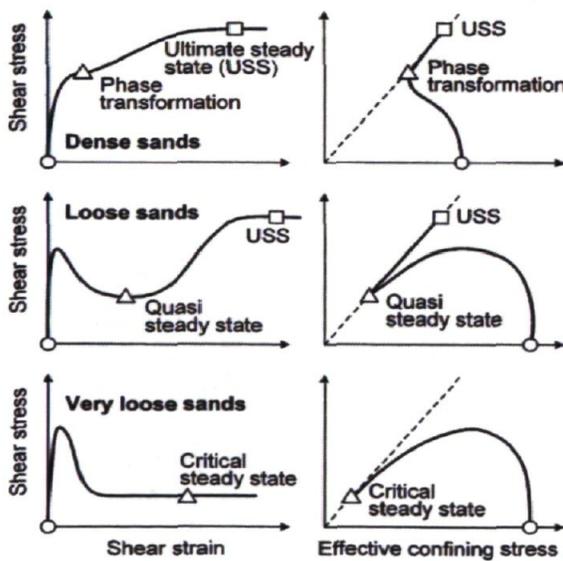


Figure 6-8 : Cheminement de contrainte type
(Yoshimine, 1999)

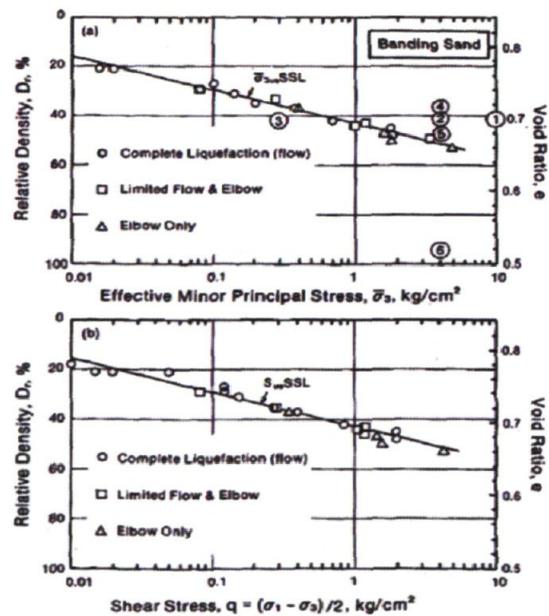


Figure 6-9 : Données expérimentales (Dolbry, 1986)

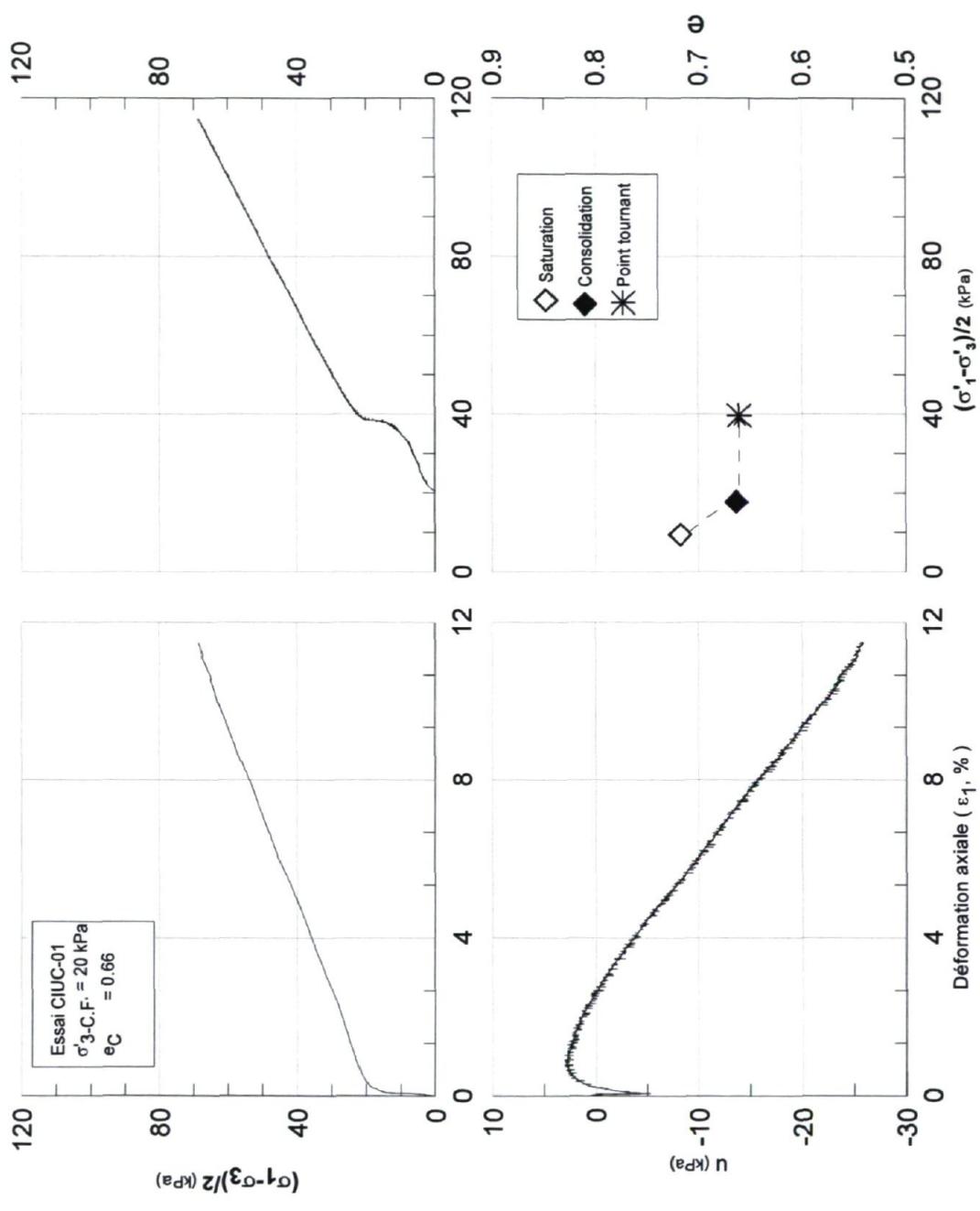


Figure 6-10 : Essai triaxial CIUC-01

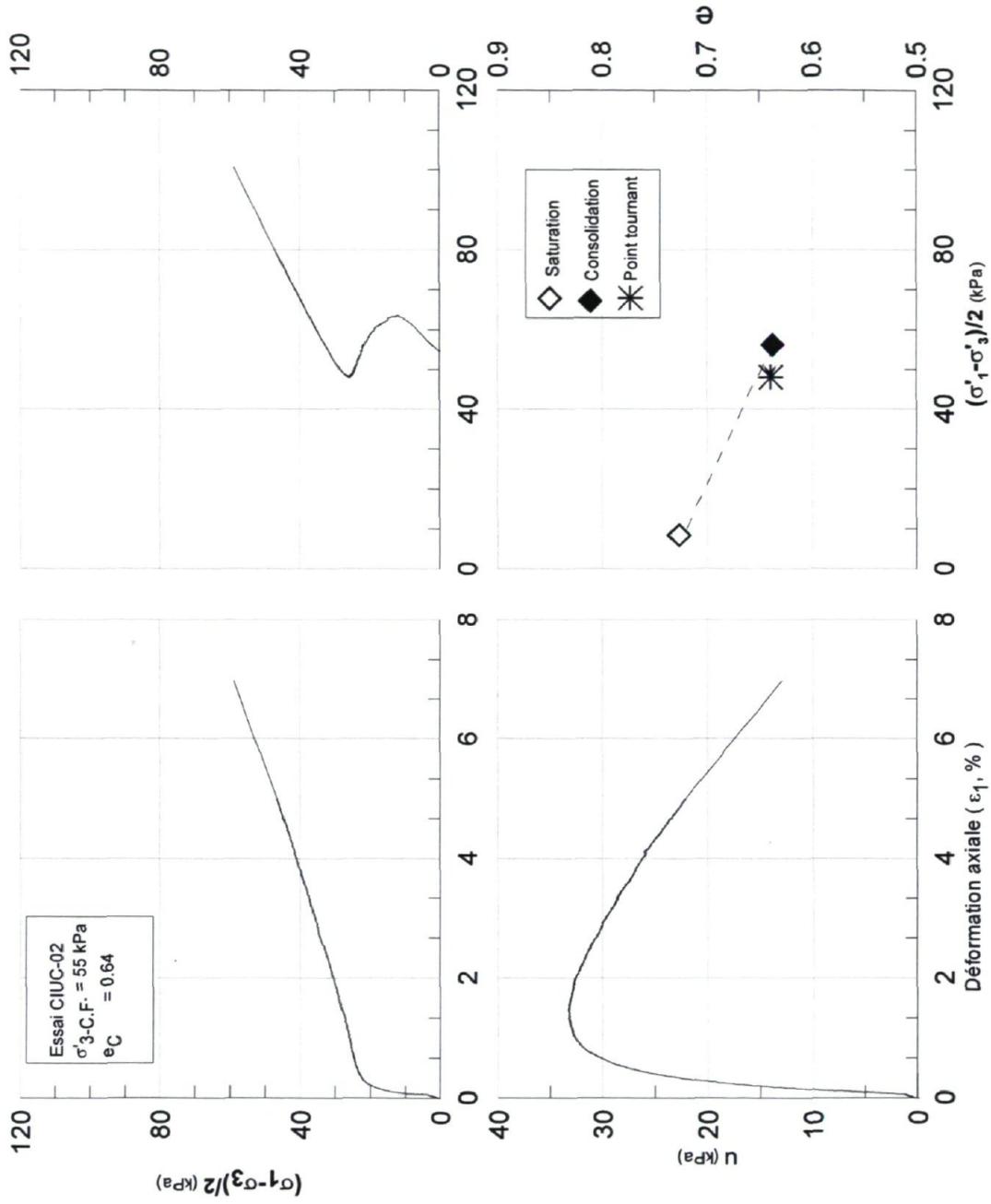


Figure 6-11 : Essai triaxial CIUC-02

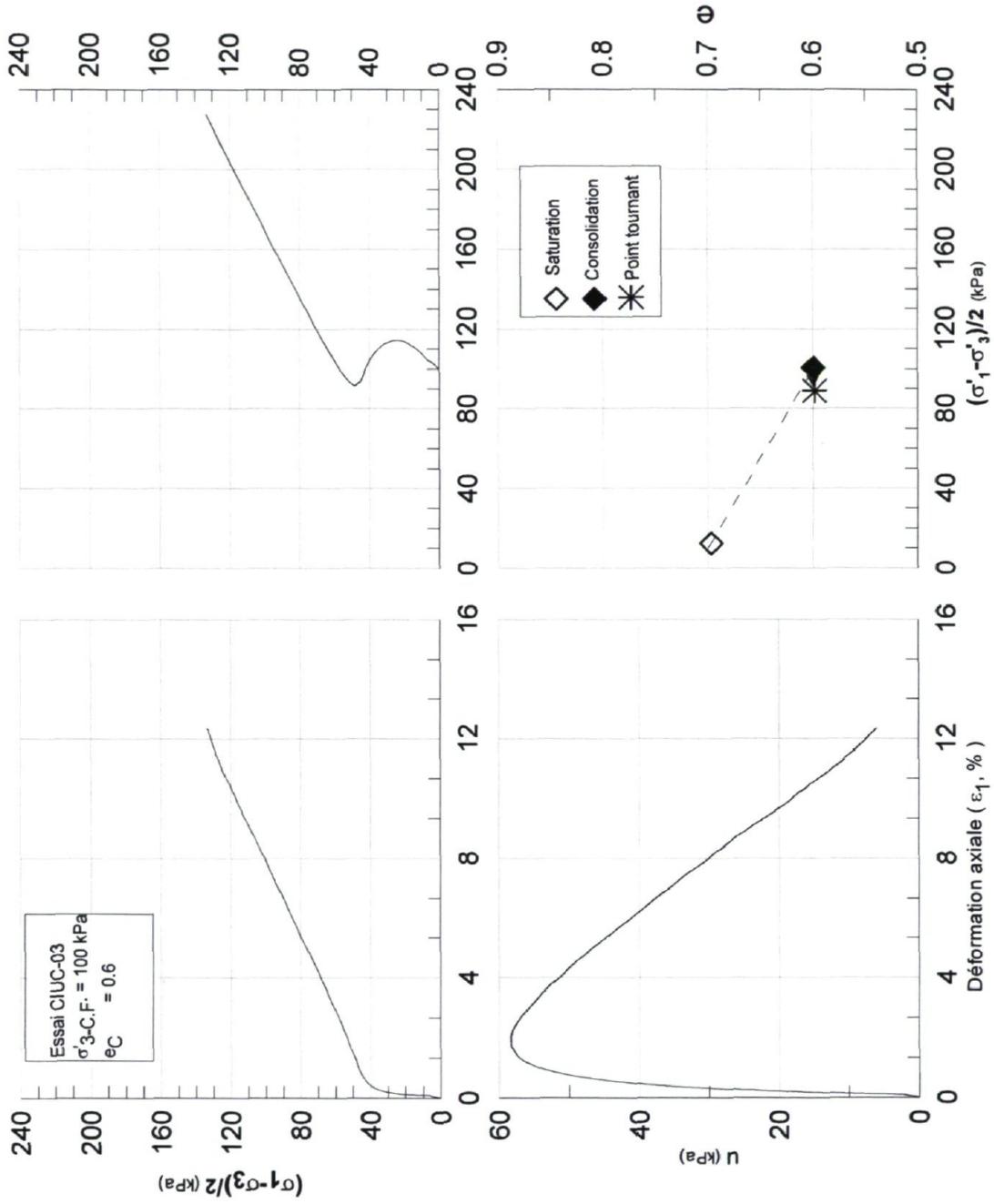


Figure 6-12 : Essai triaxial CIUC-03

6.9. Conclusion

Une série d'essais de caractérisations géotechniques a été réalisée sur le sol de Mascouche afin de déterminer les principales propriétés mécaniques. Les essais ont été réalisés en conformité avec les prescriptions de « l'American Society for Testing and Materials » (ASTM). Les essais sont résumés au Tableau 6-1. Les données ainsi obtenues sont comparées au Tableau 6-6 à d'autres données publiées par des chercheurs afin d'établir la validité des résultats expérimentaux.

Tableau 6-6 : Comparaison des paramètres géo-mécaniques du sol de Mascouche

PROPRIÉTÉS	GIBSON (1997)		CASTRO ET COLL. (1982)		MASCOUCHE
	[39]		[75]		(2012)
SOL	SABLE NEVADA	SABLE BLEND 6-1	BANDING SAND	MINE TAILING	MASCOUCHE
G_s	2,67 ⁽¹⁾	2,66 ⁽²⁾	2,66	2,68	2,68
γ_{d-max} (kN/m ³)	17,33 ⁽¹⁾	16,63 ⁽³⁾	17,16	15,64	16,8
γ_{d-min} (kN/m ³)	13,87 ⁽¹⁾	13,90 ⁽³⁾	14,33	12,63	14,04
e_{min}	0,511 ⁽¹⁾	0,569 ⁽³⁾	0,52	0,62	0,56
e_{max}	0,888 ⁽¹⁾	0,877 ⁽³⁾	0,82	1,08	0,87

Source des données

(1) TETC, 1992 ; (2) Caltech Soils Laboratory. ; (3) Dr. M. Riemmer, UC Berkeley (Riemer, 1992). ; (4) Laboratoire Géotechnique Université Laval

Les valeurs des paramètres déterminés pour le sol de Mascouche sont cohérent avec les valeurs des paramètres présentés par les différents auteurs. La Figure 6-13 présente une comparaison des courbes granulométriques entre le sable de Mascouche et les sols utilisés par *Castro et coll.* (1983, [75]).

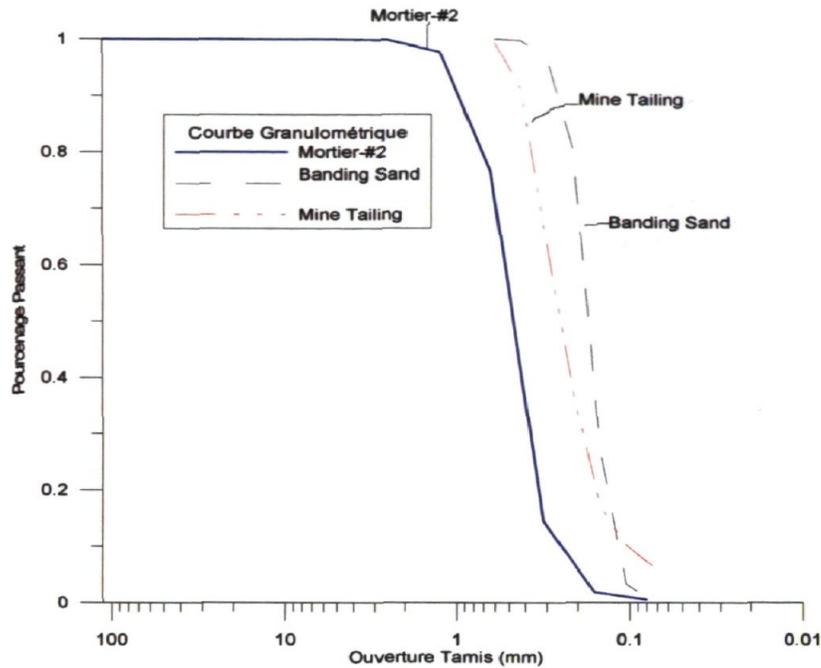


Figure 6-13 : Courbe granulométrique comparative pour le sol Mascouche

Tableau 6-7 : Comparaison des propriétés granulaires pour le sol de Mascouche

Sol	D10 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	Cu
Mascouche	0,25	0,45	0,52	2,08

Castro et coll. (1982)		D10 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	Cu
Banding-Sand #1		0,122	0,178	0,187	1,53
Mine Tailing		0,107	0,256	0,290	2,71

Le sol de Mascouche présente graphiquement une distribution granulométrique comparable à celle du « mine tailing » de Castro (Figure 6-13). Les coefficients d'uniformités, présentés au Tableau 6-7, montrent que le sol de Mascouche présente une granulométrie plus serrée que celle du « mine tailing ».

Afin d'appliquer correctement la procédure de modélisation dimensionnelle identifiée au chapitre III, la ligne SSL du sol a été déterminée pour des plages de contraintes variant entre 40 et 80 kPa. Il était initialement prévu obtenir une plage de valeur variant entre 25 et 200 kPa. Il apparaît que les contre-pressions utilisées lors des essais soient insuffisantes, ce qui pourrait expliquer la difficulté de saturation de l'essai CIUC-02. De plus, le nombre d'essais est minimal pour une telle caractérisation.

7. Évaluation de l'impact de frontières rigides sur le comportement statique et dynamique d'une fondation

7.1. Objectifs

Le présent chapitre présente une série de simulations numériques réalisée au moyen du logiciel d'analyse par différences finies FLAC, version 6.0, de la compagnie Itasca. Ces simulations sont réalisées afin d'établir l'efficacité du prototype proposé de boîte de confinement laminaire en cisaillement. Puisque la modélisation complète de l'interaction des divers composantes de la boîte (cadres, système de roulement, billes, matrice de sol solide, matrice liquide, etc) représente une tâche impossible, le système a été étudié en condition fermée, c'est à dire, en prenant comme hypothèse que les mouvements latéraux des cadres sont restreints. L'analyse permet donc d'étudier l'impact de la distance minimale à respecter entre les parois rigides et l'extrémité de la fondation (Figure 7-1) pour cette configuration. Basée sur les plans de ruptures en cisaillement généralisé, on admettra que cette distance avoisine les 4B. Ainsi, considérant L comme étant la longueur de la boîte de confinement, cette contrainte sur la distance implique :

$$L = 9B \quad 7-1$$

Basée sur ce constat et considérant la dimension longitudinale de la boîte de confinement (4 mètres), la valeur maximale de B est de :

$$B = \frac{4}{9} \cong 0,44 \text{ m}$$

Rappelons que cette dimension est la dimension principale de la fondation. Considérant une fondation de mur de refend standard (*LeBec*, 2009, [68]), ayant une longueur de 12 m, le facteur d'échelle minimal prend alors une valeur de près de 27 ! Une telle valeur apporte alors des contraintes tout à fait insoutenables au niveau de l'appareillage (fréquence, temps d'exposition, etc). Deux solutions sont envisageables afin de résoudre la problématique :

1. Augmenter les dimensions de la boîte.
2. Réduire la distance entre les parois et la fondation.

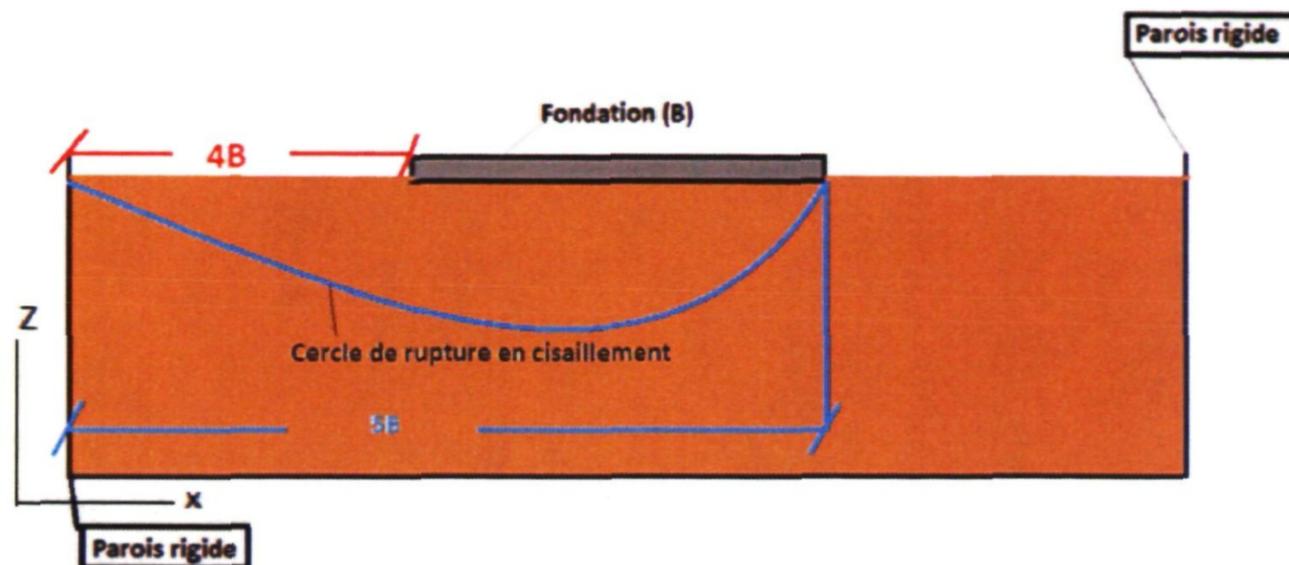


Figure 7-1 : Coupe schématique des plans de rupture théorique

La première solution semble difficile, à la fois d'un point de vue technique, mais également d'un point de vue budgétaire. Considérant que la valeur « idéale » pour le facteur d'échelle se situe dans les alentours de 6 (pour des raisons techniques), la dimension de la boîte (L) doit alors prendre une valeur de :

$$\frac{L}{9} = B_{prototype}$$

Considérant la relation suivante,

$$NB_{prototype} = B_{modèle}$$

Pour une valeur N de 6, il vient que

$$L = 18 m$$

Une telle dimension n'étant pas envisageable dans le cadre du présent projet, il convient de se tourner vers la solution 2. Il est fait l'hypothèse que, puisque l'étude vise l'analyse du bercement des fondations, phénomène qu'il convient de qualifier de local, la distance séparant les parois et la fondation (ϖ) peut être diminuée en deçà des 4B. L'objectif des simulations est donc d'explorer cette hypothèse afin de déterminer la distance minimale envisageable entre les parois de la fondation et les frontières rigides. Pour ce faire, un modèle FLAC doit être réalisé et validé. La validation du modèle est réalisée en fonction de trois aspects majeurs soient : vérification de la distribution des contraintes dans le sol sous la fondation, vérification du calcul de capacité portante et vérification des tassements.

La sous-section suivante présente la réflexion ayant mené à considérer comme étant valide l'hypothèse voulant qu'il soit possible de diminuer la distance entre les extrémités de la fondation et les parois rigides en deçà de la valeur prescrite de $4B$.

7.1.1. Motivation

Lors de l'étude de la rupture en cisaillement généralisé d'un mur de refend, l'approche géotechnique considère généralement la dimension « B » (Figure 7-2) de la fondation afin d'en établir la capacité portante ultime. Au niveau structural, on s'intéressera davantage à la capacité portante suivant l'axe « L » de la fondation. La raison en est que, dans le cas d'un séisme agissant selon l'axe x (Figure 7-3), seuls les murs ayant leurs dimensions « L » (Figure 7-2) placés parallèlement à l'axe de la sollicitation sont réputés efficaces pour la reprise des efforts sismiques. Conséquemment, le mur de refend est sollicité selon un axe perpendiculaire à celui pour lequel la capacité portante de sa fondation est établie via l'approche géotechnique.

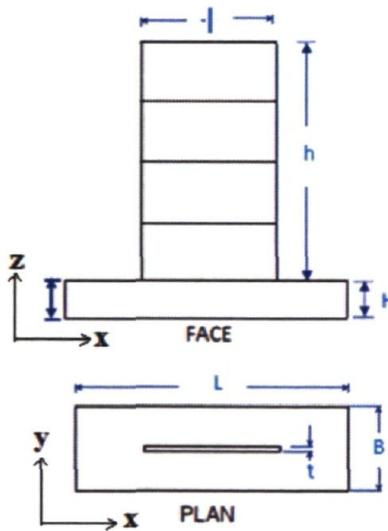


Figure 7-2 : Fondation mur de refend Schéma

Lors de la conception du mur de refend, la fondation est conçue en fonction d'un basculement anticipé, ce qui se traduit concrètement par une réduction de la surface de la fondation. Cette anticipation de la rotation est établie selon l'axe efficace du mur, axe se trouvant par définition perpendiculaire à la dimension « B » (Figure 7-2) de la fondation.

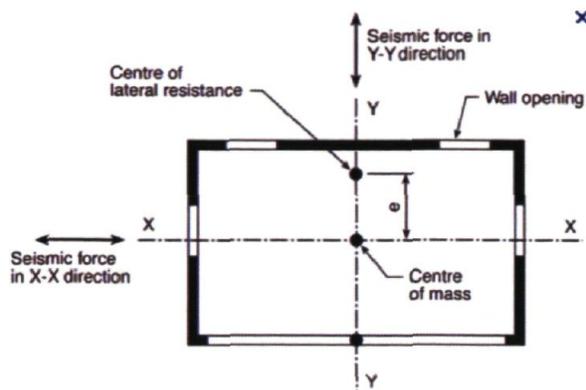


Figure 7-3 : Schéma mur de refend

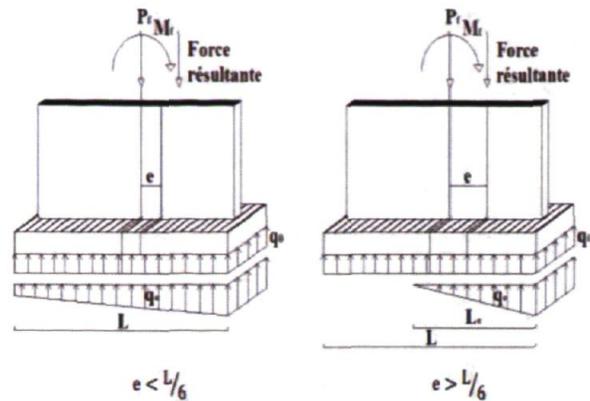


Figure 7-4 : Basculement des fondations et surface efficace (LeBec-2009, [68])

Les plans de rupture se retrouvent dans un axe perpendiculaire à l'axe sollicité par l'effort sismique. De plus, malgré la réduction de la surface efficace imputable au bercement de la fondation, la dimension L_e (Figure 7-4) demeure généralement supérieure à la dimension « B » (Figure 7-2) de la fondation.

Suivant ces constats, il semble opportun d'étudier l'impact de l'interaction des cercles de ruptures en cisaillement avec les parois rigides suivant l'axe de travail du mur de refend sur les rotations de la fondation.

Le logiciel utilisé est FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Ce logiciel base sa logique de calculs sur la méthode des différences finies. FLAC résout les équations de champs gouvernants au moyen d'une méthode incrémentale sur le pas de temps, méthode permettant de remplacer chaque différentielle par une expression algébrique reliée aux variables du champ pour des points discrets dans l'espace (NGO-TRAN, 1996 [91]). Le principe de calcul général se base sur l'équilibre de la quantité de mouvement (Malvern, 1969 [49]; Mase et Mase, 1999 [48]; NGO-TRAN, 1996 [91]) et permet de dériver des « mises à jour » des vitesses et déplacements basés sur les contraintes aux nœuds.

7.2. Validation du modèle

Cette section présente les vérifications réalisées sur le modèle FLAC afin d'en vérifier l'efficacité. Le Tableau 7-1 présente le résumé des simulations réalisées afin de calibrer le modèle FLAC.

Ces simulations s'articulent autour de trois aspects, soient la vérification des contraintes σ_{yy} dans la colonne de sol, l'évaluation de la capacité portante par rapport aux méthodes théoriques ainsi que l'étude des tassements.

Tableau 7-1 : Résumé des essais de calibrations réalisés sur FLAC

Série	Essais (#)	Type	Médium	Objectifs	B (m)	ω (m)	Chargement	Interface
A	1	statique	élastique	Vérifier distribution contrainte	3	Infinie	Pression	Non
	2	statique	élastique	Vérifier distribution contrainte	3	5*B	Pression	Non
	3	statique	élastique	Vérifier distribution contrainte	3	2*B	Pression	Non
B	4	statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3	Infinie	Densité	Non
	5	statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3	5*B	Densité	Non
	6	statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3	2*B	Densité	Non
	7	statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3 ^T	Infinie	Vitesse	Non
	8	statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3 ^T	4*B	Vitesse	Non
	9	statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3 ^T	3*B	Vitesse	Non
	10	statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3 ^T	2*B	Vitesse	Non
	11	Statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3 ^T	1.5*B	Vitesse	Non
	12	Statique	Élasto-plastique	Capacité portante	3 ^T	Infinie	Densité	Unbound
	13	Statique	Élasto-plastique	Tassement	0.15 ^T	N.A.	Vitesse	Non
	14	Statique	Élasto-plastique	Tassement	0.15 ^T	N.A.	Vitesse	Non
	15	Statique	Élasto-plastique	Tassement	0.15 ^T	N.A.	Vitesse	Non
	16	Statique	Élasto-plastique	Tassement	0.15 ^T	N.A.	Vitesse	Non
	17	Statique	Élasto-plastique	Tassement	0.15 ^T	N.A.	Vitesse	Non
	18	Statique	Élasto-plastique	Tassement	0.15 ^T	N.A.	Vitesse	Non

^T : Utilisation d'un demi espace. La valeur de B devrait ainsi être multipliée par deux afin d'obtenir la valeur « réelle » de B.

Trois méthodes de chargement ont été utilisées afin de produire des contraintes dans le sol soient : application d'une pression (Pression), application d'une vitesse de déformation

(Vitesse) et variation de la densité (Densité). L'utilisation d'éléments poutres pour la méthode de chargement misant sur une variation de la densité nécessite de raccorder ces éléments structuraux au maillage de sol. Ce raccordement peut être réalisé de manière solidaire à la grille, ce qui représente la méthode la plus simple quoique moins représentative du comportement réel d'une fondation. Pour ce cas, on considère qu'il n'y a pas d'interface, puisque l'élément structural est directement attaché aux nœuds de maillage.

Une seconde méthode de raccordement entre le maillage et les éléments structuraux peut être obtenue en considérant une interface. FLAC propose trois types d'interfaces, soient les interfaces « Glued », « Bound » et « UnBound ». L'ensemble des interfaces utilisés dans les présentes simulations sont de type « Bound » : ils ne permettent pas de décollement.

Tableau 7-2 : Paramètres des simulations FLAC

Essais (#)	ρ (kg/m ³)	K (MPa)	G (MPa)	ϕ (°)	ψ (°)	Cohésion (kPa)
1	0	49	19	N.A.	N.A.	N.A.
2	0	49	19	N.A.	N.A.	N.A.
3	0	49	19	N.A.	N.A.	N.A.
4	2000	336	126	38	10	0
5	2000	336	126	38	10	0
6	2000	336	126	38	10	0
7	0	200	100	0	0	100
8	0	200	100	0	0	100
9	0	200	100	0	0	100
10	0	200	100	0	0	100
11	0	200	100	0	0	100
12	2000	336	126	38	10	0
13	1834	107	41	31	0	0.048
14	1834	85	33	31	0	0.048
15	1834	164	61	31	0	0.048
16	1834	128	49	31	0	0.048
17	1834	114	43	31	0	0.048
18	1834	91	34	31	0	0.048

Le symbole ω (Figure 7-24) renvoie à la distance présente entre la fondation et la frontière rigide confinant l'échantillon. À noter que pour l'ensemble des simulations utilisant un

médium élasto-plastique, un critère de rupture de type Mohr-Coulomb est utilisé. Le Tableau 7-2 présente les paramètres utilisés dans les différentes simulations FLAC. Les résultats ainsi que les discussions relatives à chacune des simulations sont présentés dans les sous-sections 7.2.1 à 7.2.3. Le Tableau 7-11 présente un résumé des essais dynamiques réalisés dans FLAC. Une présentation plus détaillée de ces essais est faite à la section 7.3. À noter que les paramètres élasto-plastiques utilisés dans ces essais sont les mêmes que ceux des simulations #4 à #6 (Tableau 7-2). Les simulations dynamiques sont réalisées en fonction des dimensions géométriques prévues pour la boîte de confinement, dimensions présentées au chapitre 3 et 4.

7.2.1. Validation des contraintes

La première série de vérification (#1 à #3) consiste à étudier la distribution des contraintes dans le sol sous la fondation. Une simplification courante dans la pratique consiste à considérer une distribution homogène de la contrainte sous la fondation, transmise dans un ratio 2 : 1 suivant la profondeur (Figure 7-5).

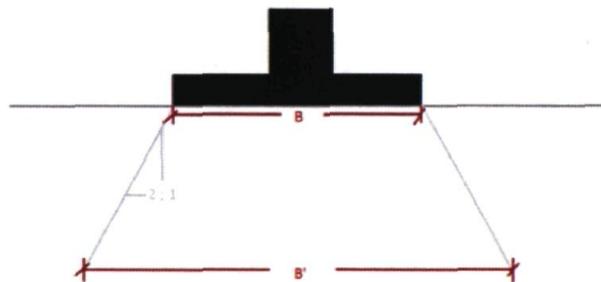


Figure 7-5 : Schématisation de la distribution 2 :1 des contraintes dans le sol

Cette méthode étant très répandue dans la pratique, il semble intéressant de la comparer à une analyse plus fine afin d'évaluer son efficacité. La seconde méthode est la distribution établie selon la relation de Boussinesq (Figure 7-6). Les équations de Boussinesq se basent sur quatre hypothèses importantes soient :

1. Le poids propre du sol n'est pas pris en considération ($\gamma_{sol} = 0$).
2. La masse de sol doit être élastique.
3. Le chargement est vertical et agit en un point spécifique.
4. Ratio constant entre les contraintes et les déformations (loi de *Hook* valide donc).

À partir de ces hypothèses, il est possible de dériver les équations de Boussinesq pour le cas d'une fondation superficielle. Le résultat est présenté sous forme graphique à la Figure 7-6. Sur cette figure, les iso-contours représentent le pourcentage de la charge répartie, appliqués sur la fondation (ou le sol) en fonction des dimensions de la surface d'application, de la contrainte et de la profondeur. La partie de droite présente les iso-contours pour le cas d'une fondation continue (semelle filante) alors que la section de gauche présente les iso-contours pour une fondation de forme carrée.

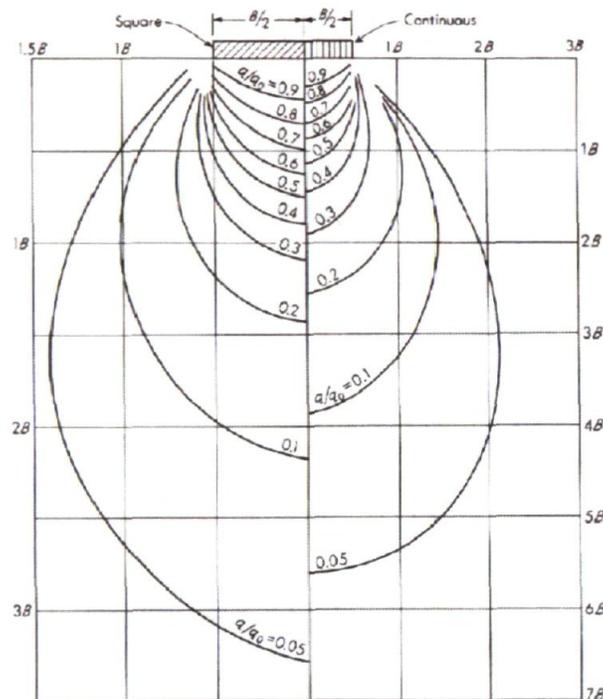


Figure 7-6 : Distribution de la contrainte selon Boussinesq

La troisième méthode discutée afin d'estimer la propagation des contraintes dans le sol est la méthode de Westergaard, proposée en 1938, dont la solution pour les fondations a été dérivée en 1948 par Taylor (*Fellenius*, 2011 [92]). Il s'agit maintenant d'obtenir une distribution de contraintes via le logiciel FLAC pour la comparer aux distributions théoriques précédemment discutées. Lors de l'analyse, FLAC subdivise chaque élément en deux paires de triangles, qui sont indépendamment évalués. Ainsi, FLAC est-il très sensible à la distribution du maillage. En conséquence, des mailles présentant une forme régulière, préférablement carrées, sont-elles à privilégier. Le modèle d'intérêt utilisé dans FLAC pour réaliser les calculs comprend 7 560 éléments, couvrant une dimension effective de 63x30 (1 890 m²) (Figure 7-7).

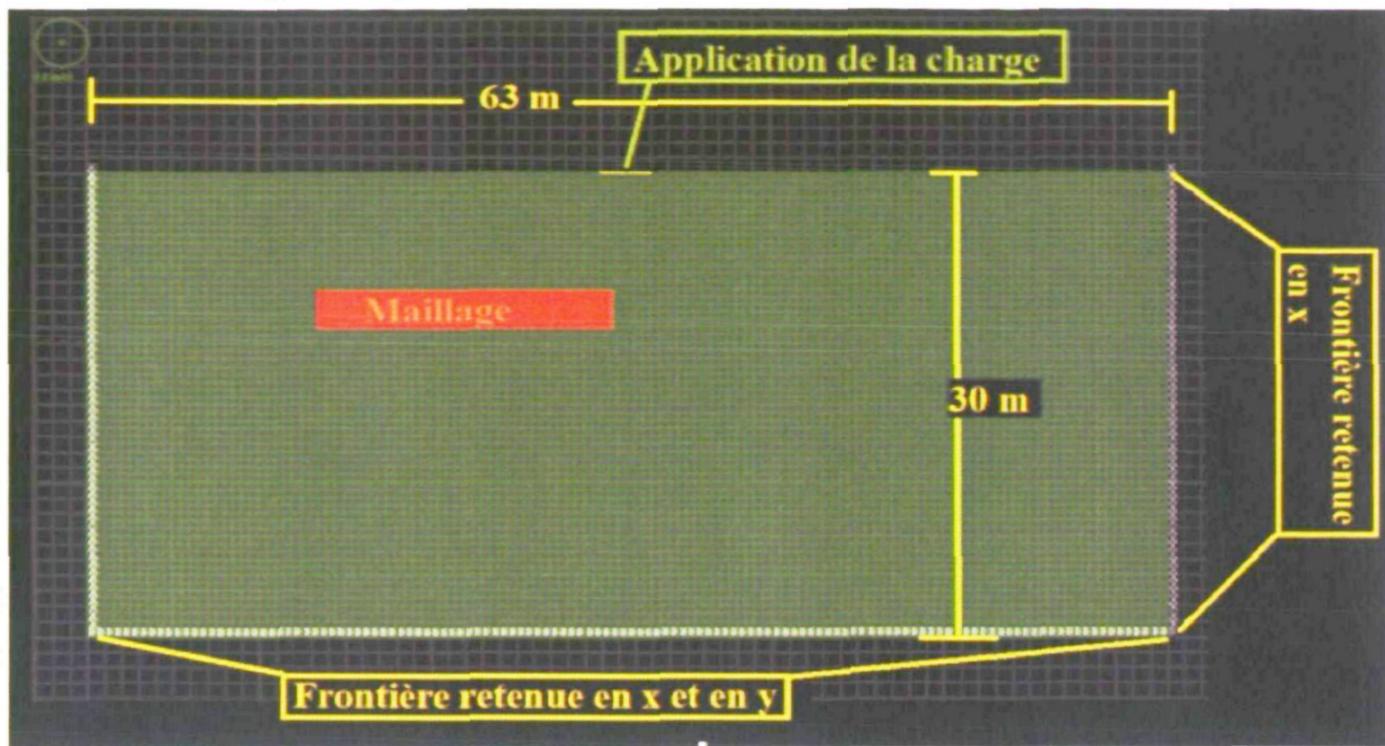


Figure 7-7 : Modèle FLAC validation statique

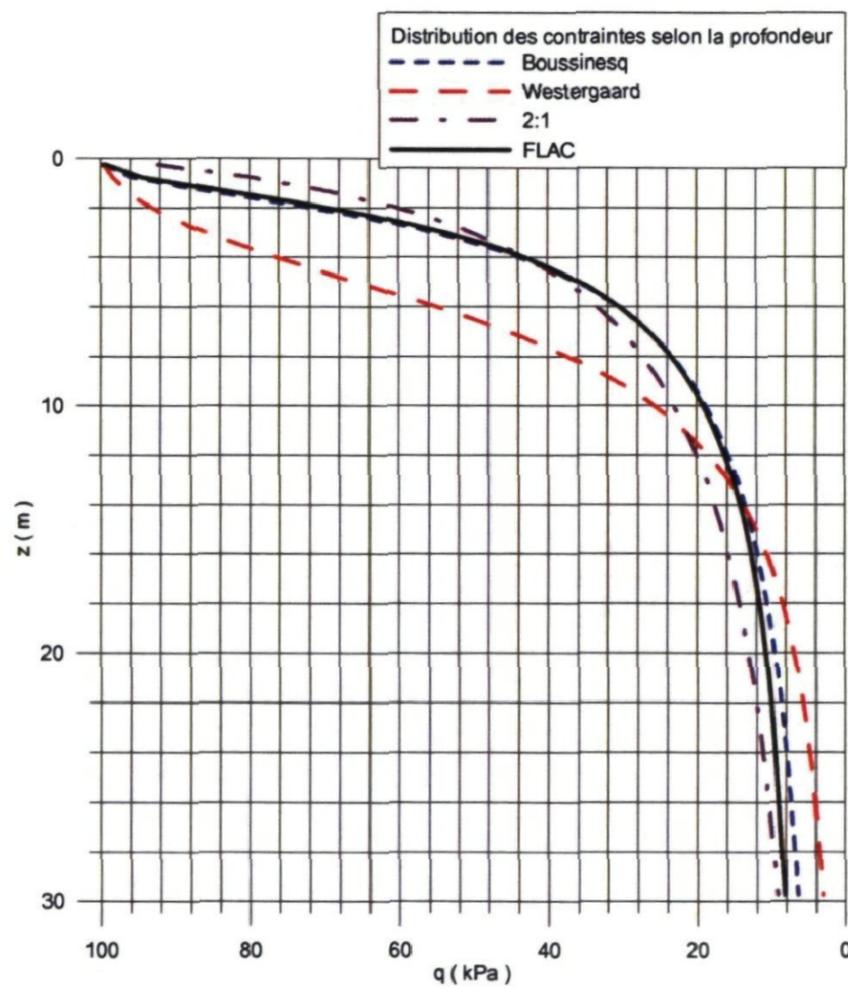


Figure 7-8 : Distribution de la contrainte selon la profondeur (FLAC, 2;1, BOUSSINESQ; Westergaard)

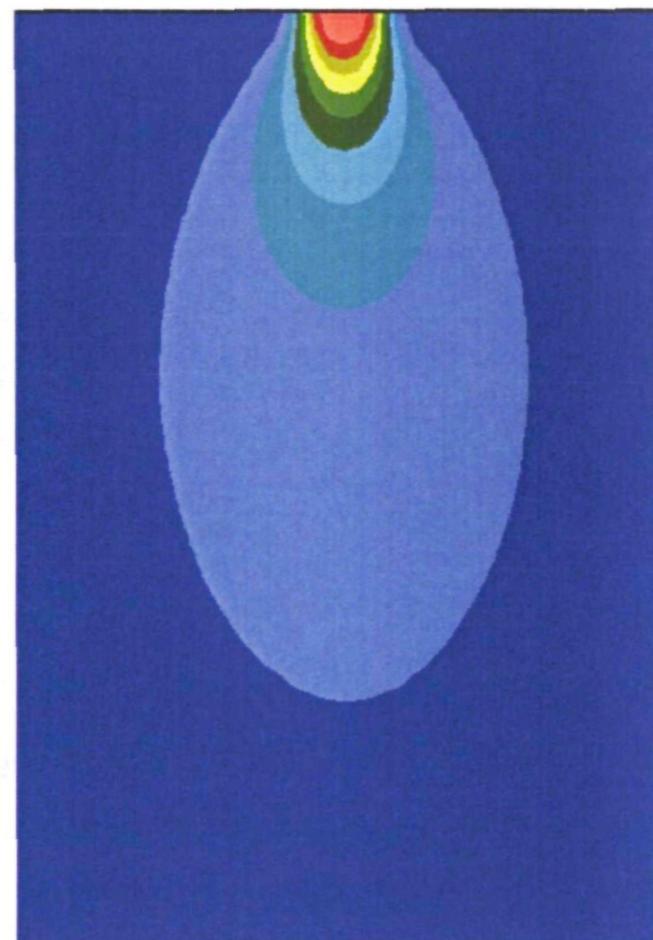


Figure 7-9 : Bulbe de Boussinesq (obtenu via FLAC)

Chaque élément représente ainsi une surface de 0.25 m^2 ($0.5 \times 0.5 \text{ m}$). La dimension B (Figure 7-2) de la fondation prend une valeur de 3 mètres. Le graphique présenté à la Figure 7-8 présente la distribution de la contrainte dans le sol sous la fondation, calculée selon les méthodes

théoriques (2 :1, Boussinesq ; Westergaard) d'une part et FLAC de l'autre, et ce, pour une contrainte appliquée de 100 kPa.

Le Tableau 7-3 présente l'écart (%) entre les valeurs obtenues par calculs théoriques et les valeurs obtenues par le logiciel FLAC.

Tableau 7-3 : Contraintes dans le sol, écart entre FLAC et calculs théoriques

Écart (simulation #1)							
(%)							
Profondeur (m)	Boussinesq	2 :1	Westergaard	Profondeur (m)	Boussinesq	2 :1	Westergaard
0,25	0,43	0,14	7,12	15,25	5,73	12,18	24,53
0,75	1,46	4,00	15,41	15,75	6,20	15,29	24,51
1,25	2,85	14,20	16,63	16,25	6,73	18,28	24,38
1,75	3,21	27,24	14,87	16,75	7,26	21,11	24,20
2,25	2,95	40,88	11,95	17,25	7,81	23,80	23,97
2,75	2,52	53,74	8,64	17,75	8,39	26,37	23,68
3,25	2,09	64,86	5,31	18,25	8,93	28,77	23,41
3,75	1,69	73,56	2,13	18,75	9,60	31,15	22,93
4,25	1,34	79,56	0,85	19,25	10,17	33,33	22,57
4,75	1,05	82,82	3,61	19,75	10,80	35,45	22,10
5,25	0,77	83,42	6,11	20,25	11,43	37,47	21,61
5,75	0,52	81,82	8,40	20,75	12,06	39,40	21,11
6,25	0,28	78,42	10,46	21,25	12,69	41,24	20,58
6,75	0,04	73,72	12,34	21,75	13,42	43,05	19,89
7,25	0,20	68,12	14,02	22,25	14,08	44,75	19,29
7,75	0,42	62,05	15,56	22,75	14,67	46,33	18,76
8,25	0,68	55,69	16,91	23,25	15,37	47,91	18,06
8,75	0,92	49,35	18,15	23,75	16,02	49,39	17,43
9,25	1,20	43,09	19,23	24,25	16,61	50,77	16,87
9,75	1,45	37,07	20,23	24,75	17,32	52,17	16,12
10,25	1,76	31,26	21,08	25,25	17,89	53,44	15,55
10,75	2,07	25,74	21,82	25,75	18,50	54,68	14,92
11,25	2,39	20,50	22,47	26,25	19,07	55,85	14,34
11,75	2,72	15,57	23,04	26,75	19,59	56,95	13,82
12,25	3,10	10,89	23,49	27,25	20,15	58,04	13,21
12,75	3,49	6,46	23,85	27,75	20,59	59,02	12,79
13,25	3,89	2,32	24,15	28,25	21,08	59,99	12,28
13,75	4,30	1,60	24,38	28,75	21,43	60,86	11,95
14,25	4,76	5,33	24,49	29,25	21,75	61,68	11,67
14,75	5,23	8,85	24,55	29,75	21,94	62,42	11,57

La distribution de contraintes obtenue de FLAC est cohérente avec la distribution de Boussinesq (Tableau 7-3). La Figure 7-9 présente les iso-contours de contraintes dans le medium élastique

tirés du logiciel FLAC. Le bulbe ainsi formé présente une forme conforme à la forme attendue de la théorie de Boussinesq (Figure 7-6). Ceci, combiné à la corrélation quasi parfaite entre la distribution de contraintes numériques et théoriques, permet d'affirmer que FLAC est pleinement capable de reproduire une distribution de contraintes cohérente dans le sol. Il s'agit maintenant d'utiliser cette capacité de calcul du logiciel afin d'étudier l'impact de la présence de frontières rigides en fonction de la distance à la semelle. La Figure 7-10 présente trois courbes de propagation de contraintes dans le sol. Trois cas sont ainsi tracés, soit le cas sans frontière (pour fin de comparaison), le cas d'une distance ϖ de 5B et le cas d'une distance ϖ de 2B (Figure 7-11). L'étude du graphique permet de faire l'observation qu'en deçà de 3B, l'influence de la frontière rigide est importante. Néanmoins, cette influence ne semble pas se faire sentir dans les premiers mètres de sol. Ainsi, pour une profondeur allant de 0 à 3 mètres, soit une profondeur de B, les trois courbes sont relativement semblables.

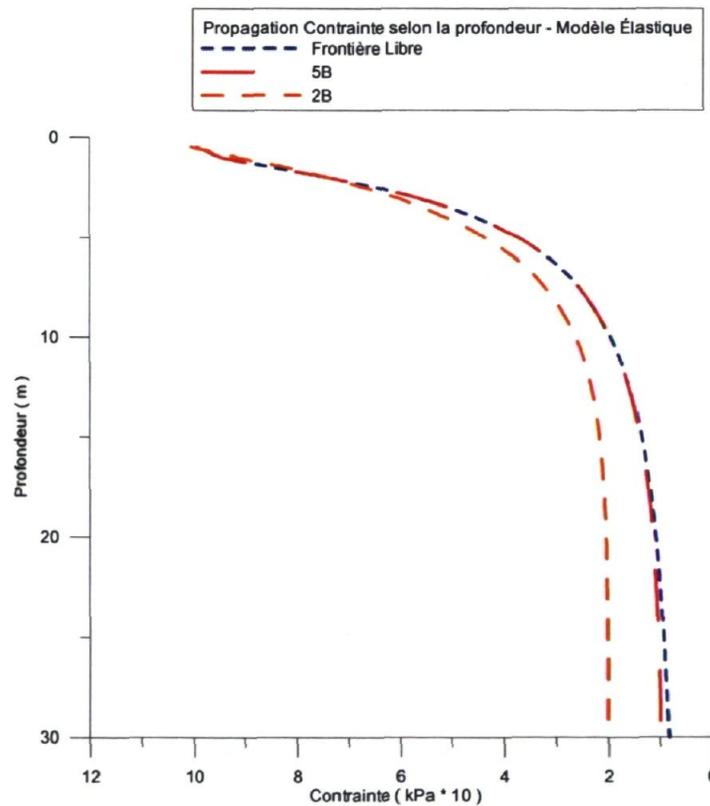


Figure 7-10 : Influence d'une frontière rigide sur la distribution de la contrainte au centre de la fondation selon z (simulation #1,2,3)

Il semble ainsi prudent à cette étape d'affirmer que la modélisation des contraintes par le logiciel FLAC est adéquate. De plus, suite à l'étude de l'influence sur la distribution des

contraintes dans le sol par la présence de frontières rigides, il est remarqué que la distance minimale est de 3B. Néanmoins, pour des distributions de contraintes situées à une profondeur inférieure à la dimension B de la fondation, cette influence semble négligeable.

7.2.2. Évaluation de la capacité portante

L'étape suivante consiste à vérifier la capacité du modèle à prédire la rupture correctement (simulations #9 à #15). La fondation est réputée superficielle, non-encastree et reposant sur un médium non cohérent décrit par le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Pour cette situation, l'équation de capacité portante se réduit à (Meyerhof, 1963) [74] :

$$q_{ult} = \frac{1}{2} N_y S_y \gamma B \quad 7-2$$

Les termes B et γ sont définis à la Figure 7-12. Le coefficient N_y , originellement introduit par Terzaghi (1943) [93], est un facteur de forme faisant l'objet d'un nombre impressionnant de publications et pour lequel l'écart entre les diverses méthodes de calculs recensées dans la littérature est important (Frydman et Burd, 1997 [94]).

Tel que rapporté par Frydman et Burd (1997), pour un angle de frottement de 40 degrés, la valeur de N_y varie de 38 à 192 (Bowles, 1988 [76]) ! Dans le cas présent, la formulation classique de Meyerhoff (1956) [73] est utilisée. Ainsi, suivant que la dimension B *effective* de la fondation est de 3,50 mètres, l'équation 7-2 conduit à une valeur de capacité portante $q_{ult} \approx 2\,200\text{ kPa}$. La Figure 7-13 présente les valeurs des différentes capacités portantes suivant que le calcul est établi suivant le modèle de Terzaghi, Meyerhof, Vesic ou Hansen. La Figure 7-13 présente également la courbe numérique contrainte-tassement issue du logiciel FLAC. La Figure 7-11 présente le modèle FLAC utilisé pour les calculs de capacité portantes. La rupture calculée via le logiciel FLAC est relativement près de la rupture théorique calculée via les modèles théoriques de Terzaghi et Vesic. L'utilisation d'une interface n'a pas modifié la valeur de la capacité portante (Figure 7-13).

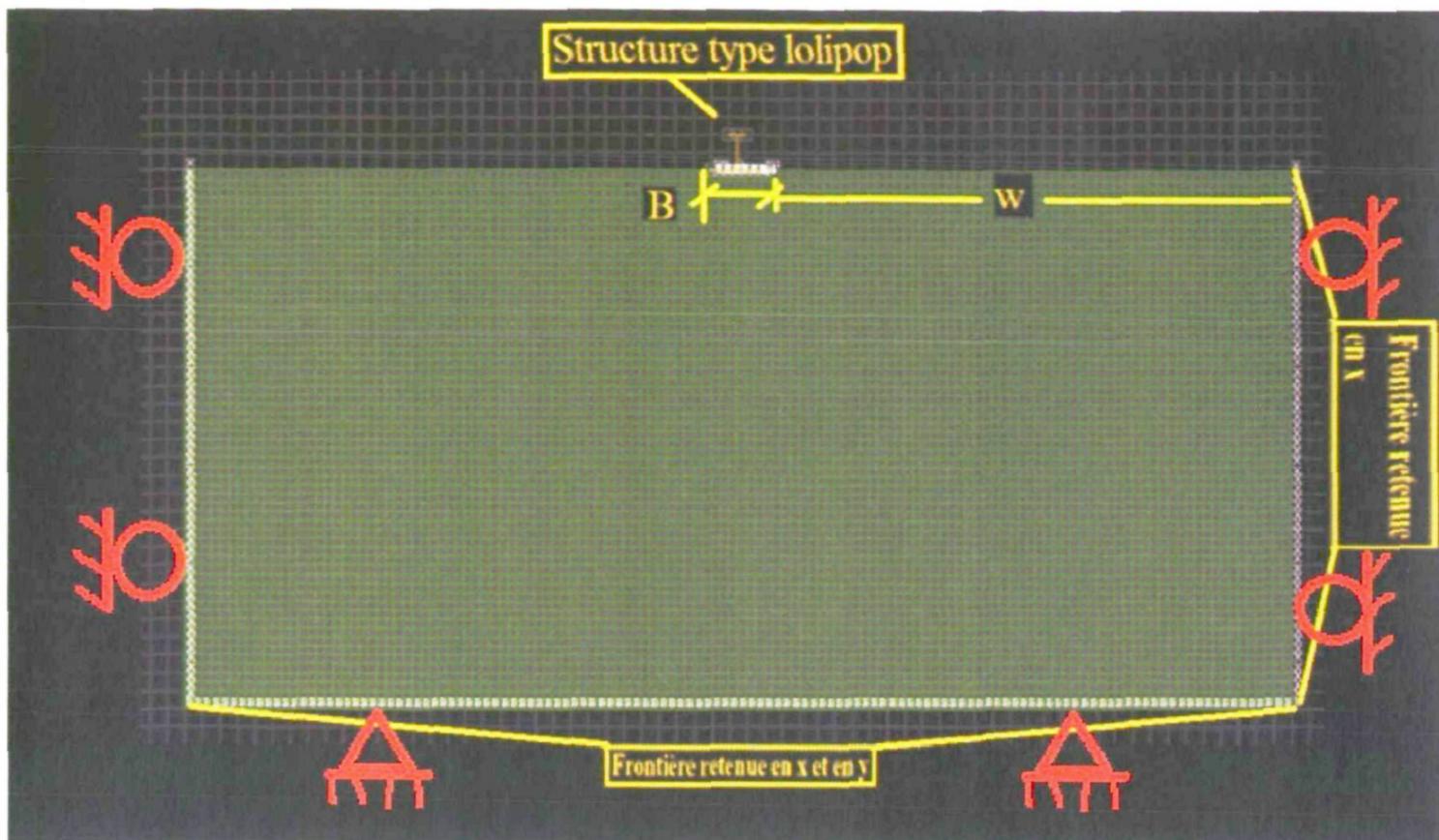
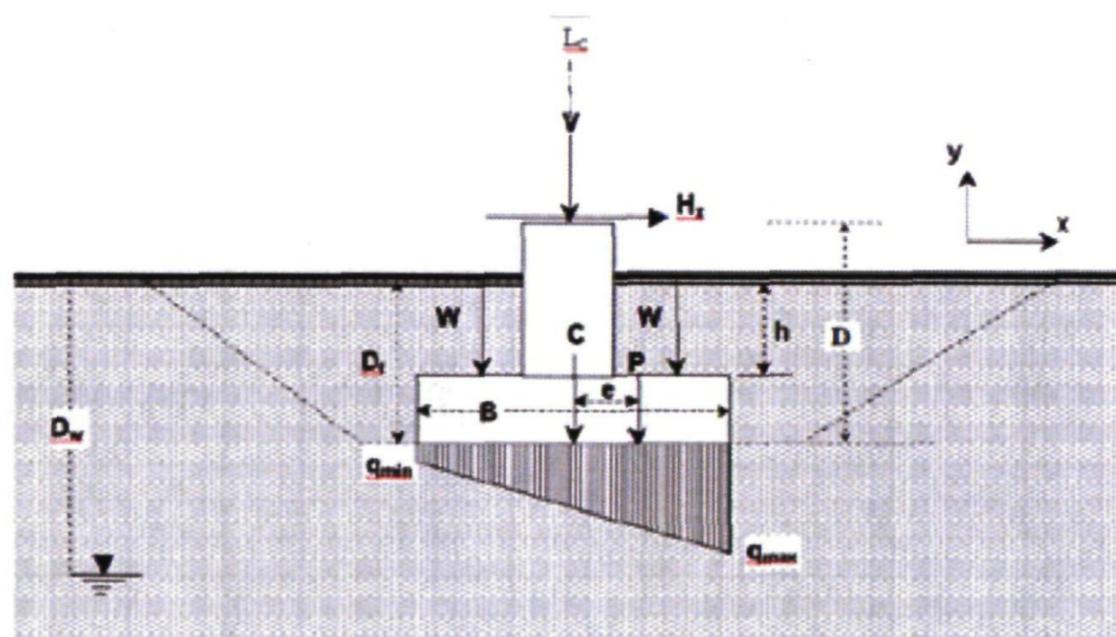


Figure 7-11 : Modèle FLAC capacité portante



γ : Poids volumique

Figure 7-12 : Schéma de fondation

Figure 7-13 : Contrainte - tassement fondation

La fourchette de valeurs acceptables semble extrêmement large. Il convient, en ce sens, d'effectuer une vérification plus précise. Cette vérification est possible lorsqu'on omet le paramètre N_y des calculs de capacité portante. Une telle vérification est réalisée dans le guide

verification problems – problem #6, guide fourni avec le logiciel FLAC. Le sol considéré possède les propriétés suivantes :

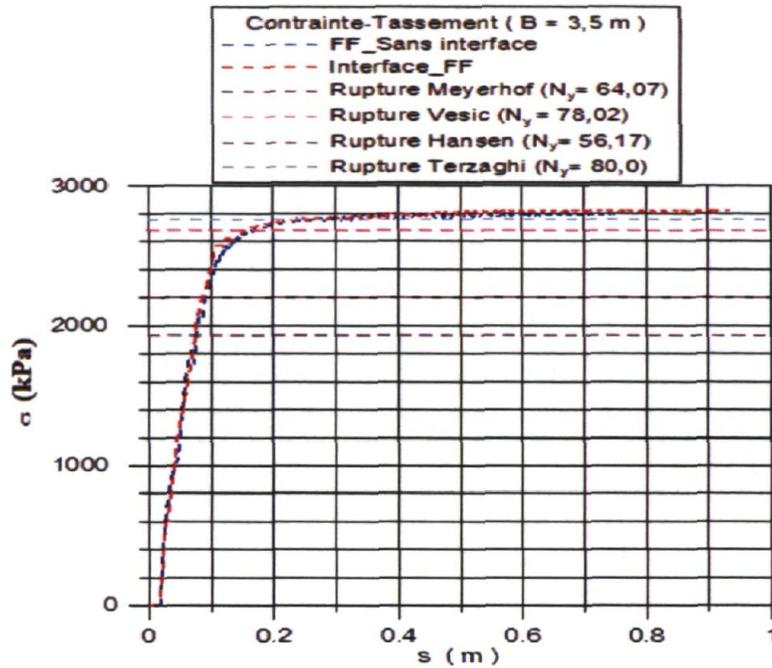


Tableau 7-4 : Propriétés du sol FLAC - Problème de vérification #6

Propriété	ρ (kg/m ³)	G (MPa)	K (MPa)	c (kPa)	φ (degrés)	ψ (degrés)
Valeur	1 000	100	200	100	0	0

Dans un tel cas, la solution au problème de Prandtl s'exprime telle que (Terzaghi et Peck, 1967) :

$$q_{ult} = (2 + \pi)c \quad 7-3$$

où c représente la cohésion du matériel. La capacité portante attendue est donc de 514 kPa. La Figure 7-14 présente une série de courbes contrainte-tassement obtenues du logiciel FLAC.

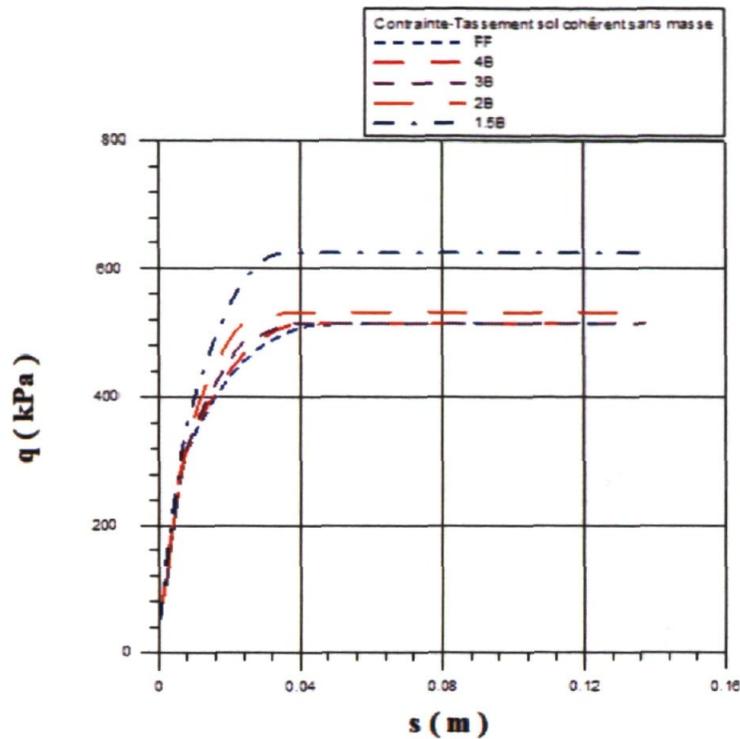


Figure 7-14 : Courbe contrainte-tassement obtenue de FLAC

La rupture se produit à une contrainte quasi identique à la valeur théorique pour le cas du sol sans frontière. L'erreur croît ensuite graduellement avec la réduction de la distance entre la semelle et la frontière rigide. Pour des valeurs inférieures à 2B, l'erreur devient très importante par rapport à la valeur théorique. Cette observation semble confirmer les conclusions de la sous-section précédente (Section 7.2.1). Ainsi, le logiciel FLAC est pleinement capable de calculer la capacité portante d'une fondation.

7.2.3. Calibration du modèle : tassements

Il s'agit maintenant de vérifier les tassements obtenus (simulations #4 à #9). De manière théorique, les tassements dans un sol pulvérulent *élastique* s'évaluent suivant la relation suivante :

$$s = \sum s_n = \sum_{n=1}^i \left[\frac{\Delta\sigma_{vn}}{E_n} H_{0n} \right]$$

Où s_n est le tassement dans la sous-couche n , $\Delta\sigma_v$ la variation de la contrainte verticale au centre de la sous-couche (aussi réputée contrainte verticale nette), H_n la hauteur initiale de la

sous-couche n, et E le module sécant de la sous-couche n. En supposant un module élastique constant sur la hauteur du massif et en choisissant des sous-couches ayant une hauteur similaire, l'équation s'écrit :

$$s_i = \frac{H_0}{E} \sum_{n=1}^i [\Delta\sigma_{vn}]$$

Basées sur les différentes courbes de contraintes, déterminées précédemment (Figure 7-8), les contraintes effectives nettes suivant la profondeur sont déterminées et les tassements calculés pour des contraintes de 100 et 1500 kPa.

Tableau 7-5 : Comparaison des tassements théoriques et numériques

Contrainte (kPa)	Méthode	E (MPa)	Tassement théorique (mm)	Tassement FLAC (mm)	Écart à la valeur numérique (mm)
100	2 :1	336	2.14	1.8	0.34
100	Westergaard	336	2.46	1.8	0.66
100	Boussinesq	336	1.99	1.8	0.19
1 500	2 :1	336	32.1	60.41	28.31
1 500	Westergaard	336	36.97	60.41	23.44
1 500	Boussinesq	336	29.81	60.41	30.6

Le module de Young s'obtient à partir des modules de cisaillement et de volumes spécifiés dans le modèle de FLAC. Trois méthodes, conformément à ce qui est développé à la section 7.2.1, sont évaluées afin d'établir la propagation de la contrainte dans le sol et donc, de calculer les tassements.

L'ensemble des simulations indique une corrélation adéquate dans le cas de la contrainte de 100 kPa pour les calculs réalisés au moyen des trois méthodes. La comparaison via la méthode Westergaard est la plus mauvaise. Avec l'augmentation de la contrainte de 100 à 1 500 kPa, l'écart entre les valeurs théoriques et numériques augmente de façon marquée. Cette augmentation de l'écart s'explique par le fait que les méthodes théoriques idéalisent le sol comme étant un médium purement élastique, ce qui n'est pas le cas dans FLAC. La disparité entre cette hypothèse et la réalité augmente avec la contrainte imposée au sol et donc, logiquement, l'écart entre les tassements calculés de manière théorique et les tassements numériques augmente également. Afin d'illustrer ce fait, un calcul de tassement est ré-effectué

pour une contrainte de 1 500 kPa, à la différence que cette fois le sol est imposé comme étant un médium purement élastique dans le logiciel FLAC (Tableau 7-6).

Tableau 7-6 : Tassement médium élastique

Contrainte (kPa)	Méthode	E (MPa)	Tassement Théorique (mm)	Tassement FLAC (mm)	Écart à la valeur numérique (mm)
1 500	2 :1	336	32,1	32,09	≈ 0
1 500	Westergaard	336	36,97	32,09	4,87
1 500	Boussinesq	336	29,81	32,09	2,28

L'influence de l'hypothèse du médium élastique est ainsi clairement mise en évidence. Il convient ici de conclure à la capacité de FLAC à calculer de manière satisfaisante des tassements et ce, en conformité à ce qu'il est entendu d'obtenir suivant la littérature. À l'évidence toutefois, obtenir un accord entre une méthode numérique et un calcul théorique est certes un premier pas, mais il ne permet nullement de conclure sur la validité de l'approche. Afin de valider les calculs, des mesures étalons in situ sont nécessaires.

7.2.3.1. Étude des tassements versus mesures in situ

L'étude de *Sheehan et coll.* (2010, [95]) met en scène une fondation circulaire sur un dépôt de sol composé de 0,46 mètre de sable silteux, recouvrant 3 mètres de silt non plastique, le tout reposant sur un médium qualifié par les auteurs d'incompressible. La fondation présente un diamètre de 0,9 m pour une épaisseur de 0,3 m (Figure 7-15) et est encastrée à 0,25 cm dans le sol. Le sol est réputé non saturé et présente un poids volumique de 18 kN/m³. L'instrumentation de la fondation comprend une série de capteurs de pression (« Telltate »), présents à différentes profondeurs sous la fondation, ainsi qu'une série de potentiomètres linéaires.

Les paramètres élastiques du sol sont évalués au moyen de quatre méthodes distinctes. La première méthode est l'essai au pénétromètre standard, SPT, reliant empiriquement le travail fourni lors de l'essai aux différents paramètres du sol selon la relation [95] :

$$E = 5\sqrt{OCR} + 12N_{1-60}$$

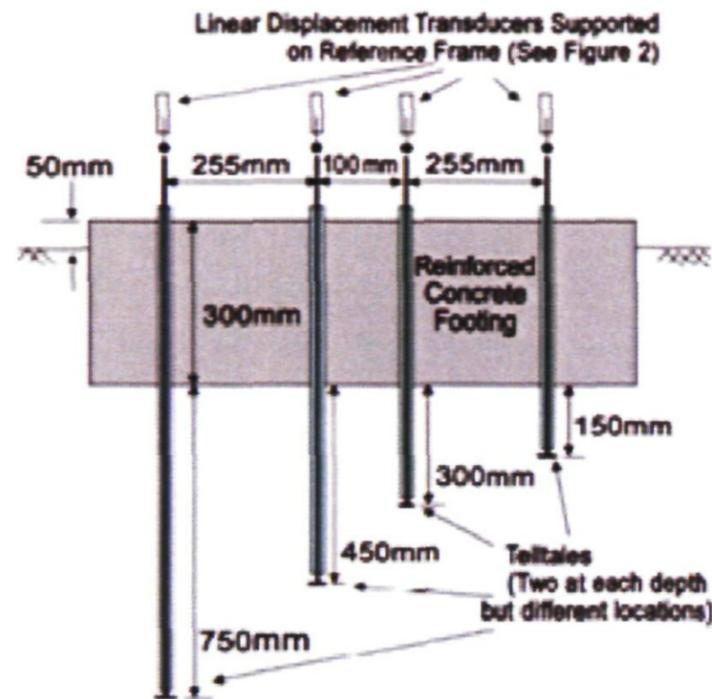


Figure 7-15 : Schéma de la fondation expérimentale (Sheehan et coll., 2010)

Les trois autres méthodes se basent sur les vitesses de propagations des ondes afin de relier la densité du sol au module de cisaillement à petites déformations via la relation :

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad 7-4$$

Deux des méthodes de mesures utilisées sont des méthodes dites in situ, soit la méthode SASW et la méthode « cross-hole ». La dernière méthode est la colonne de résonance. L'ensemble des paramètres ainsi déterminés sont résumés au Tableau 7-7. Dans ce tableau, seuls les modules issus des méthodes géophysiques sont montrés, considérant la piètre qualité des calculs réalisés via la méthode du SPT par rapport aux données mesurées in situ.

Tableau 7-7 : Résumé des données expérimentales de Sheehan (2010)

Méthode	ρ (kg/m ³)	V_s (m/s)	G_{max} (MPa)	E_{max} (MPa)	ν	G (MPa)	E (MPa)	K (MPa)
SASW	1 834	149	41	109	1/3	33	87	83
CrossHole	1 834	183	61	164	1/3	49	131	129
Colonne	1 834	152.5	43	114	1/3	34	91	89

La charge maximale appliquée sur la fondation est de 89 kN, ce qui, considérant les dimensions de la fondation, implique une contrainte de 135 kN. Le tassement maximum mesuré par les auteurs est de 0,6 mm. Les auteurs réalisent également une série de modélisations par éléments finis au moyen du logiciel PLAXIS (Tableau 7-8). À noter que, pour l'ensemble des essais, l'angle de frottement est de 31 degrés, la cohésion 48 Pa et l'angle de dilatance est fixé à zéro. La distance des frontières rigides lors des simulations est fixée à 3 mètres pour l'ensemble

des essais des auteurs. Ces résultats présentent ainsi une base comparative afin de valider adéquatement le modèle FLAC. Les résultats des différentes simulations sont présentées au Tableau 7-8.

Tableau 7-8 : Résultats des simulations FLAC

Essais	Méthode	Tassement (mm)		
		PLAXIS	FLAC	réel
#13	SASW	-	0,46	0,6
#14	SASW	0,48	0,58	0,6
#15	Cross Hole	-	0,30	0,6
#16	Cross Hole	0,33	0,39	0,6
#17	Colonne résonante	-	0,44	0,6
#18	Colonne résonante	0,58	0,55	0,6

Les simulations FLAC #14-#16-#18 utilisent des modules élastiques à 80% des valeurs maximales. Les simulations fermées #13-#15-#17 recourent aux modules G_{max} et E_{max} . Le Tableau 7-9 présente les écarts entre les différentes modélisations.

Tableau 7-9 : Écart de modélisation

Essais	Méthode	ÉCART (%)	
		Plaxis	réel
#13	SASW	N.A.	23,3
#14	SASW	20,8	3,3
#15	Cross Hole	N.A.	50,0
#16	Cross Hole	18,2	35,0
#17	Colonne résonante	N.A.	26,7
#18	Colonne résonante	5,2	8,3

Les différents paramètres utilisés pour les calculs sont présentés au Tableau 7-10. Le modèle FLAC utilise un sol élasto-plastique ayant un critère de rupture de type Mohr-Coulomb, conformément aux modélisations de la référence [95]. À la lumière des données présentées, il convient de noter qu'il existe une importante différence entre les résultats présentés par la référence [95] et les simulations réalisées dans le logiciel FLAC. La raison pour laquelle l'écart entre les résultats des modèles numériques PLAXIS et FLAC est si importante, en pourcentage,

n'est pas claire dans l'esprit de l'auteur. Il importe toutefois de noter que la fondation étudiée par Sheehan et coll. est de type circulaire.

Tableau 7-10 : Paramètres FLAC

Essais	Méthode	ν	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ρ (kg/m ³)	ϕ (°)	ψ (°)	Cohésion (Pa)
#13	SASW	1/3	87	41	107	1 834	31	0	48
#14	SASW	1/3	109	33	85	1 834	31	0	48
#15	Cross Hole	1/3	131	61	164	1 834	31	0	48
#16	Cross Hole	1/3	164	49	128	1 834	31	0	48
#17	Colonne résonante	1/3	91	43	114	1 834	31	0	48
#18	Colonne résonante	1/3	114	34	91	1 834	31	0	48

FLAC étant un logiciel bidimensionnelle, il est impossible d'utiliser une logique structurale en condition axisymétrique afin d'étudier une fondation circulaire (il faudrait recourir à FLAC-3D). En conséquence, des facteurs d'équivalences, tirés de Rowe et Booker (1981) [96], sont utilisés. Pour une fondation carré, le tassement s'évalue tel que :

$$S = \frac{qB}{E} I_s \quad 7-5$$

Pour une fondation circulaire, le tassement s'évalue tel que

$$S = \frac{qB}{E} I_c \quad 7-6$$

Les facteurs de forme I_s et I_c sont déduits des abaques de la Figure 7-16.

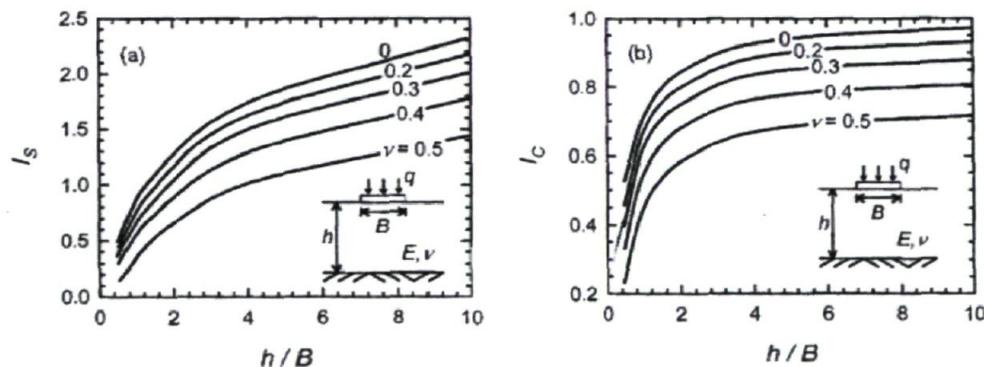


Figure 7-16 : Abaque d'influence facteur de forme (Rowe et Booker, 1981 (a,b))

Il conviendra également de noter deux aspects singuliers des résultats présentés au Tableau 7-8. Premièrement, ayant utilisé les mêmes modules élastiques dans l'ensemble des simulations, les écarts entre les simulations issus de PLAXIS et de FLAC devraient montrer un pourcentage d'écart constant. Or, à l'évidence, tel n'est pas le cas. Si les écarts sont constants entre les méthodes #1-SASW et #2-C.H., à 4% près, tel n'est pas le cas pour la méthode #3-Col. La raison de ces divergences n'est pas claire dans l'esprit de l'auteur.

Deuxièmement, les calculs réalisés via le logiciel FLAC montrent une capacité de prédiction intéressante, exhibant des écarts à la valeur in situ de 3 % lors de l'utilisation des modules efficaces issues de la méthode #1-C-H. La méthode #3-Col montre également un accord important entre les valeurs numériques et in situ. De plus, cette méthode, lorsque sont considérés les modules réduits, montre des taux d'écarts sous les 10% à la fois par rapport au logiciel PLAXIS et aux données terrain. En ce sens, il convient de considérer que cette méthode présente la meilleure capacité de prédiction. Cette remarque est en accord avec les commentaires de Sheehan et coll.

À la lumière des différents essais de calibration réalisés sur le modèle d'intérêt, celui-ci est satisfaisant et pleinement capable de capturer la physique du phénomène de chargement uniaxiale statique. En effet, le modèle a démontré sa capacité à reproduire adéquatement la distribution de contraintes sous la semelle avec la profondeur, de prédire correctement la contrainte de rupture tout en réalisant des calculs de tassement en accord avec des mesures in situ et théoriques.

7.3. Simulations dynamique

Cette section présente les simulations dynamiques réalisées dans le logiciel FLAC afin d'étudier l'influence de la présence de frontières rigides sur le bercement de fondation. Le Tableau 7-11 résume les essais réalisés ainsi que les principaux paramètres du modèle. Il est à noter que le modèle est une simplification à l'extrême du processus réel. En ce sens, la masse appliquant la contrainte (la masse au sommet du lolipop), est également la masse responsable des rotations.

Il convient donc de noter que le modèle ne peut pas être utilisé pour comparer à un véritable essai structural, essai qui aurait nécessité l'utilisation de masse attachée (« lumped »), augmentant les rotations sans toutefois avoir d'impact sur la contrainte verticale. L'objectif de la

simulation est simplement d'évaluer l'impact de frontières rigides sur les rotations d'une fondation et ce, en fonction de la distance à la frontière rigide *et* de la pression de contact appliquée au sol.

7.3.1. Essais dynamiques - vérifications

Avant d'appliquer un signal dynamique au modèle numérique, il importe d'étudier certains aspects critiques afin de s'assurer d'une réponse adéquate. Il s'agit, dans un premier temps, de déterminer les fréquences maximales pouvant être calculées adéquatement par le logiciel. L'amplitude maximale des fréquences pouvant être atteintes s'obtient en considérant la relation suivante :

$$\Delta l = \frac{\lambda}{10} \quad 7-7$$

Ici, Δl représente la plus petite dimension du plus petit élément du modèle et λ est la longueur d'onde, définie formellement comme étant :

$$\lambda = \frac{v_s}{f} \quad 7-8$$

où v_s est la vitesse de propagation d'une onde dans le sol et f la fréquence. La vitesse de propagation de l'onde dans le sol est donnée suivant l'équation 7-8. L'équation 7-7 peut ainsi être écrite sous la forme :

$$\Delta l = \frac{v_s}{10f} \quad 7-9$$

Considérant les paramètres du sol à l'étude ($v_s = 350$ m / sec ; $\Delta l = 0.5$), il vient que la fréquence maximale pouvant être appliquée au modèle numérique est de 50 Hz. FLAC contient une fonction *fish* permettant de réaliser un filtrage fréquentiel sur un signal donné. Il suffit de spécifier la fréquence maximale pouvant être utilisée, et le signal est automatiquement filtré. Il s'agit ensuite de considérer l'amortissement du système. Celui-ci est assuré via la loi d'écoulement de Mohr-Colomb ainsi qu'au moyen d'un amortissement de type hystérétique. Bien que l'amortissement hystérétique ne soit pas parfait, sa facilité d'utilisation couplée à la bonne qualité des approximations qu'il produit le rend très attrayant. Pour le cas de l'amortissement hystérétique, plusieurs courbes de dégradation du module de cisaillement sont disponibles. Dans le cas présent, les courbes sont étalonnées par rapport aux courbes de *Seed et Idriss* (1986, [71]) via une fonction de réduction s'exprimant comme :

$$M_s = s^2(3 - 2s) \quad 7-10$$

avec

$$s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad 7-11$$

avec L, le niveau de déformation logarithmique s'exprimant tel que :

$$L = \log_{10}(\gamma) \quad 7-12$$

Les paramètres L_2 et L_1 prennent respectivement les valeurs de 0.4 et de -3.3 pour satisfaire les courbes de *Seed et Idriss* (1986, [71]) (Figure 7-17).

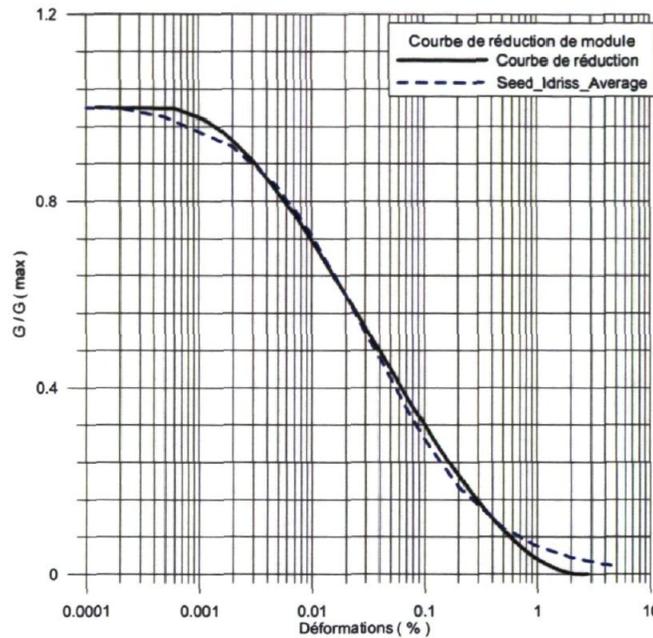


Figure 7-17 : Courbe de réduction du module de cisaillement

7.3.2. Essais dynamiques - calibration

Afin de vérifier la bonne tenue des calculs numériques, une étude numérique comparative est entreprise. Les travaux de références sont présentés à la référence [25] (*Taylor et Crewe, 1996*). Les auteurs présentent une série d'essais à la table vibrante. Les auteurs utilisent initialement un signal sinusoïdal afin d'établir le comportement du sol, sans aucune fondation. Le signal comprend trois phases distinctes, soit une montée en amplitude de 0 à 0.63 g, suivie d'un plateau à 0.63 g. La seconde phase correspond au passage du plateau de 0.63 g à un autre de 0.4 g. Finalement, une seconde montée est effectuée de 0.4 g à 0.63 g. Le signal est présenté à la Figure 7-18.

Un modèle numérique FLAC est construit afin de reproduire le montage expérimental des auteurs. L'objectif est de vérifier si les tassements calculés grâce au logiciel sont semblables à ceux mesurés lors des essais en laboratoire. La Figure 7-19 présente les déplacements de surface mesurés au laboratoire. Les modules élastiques utilisés pour le modèle numérique sont obtenus via les mesures de densités et de vitesse des ondes de cisaillement mesurées expérimentalement.

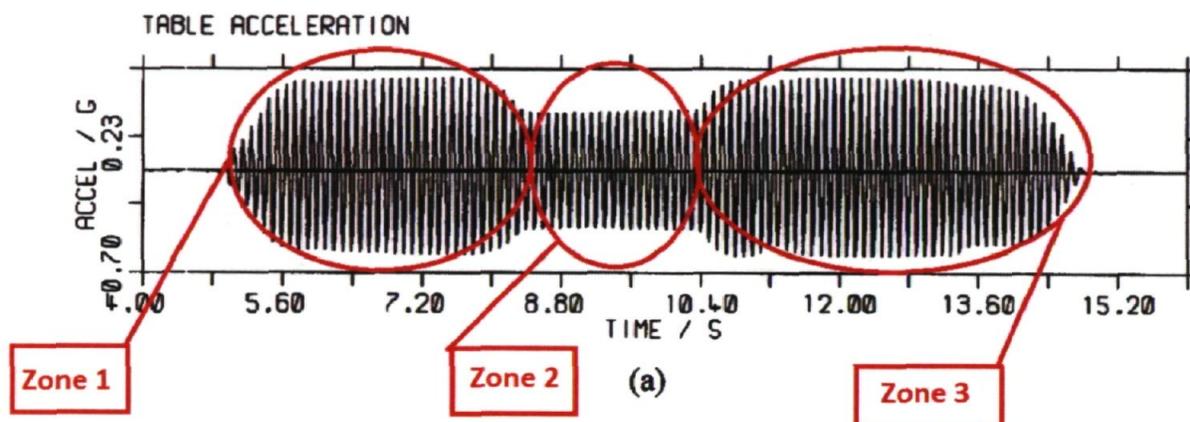


Figure 7-18 : Signal sismique de *Taylor et Crewe* (1996) (imposé à la table)

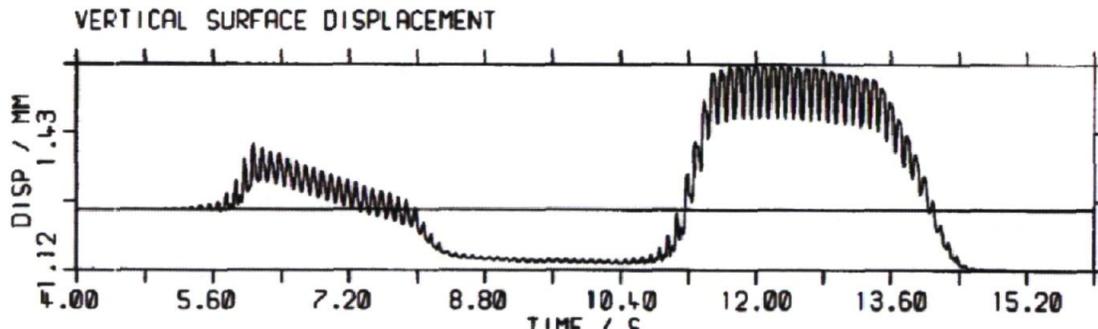


Figure 7-19 : Tassement mesuré en surface – *Taylor et Crewe* (1996)

Le module de cisaillement à petite déformation, G_{\max} , est estimé à partir des données sur l'indice de densité relative. Cet indice est réputé prendre une valeur supérieure à 90%. Prenant pour hypothèse que l'indice à une valeur moyenne de 95%, la masse volumique du sol, basée sur les paramètres du sol (*Bolton*, 1984 [97]), s'obtient des relations suivantes :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad 7-13$$

$$e_{in-situ} = 0,505 \quad 7-14$$

$$M_s = \frac{G_s}{1/(1 + e_{in-situ})} \cong 1\,774\text{ kg} \quad 7-15$$

Le sol est réputé sec, et donc, l'apport du volume des vides à la densité de la matrice est réputé nul. Il vient donc que :

$$\frac{M_s + M_w}{V_s + V_v} = \frac{1\,774 + 0}{0,505 + (1 - 0,505)} = \frac{1\,774}{1} = 1\,774\text{ kg/m}^3$$

Considérant l'équation 4-4 , le module de cisaillement prend une valeur de $39,9 \approx 40$ MPa. Or, à l'évidence, une vitesse de cisaillement de 150 m/sec n'est pas consistante avec un indice de densité de plus de 90%. Il est de l'avis du présent auteur que la méthode utilisée dans la référence [45] afin d'estimer la vitesse de cisaillement dans l'échantillon de sol, méthode se basant sur une relation à la fréquence fondamentale, n'est pas appropriée. Nonobstant cette remarque, il apparaît que l'exercice de simulation jouisse d'une latitude relativement élevée en regard du choix des paramètres. En effet, pour les sables, la fourchette acceptable pour le coefficient de Poisson varie de 0,3 à 0,45 [98]. Considérant le module de cisaillement estimé à rebours à partir de la vitesse de cisaillement et de la densité, il vient que le module K peut varier entre 86 et 386 MPa. D'une manière similaire, il existe une certaine variabilité quant aux valeurs acceptables pouvant être prises par l'angle de frottement [69, 99]. Ainsi, pour un sable dense, l'angle de frottement peut varier entre 38° et 45° [69]. Cette liberté dans le choix des valeurs des paramètres permet de réaliser une simulation numérique consistante avec les résultats in situ. Prenant pour acquis que le coefficient de Poisson vaut 0.35, le module K prend une valeur de 120 MPa. L'angle de frottement est réputé prendre une valeur de 45° . L'angle de dilataance est réputé prendre une valeur de 15° , suivant les commentaires de Bolton (1984, [97]).

La Figure 7-20 présente le signal dynamique utilisé dans FLAC. Celui-ci comprend, à l'instar du signal utilisé par Taylor et Crewe (1996, [25]), trois zones distinctes. La fréquence utilisée est similaire à celle de la référence, soit 10 Hz. Les amplitudes maximales de l'accélération sont également similaires à celles de la référence, soit 0.63 g durant 20 cycles (zone 1 et zone 2). À noter que le signal a été soumis à une procédure de « baseline » correction Prior à son utilisation dans le logiciel FLAC. La Figure 7-21 présente le déplacement vertical obtenu dans le logiciel FLAC. La courbe se compare bien avec la courbe expérimentale publiée (Figure 7-19).

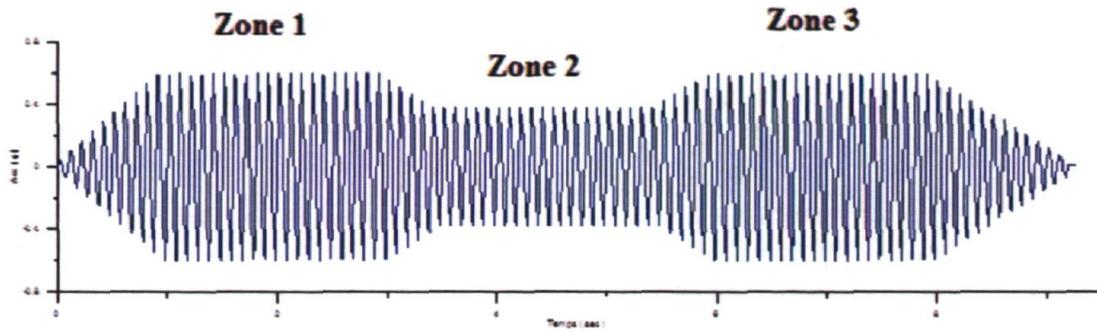


Figure 7-20 : Signal dynamique utilisé dans FLAC

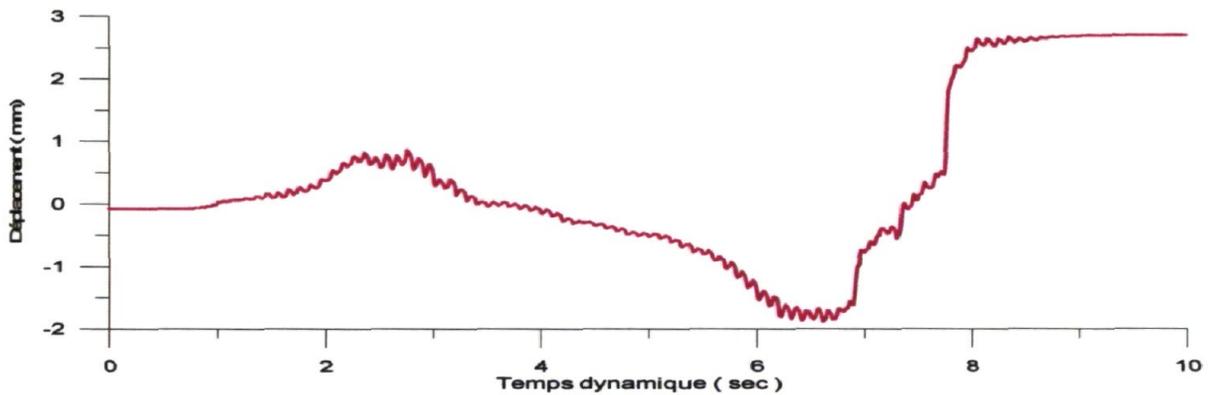


Figure 7-21 : Déplacement en surface obtenue dans FLAC

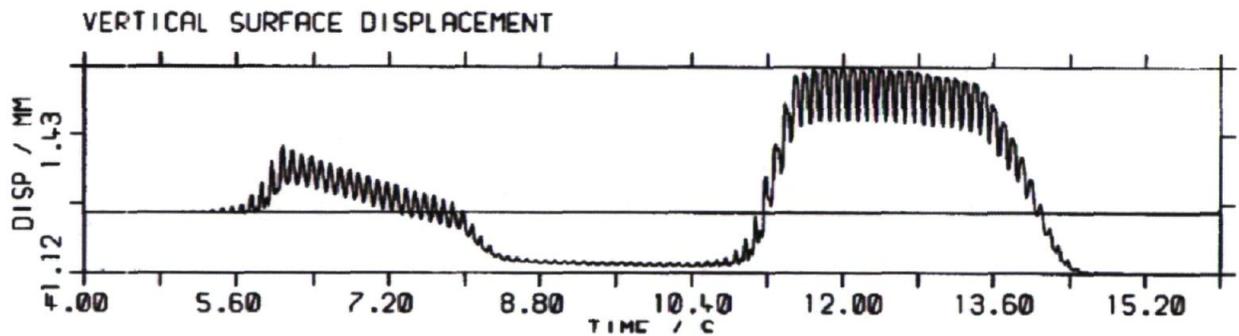


Figure 7-22 : Déplacement en surface - mesuré par *Taylor et Crewe* (1996, [25])

L'étude du graphique de la Figure 7-21 permet de voir les trois zones, de manière similaire à la tendance observée à la Figure 7-22. Il convient néanmoins de noter que l'amplitude à 2 secondes atteint une valeur estimée à 1,43 mm lors de l'essai laboratoire ([25]) alors que la courbe numérique présente une valeur de 1 mm. Néanmoins, la valeur du tassement observé

durant la zone 2, à la fois pour les courbes numériques et expérimentales, tendent vers des valeurs similaires, suivies par une dilatance marquée lorsque l'amplitude de l'accélération est reportée à une valeur de 0,63 g (Figure 7-22; Figure 7-21). La zone finale montre une dilatance de ≈ 3 mm au niveau de la courbe numérique (Figure 7-21), ce qui est conforme aux valeurs mesurées en laboratoire (2,7 mm) (Figure 7-22) [25]. Il importe néanmoins de conserver à l'esprit que, tel que discuté précédemment, suivant la variabilité des paramètres utilisés pour la modélisation, il n'est pas surprenant qu'une combinaison de valeurs de paramètres aient finalement pu produire le résultat attendu.

7.3.3. Essais dynamiques – modèle numérique

Puisque l'intérêt est uniquement porté sur les rotations en bases, un système à un seul degré de liberté (« *Single Degree Of Freedom* », SDOF) est approprié (Figure 7-23).

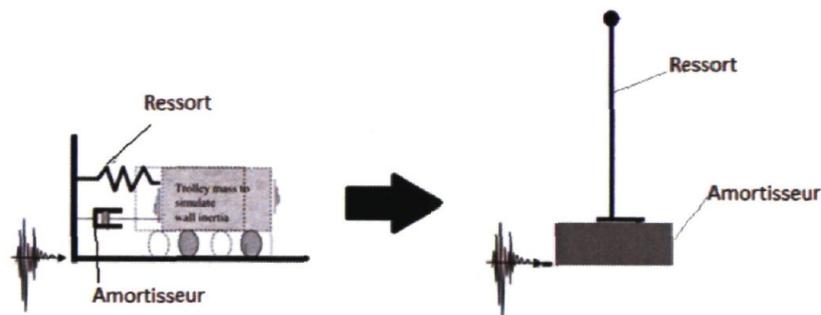


Figure 7-23 : Structure à 1DDL – LOLIPOP

Le modèle FLAC réalisé sur ces considérations est présenté en détail à la Figure 7-24 ainsi qu'au Tableau 7-11. L'effet de frontière rigide est modélisé au moyen d'éléments structuraux de types « Beam », placés en périphérie du maillage et reliés via une interface « Bound » au sol. Ces éléments sont ajoutés une fois le sol mis en place et tassé sous son propre poids afin d'éviter d'interagir avec lui lors de ce processus.

Le Tableau 7-11 présente les principales caractéristiques du modèle lolipop. L'élément bras fait référence au poteau reliant la masse dynamique à la semelle. La colonne densité renvoie à la densité de la masse dynamique. Le facteur de sécurité est calculé suivant la relation :

$$F.S._{stat.} = \frac{q_{ult}}{\sigma_{vert.}}$$

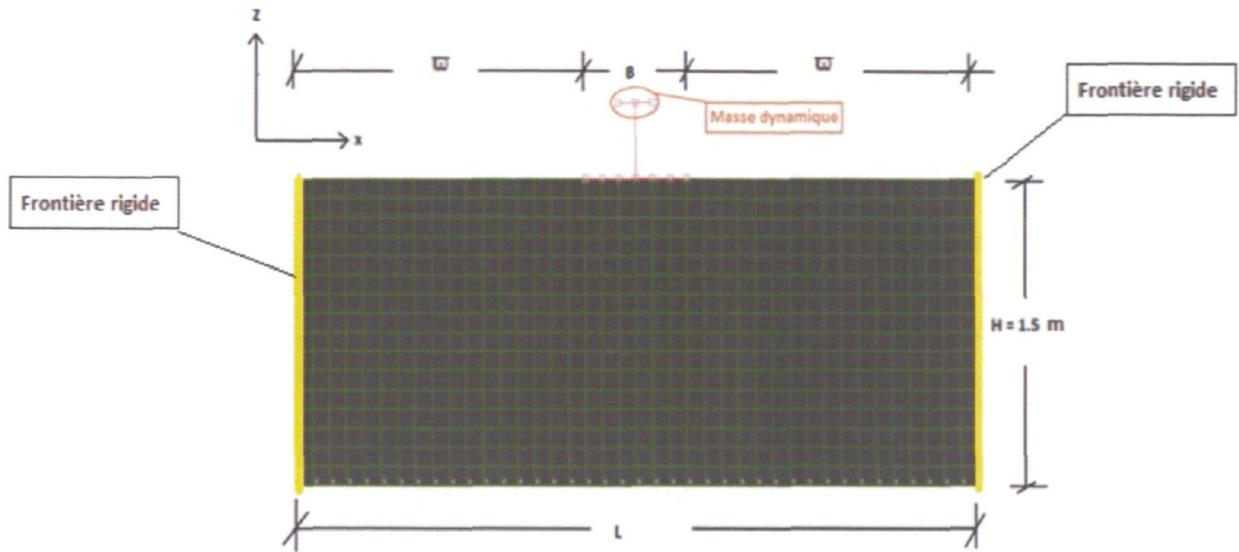


Figure 7-24 : Modèle FLAC – Lolipop

Le terme $\sigma_{vert.}$ est la contrainte verticale moyenne sous la fondation obtenue du logiciel FLAC lorsque $\varpi = 1,7$ m. La valeur de la capacité portante ultime est calculée au moyen du modèle de Meyerhof. Le facteur de sécurité dynamique est calculé suivant la relation :

$$F.S._{dyn.} = \frac{q_e}{\sigma_{vert.}}$$

Où q_e est la capacité portante de la fondation lorsqu'un moment de renversement est pris en considération (voir Figure 7-4) :

$$q_e = \frac{P_f}{BL_e}$$

$$L_e = L - 2e$$

$$e = \frac{M_f}{P_f + P_0}$$

Les valeurs des charges axiales sont calculées suivant les propriétés géométriques du modèle. La valeur du moment de rotation est considérée pour la base de la fondation et est obtenue à rebours pour les différentes simulations #19(Figure 7-27), #22(Figure 7-30) et #25(Figure 7-33).

Tableau 7-11 : Propriétés du modèle Lolipop

Essais	Composantes	Amplification	B (m)	Densité (kg / m ³)	L (m)	ω (m)	F.S.Sta.	e	F.S.Dyn.
#19	Semelle	2	0.4	10 000	4	1,7	2,14	0,07	1,5
#20	Semelle	2	0.4	10 000	2,8	1,2	2,14	0,07	1,5
#21	Semelle	2	0.4	10 000	1,6	0,6	2,14	0,07	1,5
#22	Semelle	2	0.4	6 537	4	1,7	3	0,04	2,5
#23	Semelle	2	0.4	6 537	2,8	1,2	3	0,04	2,5
#24	Semelle	2	0.4	6 537	1,6	0,6	3	0,04	2,5
#25	Semelle	2	0.4	4 665	4	1,7	3,7	0,03	3,4
#26	Semelle	2	0.4	4 665	2,8	1,2	3,7	0,03	3,4
#27	Semelle	2	0.4	4 665	1,6	0,6	3,7	0,03	3,4

Le signal dynamique imposé aux essais est présenté à la Figure 7-25.

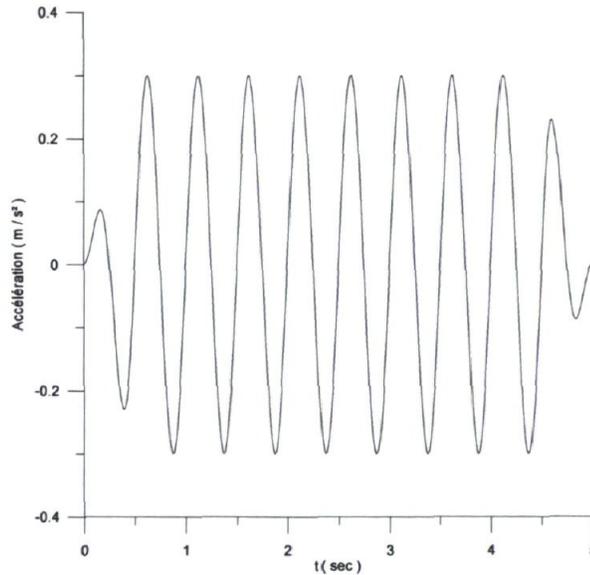


Figure 7-25 : Signal dynamique imposé

La Figure 7-26 présente de manière schématique la façon dont l'angle de rotation est calculé.

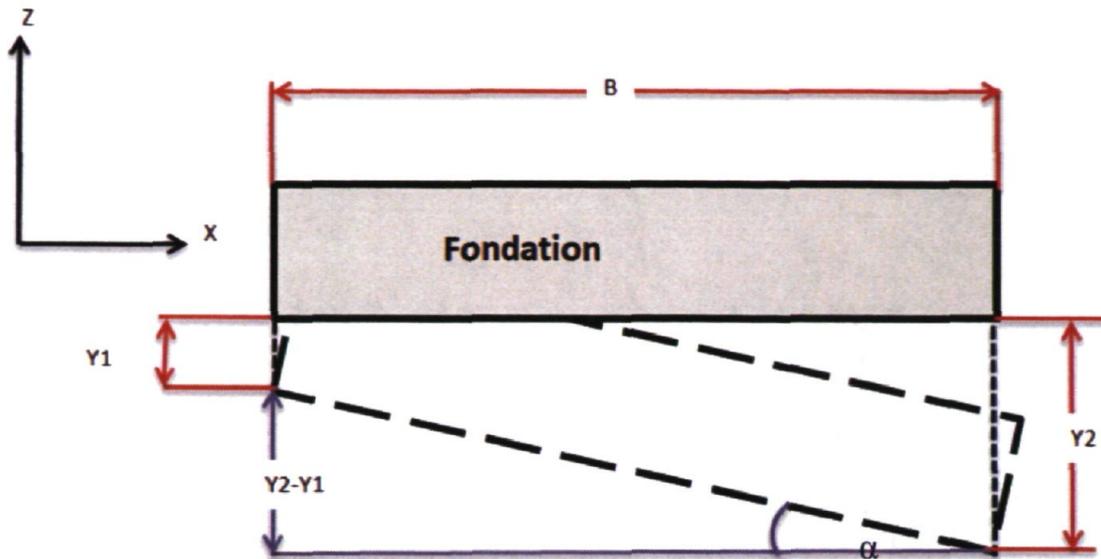


Figure 7-26 : Schéma de calcul du bercement

Y_1 et Y_2 renvoient respectivement aux tassements subis par les coins gauche et droit de la fondation. L'angle de rotation est calculé suivant la relation :

$$\tan(\alpha) = \frac{Y_1 - Y_2}{B}$$

Les résultats des essais #19, #20 et #21 sont présentés aux Figure 7-27, Figure 7-28 et Figure 7-29. L'étude des courbes permet de conclure que la présence de frontières rigides a modifié de manière importante les courbes Moment-Rotation. De plus, il est clair que, lors de ces essais, les fondations des essais #19 et #20 ont subi une rupture lors de l'excitation dynamique. Néanmoins, l'essai #21 ne présente pas de signe de rupture. Ainsi, la frontière rigide, de par son impact sur la capacité portante ultime de la fondation (Figure 7-14), a augmenté de manière artificielle le coefficient de sécurité. Il apparaît donc que l'utilisation d'un coefficient de sécurité de 2 n'est pas suffisant afin de réduire les effets de la présence de frontières rigides sur le comportement en rotation de fondations superficielles.

Les essais # 22, #23 et #24 sont présentés aux Figure 7-30, Figure 7-31, Figure 7-32. L'étude de ces graphiques permet de conclure que les essais #23 et #24 sont similaires (Figure 7-33) alors que l'essai #22 (Figure 7-32) montre une rupture sous l'excitation dynamique. Encore une fois, la raison de cette différence provient de la présence de frontières rigides qui augmentent artificiellement le facteur de sécurité des essais #22 et #23. La rupture observée à l'essai #22 est beaucoup plus faible que celle observée à l'essai #19 (Figure 7-29). Ainsi il apparaît que

l'utilisation d'un coefficient de sécurité de 3 ne soit pas suffisante afin de réduire les impacts de frontières rigides sur le comportement en rotation de la fondation.

Les essais #25, #26 et #27 sont présentés au Figure 7-34, Figure 7-35 et Figure 7-36. L'étude de ces graphiques permet de conclure que les essais #26 et #27 sont similaire alors que l'essai #25 présente une différence claire. Cette différence est néanmoins nettement moins marquée que dans les essais précédemment réalisés avec des coefficients de sécurité plus faibles. Ainsi, les rotations, qui étaient de 0.0004 radians pour un facteur de sécurité de 2,14 sont ramenées à une valeur de 0,0003 radians pour un facteur de sécurité de 3 et à une valeur de 0,0002 pour un facteur de sécurité de 3,7. Il semble clair que l'augmentation du facteur de sécurité soit directement relié à la réduction de l'impact de la frontière rigide sur le comportement en bercement. La valeur du facteur de sécurité doit être supérieure à 4. À la lumière des différentes simulations informatiques réalisées, il apparait prudent de conclure que, pour un tel facteur de sécurité, l'influence des frontières rigides sur le bercement de la fondation mesuré au laboratoire devient extrêmement faible. Cette conclusion abonde dans le même sens que les commentaires de *Paolucci et coll.* (2000, [6]).

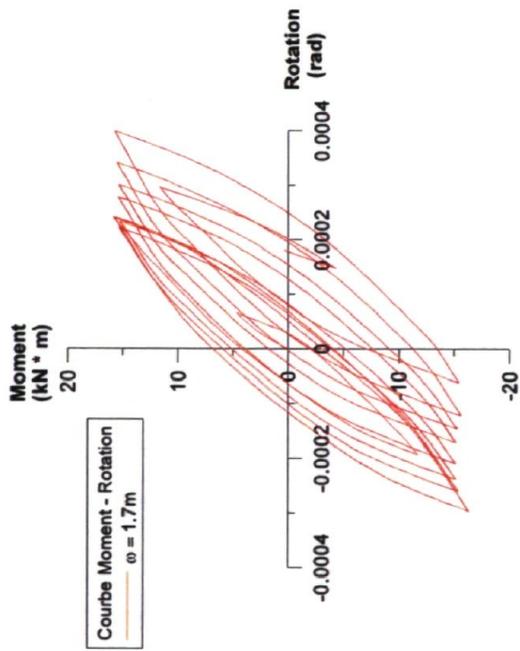


Figure 7-27 : Modèle FLAC - #19

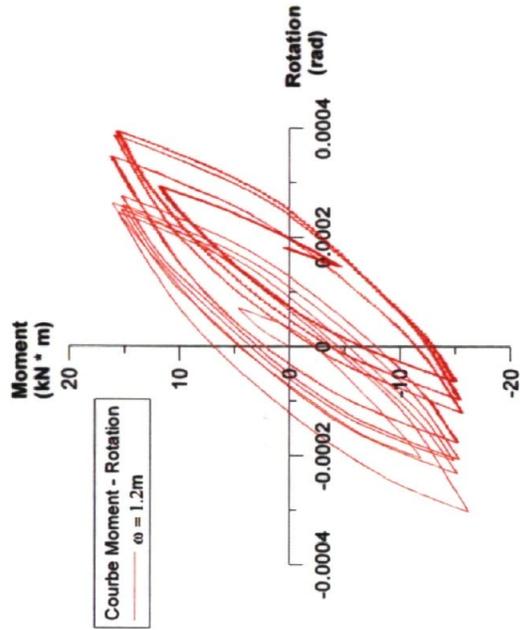


Figure 7-28 : Modèle FLAC - #20

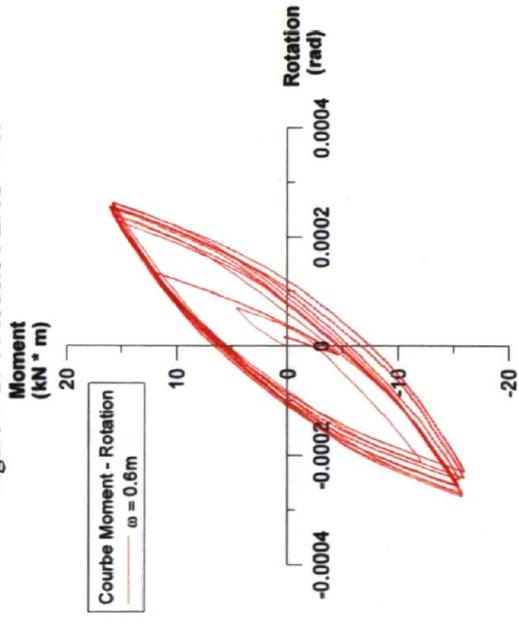


Figure 7-29 : Modèle FLAC - #21

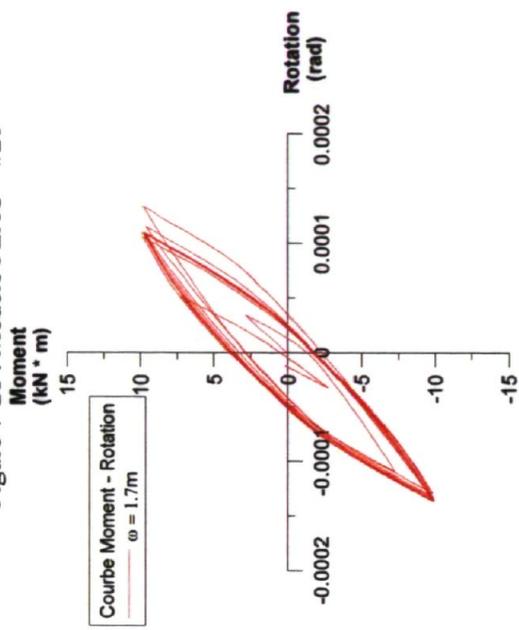


Figure 7-30 : Modèle FLAC - #22

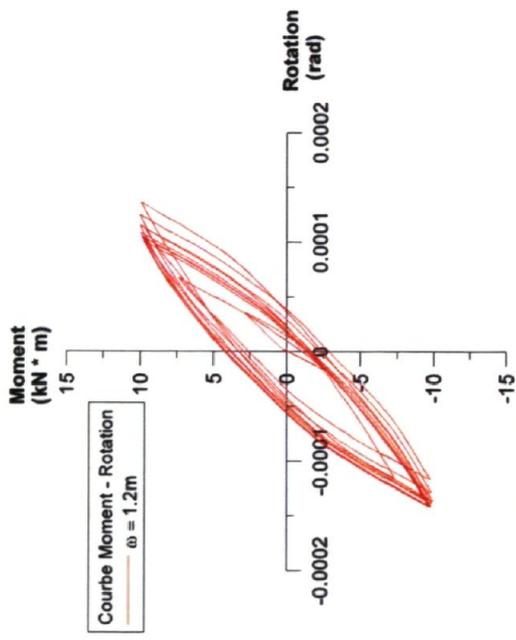


Figure 7-31 : Modèle FLAC - #23

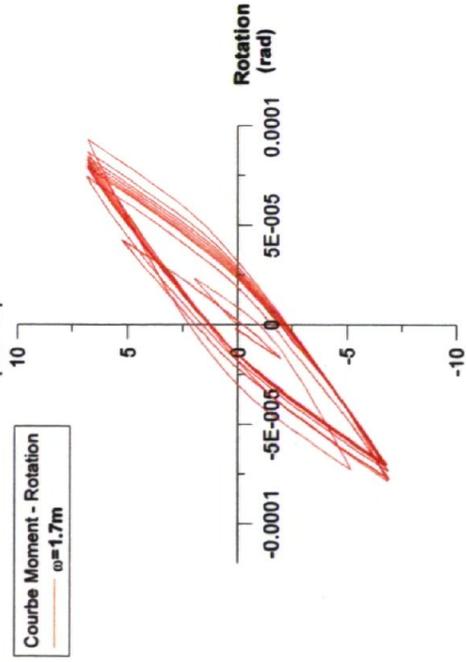


Figure 7-33 : Modèle FLAC - #25

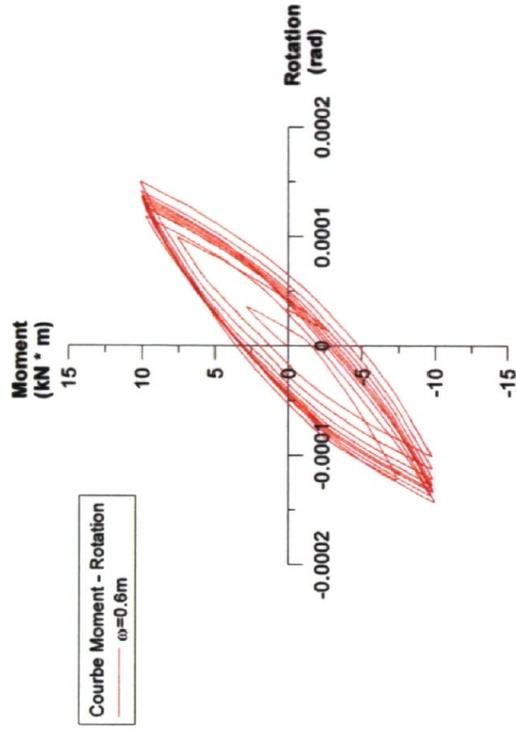


Figure 7-32 : Modèle FLAC - #24

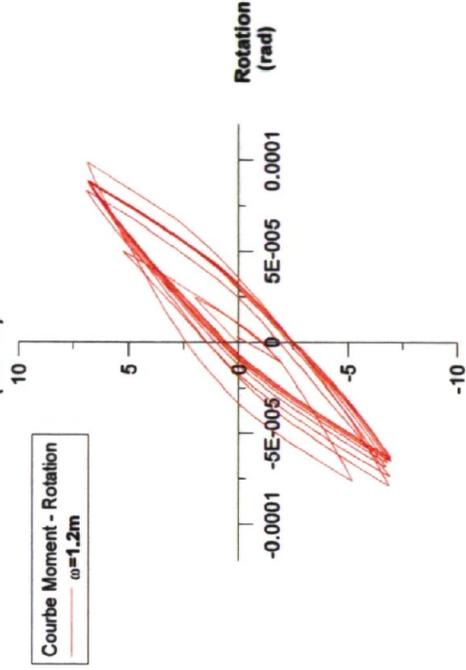


Figure 7-34 : Modèle FLAC - #26

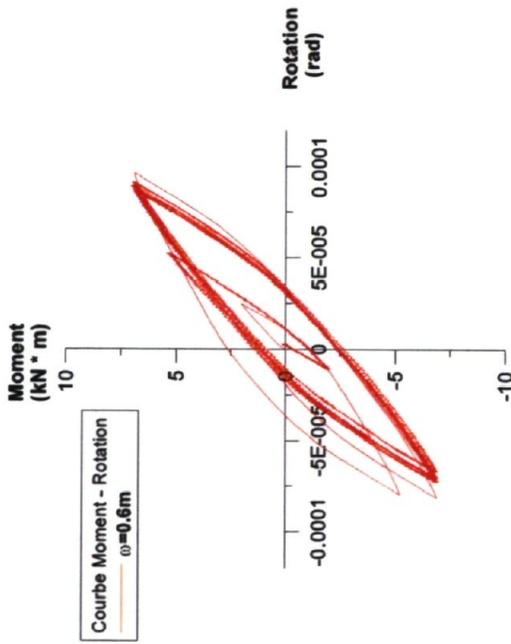


Figure 7-35 : Modèle FLAC – #27

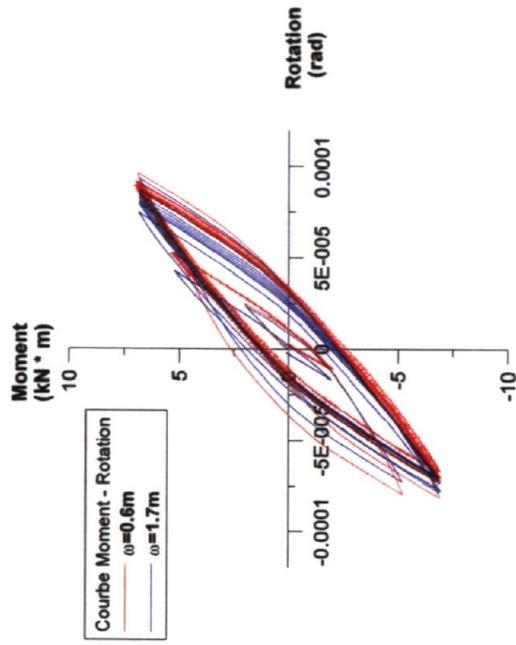


Figure 7-36 : Modèle FLAC –

7.4. Discussion

Les résultats obtenus des simulations sont cohérents à la fois d'un point de vue théorique et expérimental. Une comparaison à des publications présentant des essais sur des fondations sur sol non-cohérent sec en condition 1-g est réalisée en comparant les résultats numériques FLAC aux résultats expérimentaux de *Negro et coll.* (2000, [6]) (Figure 7-37).

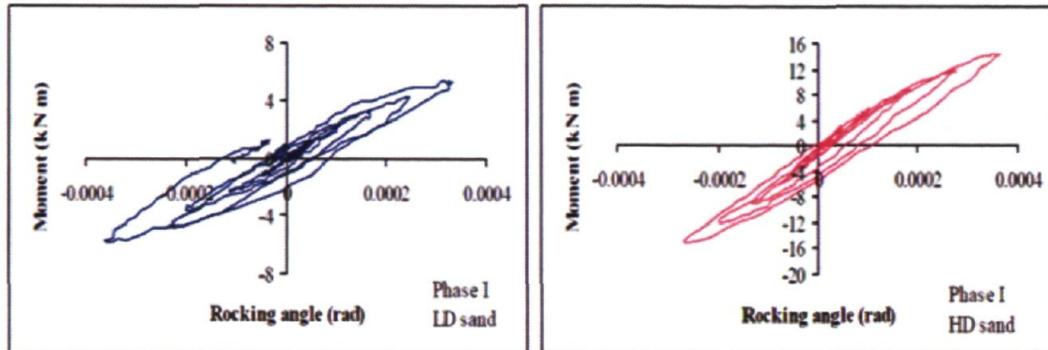


Figure 7-37 : Mesure expérimentale moment-rotation (*Negro et coll.*, 2000)

Le signal imposé par *Negro et coll.* (2000, [6]) est appliqué depuis un actuateur en tête de la structure. Dans la phase de chargement I (dont les résultats sont présentés à la Figure 7-37) un signal sinusoïdal ayant une fréquence de 0.5 Hz est utilisé. L'amplitude du signal est portée à 5% du chargement vertical. N'ayant pas accès aux données de *Negro et coll.* (2000, [6]) une enveloppe regroupant les points expérimentaux pour le sol dense, déterminée graphiquement depuis la Figure 7-37, est tracée sur le même graphique que les données numériques issues de FLAC. Le résultat est présenté à la Figure 7-38. L'examen du graphique permet de conclure que la trame générale ainsi que la distribution des rotations en fonction du moment est, malgré certaines différences, semblable dans les deux cas. Malgré une disparité dans la distribution des données numériques vis-à-vis les données expérimentales, l'aspect général permet de conclure que les données obtenues numériquement se situent dans une plage de valeurs expérimentalement plausibles pour une telle situation. Il aurait, de plus, été étonnant que les deux courbes soient tout à fait concordantes, considérant la différence dans l'approche d'excitation dynamique, la fréquence du signal, la rigidité du système, etc. Il est donc prudent de conclure que le logiciel FLAC permet d'estimer de manière adéquate le comportement dynamique complexe d'interactions sol-structure. Il convient donc, en ce sens, d'accepter les conclusions tirées des analyses numériques précédemment réalisées.

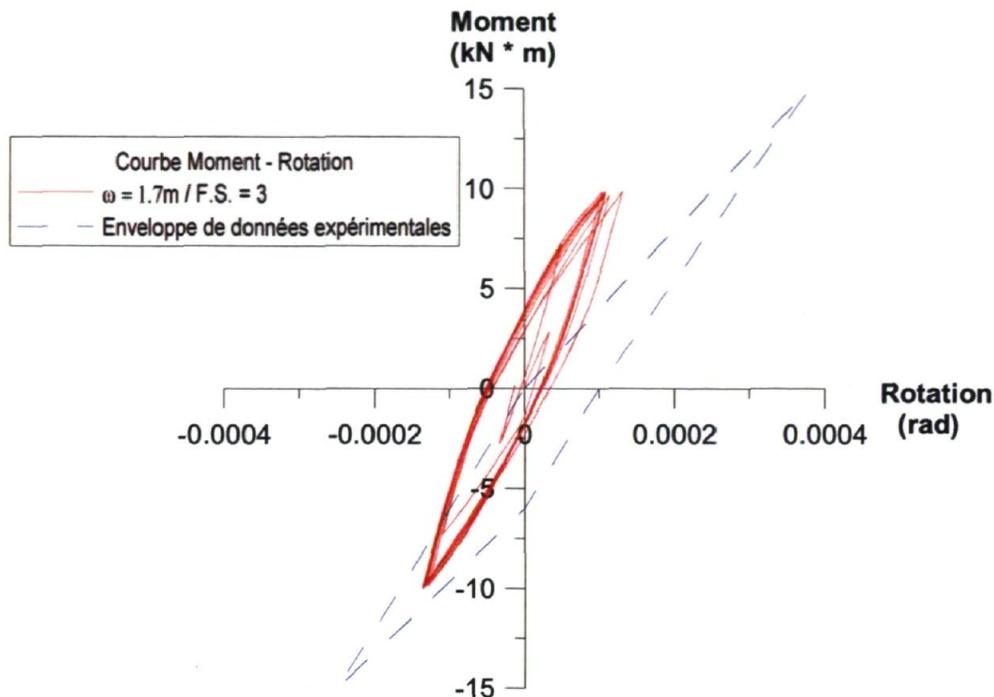


Figure 7-38 : Comparaison résultats FLAC à une enveloppe expérimentale

7.5. Conclusion

Une série de simulations numériques ont été réalisées au moyen du logiciel de différence finie FLAC. Ces simulations ont été effectuées dans l'objectif d'étudier l'impact de la présence de frontières rigides sur le bercement de fondation lors d'excitation dynamique. Le modèle a été soigneusement calibré, pour le domaine statique et dynamique, et rigoureusement comparé à des essais expérimentaux publiés. Il en ressort un modèle numérique validé, permettant une étude précise du processus.

Suivant les résultats obtenus, il est fait constat que, sous certaines conditions, l'impact de frontières rigides sur le bercement (« rocking ») de fondations demeure limité. Ces conclusions sont conformes aux commentaires d'autres chercheurs ayant étudié la question [6].

Deux critères ont été vérifiés lors des essais numériques. Premièrement, le facteur de sécurité statique permet de prendre en considération à la fois la capacité portante du sol, et donc, indirectement, les dimensions de la fondation ainsi que la densité du sol, ainsi que la contrainte de contact appliquée sous la fondation. Le second critère utilisé est la distance entre les extrémités de la fondation et la paroi rigide (ω). Basé sur les résultats obtenus, il convient de conclure que le bercement de la fondation n'est pas influencé par la présence de frontières

rigides pour des valeurs de ϖ supérieur à 0,6 m et pour un facteur de sécurité statique supérieur à 3,5. Il convient néanmoins de garder à l'esprit que la fondation étudiée exhibe une dimension B de 0,4 m. Les conclusions ici obtenues n'ont pas été validées pour des dimensions de fondations supérieures.

8. Conclusion

8.1. Introduction

Le but du projet est de définir un protocole de recherche permettant la réalisation d'essais à la table vibrante afin d'étudier le comportement de fondations superficielles sur sol pulvérulent sec. Pour y parvenir, une série d'objectifs spécifiques a été établie, soit :

- a) établir l'état des connaissances actuelles dans le domaine des essais à la table vibrante ;
- b) appliquer la théorie de la modélisation pour supporter la réalisation d'un simulateur sismique de fondation superficielle pour des conditions 1-g ;
- c) procéder à la conception et la validation d'un simulateur sismique pour essais dynamique à la table vibrante de fondation superficielle ;
- d) assurer la stabilité structurale de la boîte de confinement ;
- e) réaliser la caractérisation géotechnique d'un sable naturel qui pourra être utilisé lors des essais dynamiques ;
- f) vérifier par simulation numérique la performance du système proposé pour reproduire correctement le comportement statique et dynamique en rotation et en déplacement de la fondation.

Objectif a : État des connaissances - La revue de la littérature a permis de faire le point sur les différents travaux réalisés à ce jour dans le domaine des essais dynamiques 1-g. Cet exercice permet d'établir clairement les différents concepts, les théories ainsi que la méthodologie permettant la réalisation adéquate d'essais dynamiques 1-g. Les principales contraintes ainsi déterminées ont permis d'orienter la méthodologie de ce travail.

Objectif b : Théorie de la modélisation - L'étude de la théorie des modèles a permis de faire le point sur les différentes approches possibles pour obtenir les relations de similitudes. La comparaison des ces différentes approches a permis d'en évaluer l'efficacité et de choisir la méthode la mieux adaptée. Au final, la méthode des équations gouvernantes et le concept de similitude de comportement prédit par la mécanique d'état critique ont été jugés optimaux pour l'atteinte du but de la recherche. Les développements théoriques sont directement repris des travaux de *Gibson (1997)*. Une fois la méthode de mise à l'échelle identifiée, un outil numérique spécifique est développé afin de réaliser les calculs de similitudes. Un exemple de calculs

démontrant la puissance de l'approche est proposé afin d'illustrer l'approche et de guider l'expérimentateur.

Objectif c : Conception d'un simulateur sismique adapté aux fondations superficielles –

Le simulateur sismique développé présente une forme rectangulaire et simule des conditions de déformations planes. Il se compose d'un assemblage de treize cadres empilés les uns sur les autres. Chaque cadre est libre de se déplacer par rapport aux autres grâce à un système de roulement à bille. Il est ainsi possible de confiner du sol sur une hauteur de 1,6 mètres, une longueur de 4 mètres et une largeur de 1 mètre. Le simulateur peut accueillir tout type de sol, saturé ou non.

Le caractère unique du simulateur tient au fait qu'il permet au sol de se déformer de manière naturelle. Cette possibilité est obtenue grâce au système dissipatif mécanique. Celui-ci permet au sol un mouvement libre de grande amplitude. Le sol peut donc entrer en plasticité sous l'action de sa propre inertie et ce, au gré des sollicitations dynamiques.

L'importance de ce type de prototype dans la recherche parasismique provient de la nécessité de confronter les modèles numériques à des données réelles. Néanmoins, les données réelles provenant de véritables séismes sont souvent incomplètes ou non-existantes. En ce sens, la possibilité de simuler à volonté des conditions dynamiques structurelles réelles permet de confronter les méthodes de calculs et de déceler d'éventuels problèmes.

La conception et la validation du simulateur sismique ont été réalisées en considérant les deux contraintes principales suivantes, soit :

1. confinement de l'échantillon ;
2. interaction des plans de rupture en cisaillement avec la boîte de confinement ;

La problématique du confinement de l'échantillon est résolue grâce à la mise au point d'un dispositif permettant, via une série de cadres en cisaillement, de simuler de manière mécanique des conditions de déformations de champs libre. Ce concept est directement inspiré des travaux de *Taylor(1996)* et de *Ueng(2006)*. La stabilité structurale complète du prototype est évaluée en détail au chapitre V.

L'interaction des plans de ruptures en cisaillement avec la boîte de confinement a permis de déterminer les dimensions maximales pour la fondation. Ce critère vise à éviter que les plans de cisaillement interagissent avec le fond où les extrémités de la boîte de confinement.

Objectif d : Validation structurale - La stabilité structurale complète du prototype est évaluée en détails au chapitre V. L'étude de stabilité structurale est réalisée grâce à la résistance des matériaux et à l'étude des charpentes d'aciers (*Picard (1992, [88]), Picard et Beaulieu (1992, [89])*). La norme sur les calculs d'acier prévoit l'utilisation de facteurs de tenue lors des calculs structuraux. Or, les calculs réalisés dans cette étude ont été obtenus en se basant sur la notion de facteurs de sécurité. La valeur des facteurs de sécurité a été fixée à trois afin de prendre en considération la nature dynamique du processus. Le Tableau 8-1 présente la liste des vérifications effectuées.

Tableau 8-1 : Liste des vérifications structurales réalisées

#	Composante	Sections	Sous-Section	Vérifications
<u>1</u>	Cadres - Longitudinaux	• 5.2	• 5.2.1 • 5.2.2 • 5.2.3 • 5.2.4	• Définition des charges • Calculs des efforts • Calculs des flèches • Calculs du moment résistant
<u>2</u>	Cadre de sécurité	• 5.3	• 5.3.1 • 5.3.2 • 5.3.3 • 5.3.4 • 5.3.5 • 5.3.6	• Efforts transmis aux roues • Flexion hors plan • Ancrage • Effort en plan • Flexion en plan • Interaction des moments
<u>3</u>	Cadres - frontaux	• 5.4	• 5.4.1 • 5.4.2 • 5.4.3	• Forces dynamiques • Calculs des flèches • Moment résistant
<u>4</u>	Butée	• 5.5	• 5.5.1 • 5.5.2 • 5.5.3 • 5.5.4	• Forces dynamiques • Calculs des efforts • Calculs de la résistance • Calculs des flèches
<u>5</u>	Assemblage boulonné	• 5.6	• 5.6.1 • 5.6.2 • 5.6.3 • 5.6.4	• Butée-Tirant • Butée-Plaque de fond • Effet levier • Tirant-Plaque de fond
<u>6</u>	Plaque de fond	• 5.7	• 5.7.1 • 5.7.2 • 5.7.3	• Définition des charges • Calculs des efforts • Calculs de résistance

Objectif e : Programme d'essais géotechniques sur le sable de Mascouche - La caractérisation géotechnique d'un sable naturel de la région de Mascouche a été réalisée. Celle-ci visait à obtenir les paramètres géo-mécaniques du sol afin de pouvoir l'utiliser lors des essais dynamiques. En plus des paramètres standards, la ligne SSL du sable de Mascouche a été déterminée via une série d'essais triaxiaux en condition non-drainé.

Objectif f : Programme de simulation numériques 2-D

Un programme de simulation numérique a été réalisé afin de quantifier l'efficacité du simulateur sismique proposé. Le but principal de la simulation était de déterminer la distance minimale à respecter entre la fondation et les parois rigides du simulateur sismique. Le modèle informatique a d'abord été étalonné pour des conditions statiques. Les vérifications ont porté sur une évaluation des contraintes selon la profondeur, sur une vérification de la capacité portante statique ainsi que sur une évaluation des tassements. Le modèle a ensuite été comparé à des mesures in-situ (*Sheehan et coll.*, 2010 [95])

Le modèle a ensuite été étalonné pour des conditions dynamiques. La comparaison a été effectuée par rapport aux essais réalisés par *Taylor et Crewe* (1996, [25]). Une série de simulations dynamiques ont ensuite été réalisées. Deux paramètres principaux ont été étudiés lors de ces simulations, soit la distance entre la frontière rigide et la fondation et le rapport de la pression de contact ultime à la pression appliquée sur la fondation (i.e., le facteur de sécurité statique). Au final, une courbe moment-rotation a été tracée pour chacune des simulations et a ainsi permis de comparer l'impact des deux paramètres sur la réponse de la fondation. Les résultats obtenus ont également été comparés à une étude réalisée par *Negro et coll.* (2000, [6]).

Au final, les conclusions suivantes sont faites. Vue la difficulté de modélisation, le mouvement relatif des cadres composant le prototype n'a pas été modélisé. Ceux-ci ont été modélisés comme une poutre rigide, simulant une condition de frontière rigide standard. Le modèle utilisé est demeuré très simple (lolipop). Aucune masse «lumped » n'a été ajoutée au système. L'impact de frontières rigides sur le bercement de fondation est limité lorsqu'un facteur de sécurité statique de plus de 3,5 est respecté. La distance minimale investiguée était de $0.5B$, soit, pour la géométrie du problème considéré, 0.6m. Ces conclusions abondent dans le même sens que les commentaires de *Negro et coll.* qui spécifient que l'impact de frontières rigides demeure faible lorsque la pression appliquée sur la fondation est faible.

L'ensemble des aspects couverts dans ce travail permet donc une réalisation adéquate d'essais en condition 1-g afin d'étudier le comportement de fondations superficielles sur médium pulvérulent sec. Le principal avantage de la méthode proposée est la possibilité d'obtenir, à volonté, des conditions de sollicitations dynamiques similaires à celles rencontrées lors d'un séisme réel. Il est ainsi possible de mesurer expérimentalement les impacts de ces sollicitations sur différentes configurations structurales, les déplacements permanents subis par la fondation ainsi que les efforts transmis à la structure. Ces données sont nécessaires afin de valider et

d'étalonner les modèles informatiques utilisés de manière courante par les ingénieurs lors des conceptions.

8.2. Recommandations pour travaux futurs

Quelques suggestions de points nécessitant plus de recherches sont proposées de manière succincte.

1. Étude plus détaillée de l'impact de frontières rigides sur le comportement en rotation de fondation (varier géométrie, signal, fréquence et amplitude).
2. Étude du processus de dissipation de l'eau dans le sol en condition dynamique afin d'évaluer l'impact de l'écart entre les facteurs de similitudes sur le temps dynamique et de consolidation.
3. Essais dynamiques au moyen du cadre théorique et technique développée et vérification, au moyen de modèles de différentes dimensions, de l'efficacité des techniques de modélisation proposées.
4. Évaluation de la problématique de la réverbération des ondes sismiques causées par les frontières rigides d'une manière similaire à ce qui a été réalisé pour les centrifugeuses (Coe (1985) [47]).

Références

- [1] F. J. Rogers, "Experiments with a shaking machine," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 20, no. 3, pp. 147-159, September 1, 1930, 1930.
- [2] M. Garevski, and A. Ansal, *Earthquake Engineering in Europe*: Springer, 2010.
- [3] Y. Yoshimi, and K. Tokimatsu, "Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes," *Soils and Foundations*, vol. 17, no. 1, pp. 23-38, 1977.
- [4] P. J. Meymand, "Shaking table Scale model Tests of nonlinear Soil-Pile-Superstructure interaction in soft Clay," Civil engineering, University Of California, Berkley, Berkley, 1998.
- [5] X. Tao, T. Kagawa, C. Minowa *et al.*, "Verification of dynamic soil-pile interaction," *Geotechnical Special Publication*. pp. 1199-1210.
- [6] N. Z. S. f. E. Engineering, *12WCEE 2000: 12th World Conference on Earthquake Engineering*: New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 2000.
- [7] M. Maugeri, G. Musumeci, D. Novita *et al.*, "Shaking table test of failure of shallow foundation subjected to an eccentric load," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 5-8, pp. 435-444, 2000.
- [8] A. A. Al-Karni, and M. Budhu, "An experimental study of seismic bearing capacity of shallow footings."
- [9] J. W. S. Rayleigh, *The theory of sound*: Macmillan and co., 1877.
- [10] M. A. Biot, "Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology," *ASCE Trans.*, vol. 108, pp. 365-408, 1942.
- [11] G. W. Housner, "Earthquake resistant design based on dynamic properties of earthquakes," *American Concrete Institute -- Journal*, vol. 28, no. 1, pp. 85-98, 1956.
- [12] J. F. Corté, and J. Garnier, "une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique," 1986.
- [13] A. D. Gibson, "Geotechnical structure at one-g," California Institute of Technology, Pasadena, Californie, 1997.
- [14] R.-F. Scott, "Essais en centrifugeuse et technique de modélisation," *Revue Française de géotechnique*, vol. 48, pp. 15-34, 1989.

- [15] J. M. Thomas, S. Gajan, and B. L. Kutter, *Soil-Foundation-Structure Interaction: Shallow Foundations. Centrifuge Data Report for the SSG04 Test Series.*, Pacific Earthquake Engineering Research center, 2005.
- [16] C. Harden, T. Hutchinson, G. R. Martin *et al.*, *Numerical modeling of the nonlinear Cyclic response of shallow foundations*, Pacific Earthquake Engineering Research center, 2005.
- [17] B. L. Kutter, G. Martin, T. Hutchinson *et al.*, "Workshop on Modeling of Nonlinear Cyclic Load-Deformation Behavior of Shallow Foundations," Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2003.
- [18] K. R. Rosebrook, and B. L. Kutter, *Soil-Foundation-Structure Interaction : Shallow Foundations Centrifuge Data Report for KRR03*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001.
- [19] K. R. Rosebrook, and B. L. Kutter, *Soil-Foundation-Structure Interaction : Shallow Foundations Centrifuge Data Report for KRR02*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001.
- [20] K. R. Rosebrook, and B. L. Kutter, *Soil-Foundation-Structure Interaction : Shallow Foundations Centrifuge Data Report for KRR01*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001.
- [21] L. S. Jacobsen, "Motion of a soil subjected to a simple harmonic ground vibration," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 20, no. 3, pp. 160-195, September 1, 1930, 1930.
- [22] J. Estaire, and V. Cuellar, "Shaking table tests on shallow foundations," *WIT Transactions on the Built Environment*. pp. 331-341.
- [23] R. Paolucci, M. Shirato, and M. T. Yilmaz, "Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 37, no. Compendex, pp. 577-595, 2008.
- [24] A. Ghalandarzadeh, and A. R. Khaki Khatibi, "Study on the behaviour of shallow foundations during liquefaction and mitigation methods by means of 1G shaking table tests," *BGA International Conference on Foundations, Innovations, Observations, Design and Practice*. pp. 331-340.

- [25] C. A. Taylor, and A. J. Crewe, "Shaking table tests of simple direct foundation." pp. 1345-1345.
- [26] G. M. M. Maugerie, D. Novita, C.A. Taylor, "Shaking table test of failure of a shallow foundation subjected to an eccentric load," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 20, pp. 435-444, 2000.
- [27] C. A. Taylor, and A. J. Crewe, "Shaking table tests of simple direct foundation," *Paper no. 2048*, 1996.
- [28] A. A. Al-Karni, and M. Budhu, "An experimental study of seismic bearing capacity of shallow foundation," *Proceeding : Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn*, no. San Diego, 26-31 Mars 2001, 2001.
- [29] J. Estaire, and V. Cuéllar, "Shaking table tests on shallow foundation," *WIT transaction of the built environment*, vol. 93, 2007.
- [30] R. Richards, M. Budhu, and D. G. Elms, "Seismic Fluidisation and Foundation Behaviour," in *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, March 11-15, 1991, St. Louis, MO, 1991, St. Louis, Missouri, 1991.
- [31] T. Kagawa, M. Sato, C. Minowa *et al.*, "Centrifuge simulations of large-scale shaking table tests: Case studies," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, no. 7, pp. 663-672, 2004.
- [32] S. R. Kim, J. I. Hwang, M. M. Kim *et al.*, "Comparison of 1-g and centrifuge model tests for liquefied sands," *Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics - Physical Modelling in Geotechnics - 6th ICPMG '06*. pp. 1319-1324.
- [33] P. D. Moncarz, and H. Krawinkler, *Theory and application of experimental model analysis in earthquake engineering*, vol. 50, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, 1981.
- [34] R. Schmidt, and K. Housen, "Problem Solving with Dimensional Analysis," *Industrial Physicist*, vol. 1, no. 1, pp. 21, 1995.
- [35] E. Buckingham, "On Physically Similar Systems; Illustrations of the Use of Dimensional Equations," *Phys. Rev.*, 4, http://prola.aps.org/abstract/PR/v4/i4/p345_1, 1914].

- [36] M. Rocha, "The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models," in Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., 1957, pp. 183-188.
- [37] K. H. Roscoe, "Soils and model tests," *Journal of strain analysis*, vol. 3, no. 1, pp. 7, 1968.
- [38] S. Iai, "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field," *Soils and Foundations*, vol. 29, no. Compendex, pp. 105-118, 1989.
- [39] A. D. Gibson, *Physical Scale Modeling of Geotechnical Structures at One-G: Soil Mechanics Laboratory*, California Institute of Technology, 1997.
- [40] H. G. Harris, and M. G. Sabnis, *Structural Modeling and Experimental Techniques: CRC Press*, 1999.
- [41] M. Rocha, *Similarity Conditions in Model Studies of Soil Mechanics Problems: Prepared to be Distributed to the Members of the 3th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, 1953: Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, 1953.
- [42] S. J. Kline, *Similitude and approximation theory: Springer-Verlag*, 1986.
- [43] E. Phillips, "De l'équilibre des solides elastiques semblables," *Académie des Sciences, Paris*, vol. 68, pp. 75-79, 1869.
- [44] H. Krawinkler, *State of the Art Report on System Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*, FEMA, 2000.
- [45] S. L. Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering: Prentice Hall*, 1996.
- [46] K. L. Fishman, J. B. Mander, and R. Richards, Jr., "Laboratory study of seismic free-field response of sand," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 14, no. 1, pp. 33-43, 1995.
- [47] C. J. Coe, J. H. Prevost, and R. H. Scanlan, "Dynamic stress wave reflections/attenuation: Earthquake simulation in centrifuge soil models," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 13, no. 1, pp. 109-128, 1985.
- [48] G. T. Mase, and G. E. Mase, *Continuum Mechanics For Engineers*, 2nd ed., London, New-York, Washington D.C.: CRC PRESS, 1999.
- [49] L. E. Malvern, *INTRODUCTION TO THE MECHANICS OF A CONTINUOUS MEDIUM*, 1969.

- [50] K. Been, and M. G. Jefferies, "State parameter for sands," *Géotechnique*, vol. 35, no. Compendex, pp. 99-112, 1985.
- [51] K. H. Roscoe, A. N. Schofield, and C. P. Wroth, "On the Yielding of Soils," *Geotechnique*, vol. 8, pp. 22-53, 1958.
- [52] A. N. Schofield, and P. Wroth, *Critical state soil mechanics*: McGraw-Hill, 1968.
- [53] S. Leroueil, and D. W. Hight, *Behaviour and properties of natural soils and soft rocks*, Quebec & London, 2003.
- [54] B. H. Fellenius, and A. Altaee, "Stress and settlement of footings in sand," *Geotechnical Special Publication*. pp. 1760-1773.
- [55] A. Casagrande, "Research on atterberg limits of soils," *Public Roads*, vol. 13, no. 8, pp. 121-130, 1932.
- [56] K. H. Roscoe, A. N. Schofield, and C. P. Wroth, "On yielding of soils," *Geotechnique*, vol. 8, no. 1, pp. 22-53, 1958.
- [57] S. J. Poulos, "The steady state of deformation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 107, no. GT5, Proc. Paper, 16241, pp. 553-562, 1981.
- [58] K. B. a. M. G. JEFFERIES, "A state parameter for sand," *Gbotechnique*, vol. 35, no. 2, pp. 99-112, 1985.
- [59] S. J. P. John L. Enos, John W. France, Gonzalo Castro, "Liquefaction induced by cyclic loading," 1982.
- [60] R. Fell, O. Hungr, S. Leroueil *et al.*, "KEYNOTE LECTURE – GEOTECHNICAL ENGINEERING OF THE STABILITY OF NATURAL SLOPES, AND CUTS AND FILLS IN SOIL " in GeoEng 2000 Conference, 2000.
- [61] S. L. e. D. W. Hight, "Behaviour and properties of natural soils and soft rocks," 2003.
- [62] E. K. F. C. Y.P. Vaid, R.H. Kuerbis, "Stress path and steady state," *Canadian geotechnical journal*, vol. 27, pp. 1-7, 1990.
- [63] M. Yoshimine, P. K. Robertson, and C. E. Wride, "Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction," *Canadian geotechnical journal*, vol. 36, no. 5, pp. 891-906, 1999.
- [64] S. Shibuya, and D. W. Hight, "Bounding surface for granular materials," *Soils and Foundations*, vol. 27, pp. 123-136, 1987.

- [65] J. M. Konrad, "Minimum Undrained Strength Versus Steady-State Strength of Sands," *Journal of geotechnical engineering*, vol. 116, no. 6, pp. 948-963, 1990.
- [66] T. Doanh, E. Ibraim, P. Dubujet *et al.*, "Static liquefaction of very loose Hostun RF sand: Experiments and modelling," *Physics and mechanics of soil liquefaction. Proceedings of the international workshop, Baltimore, September 1998*. pp. 17-28.
- [67] M. F. Reimer, R. B. Seed, P. G. Nicholson *et al.*, "Steady state testing of loose sands. Limiting minimum density," *Journal of geotechnical engineering*, vol. 116, no. 2, pp. 332-337, 1990.
- [68] A. Le Bec, "Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé," École Polytechnique de Montréal, 2009.
- [69] F. H. Kulhawy, and P. W. Mayne, *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design: Prepared for Electric Power Research Institute*, 1990.
- [70] W. Skempton A, "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation," *Geotechnique*, vol. 36, no. 3, pp. 425-447, 1986, 1986.
- [71] H. B. Seed, R. T. Wong, I. M. Idriss *et al.*, "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils," *Journal of geotechnical engineering*, vol. 112, no. 11, pp. 1016-1032, 1986.
- [72] Müller, "Photoelastic Determination of Contact Stresses of Foundations," *Journal of geotechnical engineering*, vol. 122, no. 8, pp. 692-696, 1996.
- [73] G. G. Meyerhof, "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils," *American Society of Civil Engineers -- Proceedings -- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 82, no. SM1, pp. 19, 1956.
- [74] G. G. Meyerhof, "Some recent research on bearing capacity of foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, no. 1, pp. 16-26, 1963.
- [75] G. Castro, J. L. Enos, J. W. France *et al.*, "Liquefaction induced by cyclic loading," 1983.
- [76] J. E. Bowles, *Foundation analysis and design*: McGraw-Hill, 1977.
- [77] H. Dou, and P. M. Byrne, "Model studies of boundary effect on dynamic soil response," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 34, no. Compendex, pp. 460-465, 1997.

- [78] T. S. Ueng, and C. H. Chen, "Liquefaction of sand under multidirectional shaking table tests," *Physical Modelling in Geotechnics, 6th ICPMG'06 - Proceedings of the 6th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*. pp. 481-486.
- [79] T. S. Ueng, M. H. Wang, M. H. Chen *et al.*, "A large biaxial shear box for shaking table test on saturated sand," *Geotechnical Testing Journal*, vol. 29, no. 1, pp. 1-8, 2006.
- [80] T. S. Ueng, C. H. Chen, C. F. Tsou *et al.*, "Shaking table test on a large specimen of Mailiao Silty sand," *Geotechnical Special Publication*.
- [81] P. G. Nicholson, R. B. Seed, and H. A. Anwar, "Elimination of membrane compliance in undrained triaxial testing. II. Mitigation by injection compensation," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 30, no. 5, pp. 739-746, 1993.
- [82] I. M. Idriss, and H. B. Seed, "Seismic response of horizontal soil layers," *American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 94, no. SM4, pp. 1003-1031, 1968.
- [83] L. Prandtl, "Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, vol. 1, no. 1, pp. 15-20, 1921, 1921.
- [84] B. H. Fellenius, "Bearing capacity - A delusion?," in *Proceeding of the Deep Foundation Institute Annual Meeting, Dearborn, Michigan, 1999*, pp. October 14-16.
- [85] U.S.A.C.E., "Engineering and Design - Bearing Capacity of Soils," 1992.
- [86] M.-H. W. Tzou-Shin Ueng, Ming-Horn Chen, Chia-Han Chen, and Li-Hsien Peng, "A large biaxial shear box for shaking table test on saturated sand," *Geotechnical Testing Journal*, vol. 29, no. 1, 2006.
- [87] M.-H. W. Tzou-Shin Ueng, Ming-Horn Chen, Chia-Han Chen, and Li-Hsien Peng, "Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, pp. 50-60, 2009.
- [88] A. Picard, *Analyse des Structures: Beauchemin Itée*, 1992.
- [89] A. Picard, and D. Beaulieu, *Calcul Des Charpentes D'acier: Institut Canadien de la Construction en Acier*, 1991.
- [90] R. D. Holtz, and W. D. Kovacs, *An introduction to Geotechnical Engineering*, 1996.
- [91] C. L. Ngo-Tran, "The analysis of Offshore Foundations Subjected to Combined Loading," *Brasenose College, Oxford*, 1996.

- [92] B. H. Fellenius, *Basics of Foundation Design*: geoforum.com, 2002.
- [93] K. Terzaghi, *Theoretical soil mechanics*, 1943.
- [94] S. Frydman, and H. J. Burd, "Numerical studies of bearing-capacity factor N," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, no. 1, pp. 20-29, 1997.
- [95] A. J. Sheehan, R. E. Olson, K. Park *et al.*, "Estimation of settlement of footings under working loads using equivalent-linear elasticity," *Geotechnical Special Publication*. pp. 1708-1717.
- [96] R. K. Rowe, and J. R. Booker, "Behaviour of footing resting on a non-homogeneous soil mass with a crust - 2. circular footings," *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 18, no. 2, pp. 265-279, 1981.
- [97] M. D. Bolton, "Strength and dilatancy of sands," *Cambridge University, Engineering Department, (Technical Report) CUED/D-Soils*, 1984.
- [98] H. Gercek, "Poisson's ratio values for rocks," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 44, no. 1, pp. 1-13, 2007.
- [99] A. L. Jones, S. L. Kramer, and P. Arduino, *Estimation of uncertainty in geotechnical properties for performance-based earthquake engineering*, University of California, Berkeley, 2012.