



HAL
open science

Évaluation et réduction des conséquences des mouvements de terrains sur le bâti : approches expérimentale et numérique

Boramy Hor

► **To cite this version:**

Boramy Hor. Évaluation et réduction des conséquences des mouvements de terrains sur le bâti : approches expérimentale et numérique. Autre. INSA de Lyon, 2012. Français. NNT : 2012ISAL0003 . tel-00737787

HAL Id: tel-00737787

<https://theses.hal.science/tel-00737787>

Submitted on 2 Oct 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse

Evaluation et Réduction des Conséquences des Mouvements de Terrains sur le Bâti : Approches Expérimentale et Numérique

Présentée devant
L'institut national des sciences appliquées de Lyon

Pour obtenir
Le grade de docteur

École doctorale : MEGA – Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique
Spécialité : Génie Civil - Géotechnique

Par
Boramy HOR
(Master en Génie Civil – INSA LYON)
Soutenue le 24 janvier 2012 devant la Commission d'examen

Jury MM.

Ahmed MEBARKI	Professeur (Université Paris-Est)	Rapporteur
Luc THOREL	Directeur de recherche (IFSTTAR)	Rapporteur
Ali LIMAM	Professeur (INSA de Lyon)	Directeur de thèse
Fabrice EMERIAULT	Professeur (Grenoble-INP)	Co-directeur de thèse
Olivier DECK	Maître de conf. (Ecole des Mines de Nancy)	Examineur
Matthieu CAUDRON	Ingénieur de recherche (INERIS)	Examineur
Hafid BAROUDI	Directeur de GEODERIS	Invité

Laboratoire de recherche : LGCIE – Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale

INSA Direction de la Recherche - Ecoles Doctorales – Quinquennal 2011-2015

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	<u>CHIMIE DE LYON</u> http://www.edchimie-lyon.fr Insa : R. GOURDON	M. Jean Marc LANCELIN Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr
E.E.A.	<u>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE</u> http://eдея.ec-lyon.fr Secrétariat : M.C. HAVGOUDOUKIAN eea@ec-lyon.fr	M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60 97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr
E2M2	<u>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION</u> http://e2m2.universite-lyon.fr Insa : H. CHARLES	Mme Gudrun BORNETTE CNRS UMR 5023 LEHNA Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Forel 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43.12.94 e2m2@biomserv.univ-lyon1.fr
EDISS	<u>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTÉ</u> http://ww2.ibcp.fr/ediss Sec : Safia AIT CHALAL Insa : M. LAGARDE	M. Didier REVEL Hôpital Louis Pradel Bâtiment Central 28 Avenue Doyen Lépine 69677 BRON Tél : 04.72.68 49 09 Fax : 04 72 35 49 16 Didier.revel@creatis.uni-lyon1.fr
INFOMATHS	<u>INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES</u> http://infomaths.univ-lyon1.fr	M. Johannes KELLENDONK Université Claude Bernard Lyon 1 INFOMATHS Bâtiment Braconnier 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 44.82.94 Fax 04 72 43 16 87 infomaths@univ-lyon1.fr
Matériaux	<u>MATERIAUX DE LYON</u> Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry Ed.materiaux@insa-lyon.fr	M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43 83 18 Fax 04 72 43 85 28 Jean-yves.buffiere@insa-lyon.fr
MEGA	<u>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE</u> Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry meza@insa-lyon.fr	M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr
ScSo	<u>ScSo*</u> M. OBADIA Lionel Sec : Viviane POLSINELLI Insa : J.Y. TOUSSAINT	M. OBADIA Lionel Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Fax : 04.37.28.04.48 Lionel.Obadia@univ-lyon2.fr

*ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

À Barnie

바니

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement : Dr. Matthieu Caudron, HDR Marwan Al Heib et Prof. Fabrice Emeriault (mon directeur pendant deux premières années puis mon co-directeur de thèse), pour m'avoir soutenu et orienté durant la période de ce travail de thèse. Sans leurs contributions, ce mémoire ne serait pas ce qu'il est.

Je remercie particulièrement Prof. Ali Limam pour avoir accepté d'être mon directeur de thèse pendant la dernière année et pour avoir apporté ses idées et ses conseils pendant ce projet.

Que Prof. Ahmed Mebarki et Directeur de recherche Luc Thorel reçoivent ma reconnaissance pour avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail.

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein du Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE) de l'INSA de Lyon en partenariat avec la Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol (DRS) de l'Institut National de l'Environnement industriel et des RISques (INERIS). Leur soutien est grandement apprécié. Merci à Jean-Bernard Kazmierczak, responsable d'unité RNOS de la DRS, pour sa responsabilité respectueuse.

Je remercie également tous les membres de comité de pilotage qui ont apporté leur concours à ce travail : Mehdi Ghoreychi (INERIS), Christophe Didier (INERIS), Jamie Standing (Imperial College of London) et Jacques Garnier (IFSTTAR).

J'ai une reconnaissance à tous les collègues de l'équipe DRS qui ont contribué leur sympathie ou tout simplement leur compagnie pendant la réalisation de ce projet. Avec des remerciements particuliers à Nils Legal, Jean Rillard, Christophe Duval, Marie-Pierre Hanne et Nicolas Thelier pour leurs partages scientifiques et surtout culturels. Mon français et ma connaissance de civilisation française ont sans doute progressé.

Je tiens à remercier mes parents et mes frères pour leur soutien sans fin tout au long de mes études.

Une pensée particulière à Jin Ju, mon amour, ma source constante de motivation et d'encouragement.

Table des matières

Introduction Générale	5
------------------------------------	----------

1 Mouvements de Terrain, leur Conséquences sur les Bâtis, et Solutions de Protection.....	11
1.1 Introduction.....	11
1.2 Mouvements de terrain.....	11
1.2.1 Effondrement localisé – le fontis	11
1.2.2 Affaissement.....	12
1.3 Comportement des bâtis soumis aux mouvements de terrain	13
1.3.1 Comportement des bâtis vis-à-vis de déformation horizontale du terrain	15
1.3.2 Comportement des bâtis vis-à-vis de la courbure du terrain	16
1.3.3 Comportement des bâtis vis-à-vis de la mise en pente du terrain	17
1.3.4 Comportement des bâtis vis-à-vis de l'ensemble des effets de mouvements de terrain.....	18
1.4 Estimation de dommage aux bâtis	19
1.4.1 Classification des dommages	20
1.4.2 Méthodes d'estimation des dommages	22
1.4.2.1 Estimation de dommage vis-à-vis de longueur de la structure et déformation horizontale du terrain.....	24
1.4.2.2 Estimation de dommage vis-à-vis de la déformation horizontale et de l'angle de distorsion de la structure.....	26
1.4.2.3 Estimation de dommage vis-à-vis de déformation horizontale et de ratio de déflexion de la structure	28
1.4.3 Influence d'une structure en surface sur les mouvements de terrain ...	29
1.4.4 Procédure d'évaluation de dommage sur le bâti	33
1.4.5 Synthèse sur l'estimation de dommage aux bâtis	34
1.5 Solutions de protection des bâtis – Tranchée Périphérique	35
1.5.1 Méthode de la tranchée périphérique.....	36
1.5.2 Performance de tranchée périphérique.....	38
1.6 Modélisations physique et numérique dans étude de l'interaction sol-structure.....	43

1.6.1	Modèles physiques existantes	43
1.6.1.1	Modèle 2D de l'INSA Lyon (Caudron, 2007)	45
1.6.1.2	Modèle 2D de RIST (Lee et Bassett, 2007).....	46
1.6.1.3	Modèle 3D de Université d'Illinois (Laefer, 2001).....	48
1.6.2	Modèles numériques de l'interaction sol-structure.....	50
1.6.2.1	Modèle numérique de l'interaction sol-structure dans le cas d'affaissements miniers (Deck & Anirudh, 2010)	51
1.6.2.2	Modèle numérique de l'interaction sol-structure lors du creusement de tunnel (Burd et al., 2000)	53
1.7	Synthèse et Conclusion	56
2	Le Modèle Physique.....	61
2.1	Présentation du modèle physique	61
2.2	Données fondamentales, contraintes et limitations	63
2.3	Validation du modèle physique	65
2.3.1	Procédure de réalisation d'un essai	66
2.3.2	Exploitation d'un essai	69
2.3.2.1	Instrumentation – Corrélation des images numériques (DIC).....	69
2.3.2.2	Données de base	70
2.3.2.3	Résultats type	71
2.3.3	Résultats de l'étude paramétrique	74
2.3.4	Influence des conditions initiales	76
2.4	Caractérisation du sol et de l'interface sol-structure.....	78
2.4.1	Caractéristiques du sable de Fontainebleau	79
2.4.1.1	Détermination de densité	80
2.4.1.2	Résultats de l'essai triaxial	81
2.4.1.3	Résultats des essais de cisaillement direct	82
2.4.2	Caractéristiques mécaniques de l'interface sable-polycarbonate.....	89
2.5	Synthèse et Conclusion	93
3	Analyse Expérimentale de l'Interaction Sol-Structure.....	97
3.1	Mouvements du sol en terrain vierge	97
3.2	Maquette de structure type maison individuelle	102
3.2.1	Conception et dimensionnement	102
3.2.1.1	Etape 1 : Simplification de prototype réel.....	103
3.2.1.2	Etape 2 : Réduction de raideur du prototype simplifié.....	105
3.2.1.3	Etape 3 : Transformation du prototype simplifié à la maquette	105
3.2.2	Rigidité relative de la maquette	108
3.2.3	Réalisation d'un essai avec la maquette de structure	109

3.3	Etude paramétrique de l'interaction sol-structure.....	111
3.3.1	Influence de la structure sur les mouvements de sol.....	112
3.3.2	Transfert des mouvements de sol vers la structure	118
3.3.2.1	Comportement de la structure en surface	120
3.3.2.2	Mouvements de structure en surface.....	123
3.4	Estimation des dommages sur la structure	131
3.5	Synthèse et Conclusion	134
4	Analyse Expérimentale de la Performance d'une Tranchée Périphérique	139
4.1	Maquette de tranchée périphérique	139
4.1.1	Choix de matériau	140
4.1.2	Caractéristiques géométriques	141
4.1.3	Réalisation d'un essai en présence de la tranchée périphérique	142
4.2	Performance de tranchée périphérique	144
4.2.1	Performance de la tranchée en l'absence de structure	145
4.2.2	Performance de la tranchée en présence de la structure.....	149
4.3	Synthèse et conclusion.....	157
5	Modélisation Numérique de l'Expérimentation Physique	161
5.1	Objectifs de la modélisation	162
5.2	Présentation du logiciel Marc-Mentat.....	162
5.2.1	Loi de comportement du matériau « Geomodel ».....	163
5.2.2	Loi de contact dans Marc.....	164
5.2.2.1	Détection du contact	165
5.2.2.2	Modèle de frottement Coulomb.....	166
5.2.2.3	Séparation ou décollement d'un contact	168
5.3	Calage des paramètres du sol et de l'interface	168
5.3.1	Détermination des caractéristiques du sol.....	168
5.3.2	Détermination des caractéristiques de l'interface.....	173
5.3.3	Conclusion.....	176
5.4	Validation du modèle numérique par les résultats expérimentaux	177
5.4.1	Présentation du modèle numérique.....	178
5.4.1.1	Propriétés géométriques et mécaniques des modèles	178
5.4.1.2	Maillage des modèles	182
5.4.1.3	Phases de calcul et conditions aux limites	183
5.4.2	Simulation de mouvements de sol sans structure	184
5.4.3	Simulation de l'interaction sol-structure.....	191

5.4.3.1	Analyse des mouvements dans la structure	192
5.4.3.2	Transfert des mouvements du sol vers la structure	202
5.4.3.3	Influence de structure sur les mouvements du sol	204
5.4.4	Simulation avec la structure et la tranchée périphérique	207
5.5	Synthèse et conclusion	213

Conclusion Générale	217
----------------------------------	------------

Bibliographie.....	223
---------------------------	------------

Annexe A : Performance de Corrélation d'Images Numériques (DIC).....	233
---	------------

Annexe B : Sable de Fontainebleau (NE34)	239
---	------------

Annexe C : Détermination de la densité de du massif du sol par l'essai pénétrométrique Panda	241
---	------------

Annexe D : Conception et Dimensionnement d'une Maquette de Structure type Maison Individuelle	245
--	------------

Annexe E : Lois de comportement du matériau « Geomodel »	257
---	------------

Table des figures

Figure 1 : (a) Dommage sur un bâti soumis à un affaissement (INERIS) ; (b) Dommage sur une maison soumise à un fontis (USA, 2006).....	5
Figure 2 : Programme de recherche.....	6
Figure 3 : Le modèle physique de l'INERIS.....	7
Figure 4 : Le modèle numérique des éléments finis de code Marc-Mentat.....	7
Figure 1.1 : Evolution d'une cloche de fontis au cours du temps (Vachat, 1982)	12
Figure 1.2 : Une cuvette d'affaissement induit par l'exploitation minière ¹	13
Figure 1.3 : Caractéristiques d'une cuvette d'affaissement idéalisée induite par une excavation souterraine	14
Figure 1.4 : Evaluation des effets de la déformation horizontale du terrain sur un bâti (Deck & Anirudth, 2010).....	15
Figure 1.5 : Variation des contraintes sous les fondations, selon la courbure du sol (CSTB, 2004).....	17
Figure 1.6 : Effets de la mise en pente du terrain sur le bâti (CSTB, 2004).....	18
Figure 1.7 : Développement de fissures dans les murs d'une maison subits la déformation (a, b, et c) et la courbure de terrain (d, e, et f) - (Kratzsch, 1983).....	19
Figure 1.8 : Définitions de grandeurs liées aux mouvements de terrain et de fondations (Burland & Wroth, 1974).....	23
Figure 1.9 : Définitions de l'angle de distorsion d'une structure (Deck, 2002)	24
Figure 1.10 : Prévission de dommage en fonction de longueur de l'ouvrage et déformation horizontale du terrain (NCB, 1975)	25
Figure 1.11 : Prévission de dommage en fonction de longueur de l'ouvrage (inférieure à 50 m) et déformation horizontale du terrain (Wagner & Shümann, 1991)	25
Figure 1.12 : Déformations d'une poutre simple rectangulaire représentant un bâti (d'après Burland & Wroth, 1974)	26
Figure 1.13 : Prévission de dommage en fonction de déformation horizontale et d'angle de distorsion (d'après Boscardin & Cording, 1989)	27
Figure 1.14 : Etat de déformation d'un point ou état de déformation moyenne dans la structure, et abaque de prévission des dommages plus généralisé (d'après Son & Cording, 2005)	28
Figure 1.15 : Prévission de dommage en fonction de déformation horizontale et de ratio de déflexion (d'après Burland, 1997)	29
Figure 1.16 : Géométrie du problème d'analyse numérique (Potts & Addenbrooke, 1997)	31
Figure 1.17 : Facteurs de modification pour le ratio de déflexion (en haut) et pour la déformation horizontale (en bas) (d'après Potts & Addenbrooke, 1997).....	32
Figure 1.18 : Procédure d'évaluation de risques de dommage aux bâtis (d'après Franzius, 2003 modifié de Burland, 1995)	33
Figure 1.19 : Présentation de la tranchée périphérique (d'après CSTB, 2004)	36
Figure 1.20 : Géométrie du modèle utilisée (dimensions exprimées en pouce) - (d'après Luo & al., 1992).....	38

Figure 1.21 : Réduction de contrainte sur la dalle en fonction de largeur de tranchée (gauche) et en fonction de profondeur de tranchée sous la dalle (droite) - (d'après Luo & al., 1992)	39
Figure 1.22 : Réalisation d'une tranchée périphérique dans le cadre d'expérience conduite aux Etats-Unis (d'après Peng et al. 1996).....	39
Figure 1.23 : Déformations mesurées le long la maison et le long la tranchée (Peng et al. 1996)	40
Figure 1.24 : Modélisation 2D des tranchées périphériques de 1 m de hauteur et 50 cm de large, placées à 1 m des limites de la structure (gauche) ; et déformation horizontale calculée dans le sol et le mur avec et sans la tranchée (droite) - (Al Heib, 2008)	41
Figure 1.25 : Simulation d'excavation de tunnel par les trappes (Nakai et al., 1997)	44
Figure 1.26 : Modèle 2D de l'INSA de Lyon : (a) l'ensemble du modèle physique, (b) configuration de l'état initial (c) cuvette de tassement en surface à l'état final (Caudron, 2007)	45
Figure 1.27 : Modèle 2D de RIST. (a) géométrie étudiée, (b) présentation du modèle de l'interaction pieu-sol-tunnel (Lee & Bassett, 2007)	46
Figure 1.28 : Zone d'influence pieu-sol-tunnel proposées par Lee & Bassett (2007)	47
Figure 1.29 : Vues en coupe et en dessus du modèle réduit 3D de l'université d'Illinois (Laefer, 2001)	48
Figure 1.30 : Mouvements du sol et de structure du modèle physique (a) et du modèle numérique (b) – (Laefer, 2001).....	49
Figure 1.31 : Géométrie du modèle et résultats de déformation horizontale en surface et en profondeur de 30 m pour un sol de $E = 50$ MPa et $\phi = 30^\circ$ (Deck & Anirudth, 2010).....	51
Figure 1.32 : Iso-valeurs de la déformation plastique normale dans la zone de traction pour une dalle (a et c) et une structure poutre-poteau (b et d) de 8 m de long et pour différentes propriétés mécaniques du terrain (Deck & Anirudth, 2010) .	52
Figure 1.33 : (a) géométrie du problème ; (b) maillage de bâti en maçonnerie, le sol, et le tunnel partiellement installé (vue symétrique) - (Burd et al., 2000)	53
Figure 1.34 : Cuvettes d'affaissements (Burd et al., 2000).....	54
Figure 1.35 : Fissuration dans la façade avant. (a) prise en compte l'interaction sol-structure ; (b) les déplacements de terrain vierge imposés sur la façade (Burd et al., 2000).....	54
Figure 2.1 : Modèle physique dans une configuration à 32 vérins (INERIS).....	61
Figure 2.2 : Modèle physique utilisé avec un seul vérin. (a) Vue de dessus du modèle ; (b) Les deux caméras du système d'imagerie numérique visant la surface du massif de sol et la maquette de structure ; (c) La cuvette d'affaissement du sol et la déformation de la structure induits par le déplacement vertical du vérin	62
Figure 2.3 : Equipements du modèle physique. (a) Dame de compactage et de piquage du massif de sable ; (b) Règle de nivellement de la surface du sable	68
Figure 2.4 : Vue générale du bâti expérimental et de l'appareillage	68
Figure 2.5 : Représentation 3D du champ de déplacement vertical (mm) sur la surface déformée de la cuvette d'affaissement	71
Figure 2.6 : Représentation 2D des champs de déplacements horizontaux selon X (gauche) et Y (droite) sur les clichés des caméras.....	72
Figure 2.7 : Evolution de la cuvette d'affaissement (gauche) et du déplacement horizontal (droite) pour trois valeurs de déplacements du vérin O de 10 à 30 mm.....	72

Figure 2.8 : Champ de déformation en surface ε_{xx} pour une étape finale (gauche) ; et variation de ε_{xx} en fonction du déplacement vertical du vérin, coupe selon l'axe X (droite)	73
Figure 2.9 : Coupes des cuvettes d'affaissement selon trois axes R0°, R90° et R45°	74
Figure 2.10 : Déplacements verticaux (gauche) et horizontaux (droite) pour quatre essais identiques, avec une hauteur de recouvrement de 300 mm	77
Figure 2.11 : Déplacements verticaux (gauche) et horizontaux (droite) pour deux essais identiques, avec une hauteur de recouvrement de 500 mm	77
Figure 2.12 : Courbes contrainte-déformation du sable dense de l'essai triaxial pour différentes contraintes de confinement	81
Figure 2.13 : Courbes intrinsèques du sable de l'essai de cisaillement direct pour différentes densités relatives, de 2,2 à 20,5 kPa (gauche) et de 2,2 à 476,1 kPa (droite)	82
Figure 2.14 : Courbes intrinsèques des résultats expérimentaux et des relations approchées pour différentes densités relatives, de 2,2 à 20,5 kPa (gauche) et de 2,2 à 476,1 kPa (droite)	84
Figure 2.15 : Evolution de l'angle de frottement tangent (gauche) et de l'angle de frottement sécant à l'origine (droite) en fonction de la contrainte normale pour différentes densités relatives, selon la relation approchée (app) $\tau = A\sigma^n$	85
Figure 2.16 : Comparaison de l'évolution de l'angle de frottement du sable moyen	87
Figure 2.17 : Principe d'essai œdométrique modifié	87
Figure 2.18 : Courbes contrainte-rigidité du sable de Fontainebleau de densité maximale	89
Figure 2.19 : Courbes résistance au cisaillement – déplacement relatif de l'interface sable-polycarbonate de l'essai de cisaillement. L'effet de densité (gauche) ; l'effet de rugosité (droite)	90
Figure 2.20 : Courbes contrainte normale – résistance au cisaillement forcées à l'origine de l'interface entre sable de densité moyenne et polycarbonate de différents types de surface. Résultats pour les contraintes de 2,2 à 10 kPa (gauche) ; de 2,2 à 97,6 kPa (droite)	91
Figure 2.21 : Courbes contrainte normale – résistance au cisaillement forcées à l'origine de l'interface entre sable de différentes densités et polycarbonate de surface normale, avec les contraintes de 2,2 à 10 kPa (gauche) ; et de 2,2 à 97,6 kPa (droite)	91
Figure 2.22 : Comparaison de la résistance au cisaillement du sol avec celles de l'interface obtenue lors de l'expérience et de la relation approchée (gauche) ; et évolution de τ/σ en fonction de contrainte normale (droite), pour un polycarbonate de surface normale et un sable de densité moyenne	92
Figure 3.1 : Configuration d'essai en terrain vierge réalisé dans le bâti expérimental	98
Figure 3.2 : Trois directions R0°, R90° et R45° dans le plan horizontal utilisées	99
Figure 3.3 : Déplacements vertical (S_v) et horizontal (S_h) du sol en terrain vierge suivant deux directions R0° et R90° ; avec hauteur de recouvrement H=300 mm (gauche) et avec H=500 mm (droite)	100
Figure 3.4 : Pente (p) et déformation horizontale (ε_h) du sol en terrain vierge suivant deux directions R0° et R90° ; avec hauteur de recouvrement H=300 mm (gauche) et avec H=500 mm (droite)	100
Figure 3.5 : Différentes étapes pour la conception de maquette de structure (dimensions non-respectées à l'échelle)	103

Figure 3.6 : Modélisation de la maison individuelle soumise à une perte d'appui et à un déplacement horizontal imposé	104
Figure 3.7 : Maquette de structure retenue. (a) la maquette de type bac en polycarbonate avec la surcharge des billes de plomb placée dans des petits sacs permettant d'assurer une bonne répartition de charge lors d'essai ; (b) Position des cameras visant la maquette	107
Figure 3.8 : Emplacement de la maquette à une position définie	110
Figure 3.9 : Différentes positions horizontales de maquette par rapport au vérin et à la cuvette d'affaissement	111
Figure 3.10 : Contours des cuvettes d'affaissement en terrain vierge (TV) et en présence de maquette de structure de différentes positions (ISS) pour l'essai avec H=500 mm	113
Figure 3.11 : Influence de la maquette de structure sur les déplacements vertical (S_v) et horizontal (S_h) du sol en surface	114
Figure 3.12 : Influence de la maquette de structure sur la pente (p) et la déformation horizontale (ϵ_h) du sol en surface	115
Figure 3.13 : Répétitivité des essais identiques sur les différents paramètres du mouvement de terrain en présence de la maquette de structure en pente maximale (position 1).....	117
Figure 3.14 : Représentation 3D du déplacement vertical du sol et de la maquette de structure en surface située en pente maximale de la cuvette (seuls les bords de la maquette sont analysés par la corrélation d'images de Vic3D).....	119
Figure 3.15 : Définition des quatre bords de la maquette utilisés pour analyser son comportement : les bords gauche et droite suivent la direction $R90^\circ$ et les bords haut et bas suivent la direction $R0^\circ$	120
Figure 3.16 : Déplacements de la maquette de structure en position 1(P1) par rapport à ceux du sol des essais avec la hauteur de recouvrement 500 mm.....	120
Figure 3.17 : Exemple d'écoulement de sable sur la maquette en position 3.....	121
Figure 3.18 : Déplacements en surface du sol et de la maquette de différentes position et des deux campagnes d'essais avec hauteur de recouvrement 300 mm et 500 mm	122
Figure 3.19 : Déplacements vertical et horizontal de la maquette de structure en pente maximale (position 1) obtenus des quatre essais avec H=300 mm et de deux essais avec H=500 mm, suivant la direction $R90^\circ$ correspondant aux bords gauche et droite de maquette.....	124
Figure 3.20 : Déplacements vertical et horizontal de la maquette de structure en zone de traction du terrain (position 2) obtenus des quatre essais avec H=300 mm et de deux essais avec H=500 mm, suivant la direction $R90^\circ$ correspondant aux bords gauche et droite de maquette	125
Figure 3.21 : Déplacements vertical et horizontal de la maquette de structure en zone de compression (position 3) obtenus de deux essais avec H=500 mm, suivant la direction $R90^\circ$ correspondant aux bords gauche et droite de maquette et suivant la direction $R0^\circ$ correspondant aux bords haut et bas	126
Figure 3.22 : Définition de la pente moyenne et du ratio de déflexion de la structure et du sol.....	127
Figure 3.23 : Transfert de déformation horizontale du sol vers la structure en surface.....	130
Figure 3.24 : Transfert de ratio de déflexion du sol vers la structure en surface	130
Figure 3.25 : (a) Prévision de dommage en fonction de la longueur de structure et de la déformation horizontale du terrain, Wagner & Shümann (1991) ;	

	(b) Prévision de dommage en fonction de la déformation horizontale et du ratio de déflexion de structure, Burland (1997)	131
Figure 4.1	: Matériaux envisageables pour la tranchée périphérique	140
Figure 4.2	: (a) Maquette de tranchée placée à 35 mm autour de la maquette de structure ;(b) caractéristiques géométriques de la maquette de tranchée	142
Figure 4.3	: Procédure de mise en place de la maquette de tranchée. (a) positionnement de la structure ; (b) positionnement de la tranchée périphérique centrée par rapport à la structure ; (c) mise en place bloc par bloc de la tranchée sur chaque côté de la structure ; et (d) la structure et la tranchée sont prêts pour la réalisation de l'essai	143
Figure 4.4	: Différentes configurations d'essais avec la tranchée. (a) tranchée à 35 mm de la structure en pente maximale (P1) ; (b) tranchée à 35 mm de la structure en zone de traction (P2) ; et (c) tranchée placée à 10 mm de la structure en zone de traction (P2)	144
Figure 4.5	: Iso-valeurs du déplacement vertical dans le cas sans et avec tranchée	147
Figure 4.6	: Comparaison des déplacements horizontal (S_h) et vertical (S_v) du sol en condition de terrain vierge et ceux en condition avec présence de la tranchée sans la structure	147
Figure 4.7	: Déplacements horizontal (S_h) et vertical (S_v) du sol suivant la direction $R0^\circ$ passé au centre et ceux du côté haut de la tranchée	147
Figure 4.8	: Comportement de tranchée et de terrain lors d'un mouvement	148
Figure 4.9	: Zones où les déformations de tranchée et de sol sont calculées	148
Figure 4.10	: Déplacements horizontaux du sol avec et sans la tranchée. (a) tranchée 35 mm de la structure en pente maximale ; (b) tranchée à 35 mm de la structure en zone de traction ; et (c) tranchée à 10 mm de la structure en zone de traction	150
Figure 4.11	: Déplacements horizontaux de la structure avec et sans la tranchée. (a) tranchée 35 mm de la structure en pente maximale ; (b) tranchée à 35 mm de la structure en zone de traction ; et (c) tranchée à 10 mm de la structure en zone de traction	152
Figure 4.12	: Zones où la déformation horizontale du sol environnant est calculée	153
Figure 4.13	: Iso-valeurs des déformations horizontales selon $R90^\circ$ pour la configuration avec la tranchée placée à 35 mm de la structure en zone de traction	153
Figure 4.14	: Efficacité de la tranchée périphérique vis-à-vis de la déformation du sol et de la structure	154
Figure 5.1	: Système d'application de Marc (extrait de Marc, 2010)	163
Figure 5.2	: Surface de rupture de Geomodel (Fossum & Branon, 2004). (a) Vue tridimensionnelle dans l'espace de contrainte principale avec le « cap » ; (b) Vue dans le plan méridional utilisant les coordonnées cylindriques ; (c) Vue octaédrale avec TXC (compression triaxiale) et TXE (Extension triaxiale)	164
Figure 5.3	: Situations possibles de contact	165
Figure 5.4	: Modèle de frottement de Coulomb	166
Figure 5.5	: Modèle bilinéaire de frottement de Coulomb	167
Figure 5.6	: Condition pour la séparation d'un contact	168
Figure 5.7	: Simulation de l'essai de cisaillement direct du sol	169
Figure 5.8	: (a) Courbes contrainte tangentielle (τ) – déplacement horizontal (D_h) pour contraintes normales σ_n : 20 – 100 kPa et σ_n : 0 – 20 kPa ; (b) Courbes déplacement vertical (D_v) – déplacement horizontal (D_h) pour contraintes normales σ_n : 20 – 100 kPa et σ_n : 0 – 20 kPa	171

Figure 5.9 : Courbes intrinsèques au pic (gauche) et au palier (droite) du sable, sur une gamme de contraintes normales σ_n : 0 – 100 kPa (haute) et σ_n : 0 – 20 kPa (bas)	172
Figure 5.10 : Simulation de l'essai cisaillement direct de l'interface sable-polycarbonate	173
Figure 5.11 : Courbes contrainte tangentielle (τ) – déplacement relatif tangentiel (Dh) de l'interface sable-polycarbonate pour contraintes normales σ_n : 20 – 100 kPa (gauche) et σ_n : 0 – 20 kPa (droite).....	175
Figure 5.12 : Courbes enveloppes contrainte tangentielle (τ) – contrainte normale (σ_n) de l'interface sable-polycarbonate sur une gamme de contraintes normale σ_n : 0 – 100 kPa (gauche) et σ_n : 0 – 20 kPa (droite).....	175
Figure 5.13 : Coupe schématique du modèle réduit physique utilisé pour la configuration avec la structure (en position 1) et avec la tranchée périphérique (à 35 mm de structure).....	178
Figure 5.14 : Géométrie retenue pour les modélisations des mouvements de terrain vierge.....	179
Figure 5.15 : Module d'élasticité du sol employé dans la modélisation numérique	181
Figure 5.16 : Maillage des modèles utilisés.....	182
Figure 5.17 : Représentation du champ de déplacement vertical (m) sur la surface déformée de sol par la modélisation numérique	184
Figure 5.18 : Evolution des cuvettes d'affaissement (déplacement vertical) du modèle numérique et du modèle physique pour la configuration avec H=300 mm	186
Figure 5.19 : Evolution des cuvettes d'affaissement (déplacement vertical) du modèle numérique et du modèle physique pour la configuration avec H=500 mm	187
Figure 5.20 : Mouvements du terrain vierge en surface obtenus du modèle numérique (MN) et des essais du modèle physique (MP) pour la configuration avec H=300 mm.....	188
Figure 5.21 : Mouvements du terrain vierge en surface obtenus du modèle numérique (MN) et des essais du modèle physique (MP) pour la configuration avec H=500 mm.....	188
Figure 5.22 : Représentation des champs de déplacement vertical (m) sur la surface déformée de sol et de la structure par la modélisation numérique	191
Figure 5.23 : Evolution de l'interaction sol-structure. (a) Etape correspondant à 50% de déplacement vertical maximal imposé ; (b) Etat final	193
Figure 5.24 : Déplacement vertical (S_v) sur la surface déformée des structures de différentes raideurs relatives.....	195
Figure 5.25 : Déplacements vertical et horizontal sur le bord gauche et le bord haut de structure, pour les configurations de $H = 300\text{ mm}$ (en haut) et $H = 500\text{ mm}$ (en bas).....	196
Figure 5.26 : Déplacements vertical et horizontal de structures suivant R90°. Comparaison des résultats des modèles numériques avec modèles physiques pour les configurations de $H = 300\text{ mm}$ (en haut) et $H = 500\text{ mm}$ (en bas)	200
Figure 5.27 : Transferts de déformation horizontale et de ratio de déflexion des modèles numériques et des modèles physiques	203
Figure 5.28 : Mouvements dans le sol en condition de terrain vierge (TV) et en présence des structures de différentes raideurs relatives, obtenus des modèles numériques	205
Figure 5.29 : Géométrie étudiée pour la simulation avec la structure et la tranchée	207

Figure 5.30 : Influence de la tranchée périphérique. Représentation des champs de déformation horizontale suivant Y (R90°)	208
Figure 5.31 : Déformation horizontale suivant Y (R90°) sur la surface déformée de structure et de la tranchée pour différents rapport E_{tp}/E_s	209
Figure 5.32 : Déplacement horizontal (en haut) et déformation horizontale (en bas) du sol dans les configurations sans tranchée et avec tranchées de différents rapports E_{tp}/E_s	210
Figure 5.33 : Evolution de déformations horizontales de la tranchée et du sol environnant (gauche) et de la structure (droite)	211
Figure 5.34 : Efficacité de la tranchée du modèle physique et du modèle numérique	212
Figure A.1 : Capture d'une mire de calibration pour un essai concernant une surface de taille réduite : 200x300 mm ² environ.	235
Figure A.2 : Schéma de principe des mouvements de terrain limite pour un suivi par les caméras d'imagerie numérique	236
Figure A.3 : Tracé des iso-déplacements verticaux. Tous les points gris représentent l'accumulation de motifs non-calculés par Vic3D.....	238
Figure C.1 : Bâti expérimental et emplacement de sondage	241
Figure C.2 : Courbes de relation résistance de pointe – profondeur pour différents sondage et différents massifs	242
Figure D.1 : Vue en plan et coupe du prototype étudié	245
Figure D.2 : Représentation du prototype de maison individuelle sous RobotBat	247
Figure D.3 : Zones de plastification (en rouge) à l'encoignure des ouvertures de façade sous un fontis de rayon 4m	248
Figure D.4 : Géométrie du prototype équivalent.....	249
Figure D.5 : Erreur relative sur les déplacements verticaux du radier vis-à-vis de la maison	249
Figure D.6 : Erreur relative sur les déplacements horizontaux du radier vis-à-vis de la maison	250
Figure D.7 : Erreur totale sur les déplacements du radier vis-à-vis de la maison.....	251
Figure D.8 : Erreur totale du prototype radier choisi.....	251
Figure D.9 : Comparaison des déplacements verticaux de la maison et du radier	252
Figure D.10 Comparaison des déplacements horizontaux de la maison et du radier	252
Figure D.11 : Comportement d'un radier d'épaisseur 25cm	253
Figure D.12 : Vue en coupe de la maquette de structure	254
Figure D.14 : Maquette utilisée dans les essais du modèle physique	256
Figure D.13 : Comportement de la maquette ramené à l'échelle du prototype	256
Figure E.1 : Surface de rupture de Geomodel (Fossum & Branon, 2004). (a) Vue tridimensionnelle dans l'espace de contrainte principale avec le « cap » ; (b) Vue dans le plan méridional utilisant les coordonnées cylindriques ; (c) Vue octaédrale avec TXC (compression triaxiale) et TXE (Extension triaxiale)	257
Figure E.2 : Geomodel composé de la fonction de surface de rupture par cisaillement (F_s) et la fonction du Cap (F_c).....	258
Figure E.3 : Courbe enveloppe de la surface de rupture.....	259
Figure E.4 : Courbe définissant la fonction de « Cap ».....	259
Figure E.5 : Représentation du critère Mohr-Coulomb dans le plan de contrainte principale (gauche) et dans le plan déviatorique (droite).....	260
Figure E.6 : Lois de comportement elasto-plastique parfait de Mohr-Coulomb	260

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Comparaison et équivalences entre les différentes échelles de classification des dégradations (In Deck, 2002).....	20
Tableau 1.2 : Echelle de classification des dégradations (d'après Burland, 1997).....	21
Tableau 1.3 : Relation entre les catégories de dommages et la déformation limite de traction dans la structure (d'après Boscardin & Cording, 1989)	22
Tableau 1.4 : Dispositions constructives applicables à la structure, à la fondation ou au sol (Kazmierczak & Al Heib, 2008).....	35
Tableau 1.5 : Différentes préconisations pour la technique de la tranchée périphérique (modifié de Deck, 2002).....	37
Tableau 2.1 : Limite d'application sur les dimensions du prototype	63
Tableau 2.2 : Relations de similitude modèle-prototype pour les grandeurs physiques	64
Tableau 2.3 : Liste des contraintes ou limitations actuelles du modèle physique utilisé	65
Tableau 2.4 : Evolution des caractéristiques des mouvements de terrain en surface en fonction des paramètres d'essai	75
Tableau 2.5 : Plan d'expérience pour les caractérisations du sable de Fontainebleau et de l'interface sable-polycarbonate.....	79
Tableau 2.6 : Etat de densité du sable de Fontainebleau	80
Tableau 2.7 : Caractéristiques du sable de Fontainebleau des essais triaxiaux	81
Tableau 2.8 : Cohésions et angles de frottement du sable de Fontainebleau de l'essai de cisaillement direct.....	83
Tableau 2.9 : Relations approchées contrainte normale – résistance au cisaillement.....	85
Tableau 2.10 : Coefficient de frottement de l'interface sable-polycarbonate pour les différents cas	91
Tableau 3.1 : Paramètres utilisés pour les essais du modèle physique	98
Tableau 3.2 : Valeurs moyennes des différents paramètres des mouvements du sol en terrain vierge suivant trois différentes directions horizontales, pour deux hauteurs de recouvrement H=300 mm et H=500 mm	101
Tableau 3.3 : Conditions de similitude à respecter pour une maquette idéale à l'échelle 1/40 ^{ème} transformée du prototype simplifié d'un radier de 25 cm d'épaisseur.....	106
Tableau 3.4 : Caractéristiques des matériaux de la maquette retenue	107
Tableau 3.5 : Ecart relatif des paramètres principaux entre la maquette idéale et la maquette retenue	108
Tableau 3.6 : Rigidités relatives de la maquette et du prototype équivalent à 1/40 ^{ème}	108
Tableau 3.7 : Facteurs de modification pour la maquette selon Potts et Addenbrooke (1997).....	109
Tableau 3.8 : Plan d'expérience pour l'étude paramétrique de l'interaction sol-structure	112
Tableau 3.9 : Comparaison des paramètres des mouvements du sol en terrain vierge (TV) et ceux des essais en présence de la structure (ISS) en différentes positions	118
Tableau 3.10 : Comparaison des mouvements du sol avec ceux de la structure obtenus pour les essais avec la hauteur de recouvrement H=300 mm	128
Tableau 3.11 : Comparaison des mouvements du sol avec ceux de la structure obtenus pour les essais avec la hauteur de recouvrement H=500 mm	128

Tableau 3.12 : Paramètres de dommage pour les différentes approches (à l'échelle réelle)	132
Tableau 3.13 : Degré de dommage estimé par les différentes approches	132
Tableau 4.1 : Caractéristiques des différents matériaux utilisés	141
Tableau 4.2 : Caractéristiques du modèle de tranchée	141
Tableau 4.3 : Ensemble d'essais réalisés dans l'étude de la performance de tranchée	144
Tableau 4.4 : Déformations en compression du sol et de la tranchée (sans structure)	149
Tableau 4.5 : Déformations horizontales moyennes du sol environnant et de la structure dans les situations sans et avec la tranchée périphérique	154
Tableau 4.6 : Comparaison des dommages estimés sur la structure dans la condition sans tranchée avec la condition avec la tranchée	156
Tableau 5.1 : Caractéristiques du sable des essais expérimentaux de cisaillement	169
Tableau 5.2 : Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux numériques de l'essai cisaillement du sol	172
Tableau 5.3 : Paramètres de plasticité du sol à utiliser pour la modélisation numérique des mouvements de terrain	173
Tableau 5.5 : Caractéristiques mécaniques de l'interface sable-polycarbonate	174
Tableau 5.5 : Différentes simulations numériques utilisées pour la comparaison avec les essais de modèle réduit physique	177
Tableau 5.6 : Propriétés mécaniques du sol, de la structure, et de la tranchée utilisées	181
Tableau 5.7 : Propriétés mécaniques de l'interface sol-structure	181
Tableau 5.8 : Phases de calcul et conditions aux limites appliquées	183
Tableau 5.9 : Caractéristiques géométriques utilisées pour la modélisation numérique et la modélisation physique	185
Tableau 5.10 : Comparaison des paramètres du sol en condition de terrain vierge de la modélisation numérique avec la modélisation physique	189
Tableau 5.11 : Différentes valeurs des raideurs relatives étudiées	194
Tableau 5.12 : Mouvements dans la structure pour différentes valeurs des raideurs relatives (pour $H = 300 \text{ mm}$)	197
Tableau 5.13 : Mouvements dans la structure pour différentes valeurs de raideur relative (pour $H = 500 \text{ mm}$)	197
Tableau 5.14 : Mouvements dans la structure (sur le bord gauche uniquement) du modèle numérique (MN) et du modèle physique (MP) – (pour $H = 300 \text{ mm}$)	201
Tableau 5.15 : Mouvements dans la structure (sur les bords gauche et haut) du modèle numérique (MN) et du modèle physique (MP) – (pour $H = 500 \text{ mm}$)	201
Tableau 5.16 : Mouvements dans le sol (terrain vierge) et dans la structure. Bilan et comparaison entre les résultats du modèles physique et des modèle numérique	203
Tableau 5.17 : Ecart entre les mouvements du sol en terrain vierge (TV) et ceux en présence de structure (ISS). Résultats des modèles numériques	206
Tableau 5.18 : Rapports entre modules d'Young de la tranchée et du sol étudiés	208
Tableau 5.19 : Déformations horizontales de la tranchée, de la structure et du sol environnant dans les conditions sans et avec tranchée	211
Tableau 5.20 : Evolution de l'efficacité de la tranchée en fonction du rapport E_{tp}/E_s	212
Tableau C.1 : Valeur OPN (%) pour différents sondage et pour différents massifs	243
Tableau C.2 : Indice de compacité (%) pour différents sondages et différents massifs	244
Tableau D.1 : Contraintes au niveau des semelles de l'ouvrage	246

Evaluation et Réduction des Conséquences des Mouvements de Terrains sur le Bâti : Approches Expérimentale et Numérique

Résumé

L'instabilité des cavités souterraines (mines, carrières, tunnels,...) peut induire les mouvements de terrains d'amplitude suffisante pour endommager les bâtiments et les infrastructures en surface. Les méthodes traditionnelles, utilisées dans les pratiques d'ingénieur pour prévoir les déformations dans les structures, sont basées sur les caractéristiques des mouvements de terrain en condition de terrain vierge sans prendre en compte l'effet de la présence des structures en surface.

L'objectif de cette thèse est de prédire les déformations des ouvrages en tenant compte de l'influence de l'interaction sol-structure, d'une part ; et d'évaluer la performance d'une solution de protection (tranchée périphérique), d'autre part. Cela a été achevé par la réalisation d'études paramétriques utilisant deux approches complémentaires : une approche expérimentale à l'aide d'un modèle réduit physique 3D sous gravité normale et une modélisation numérique 3D par la méthode des éléments finis. En particulier l'effet d'un certain nombre de paramètres géométriques et mécaniques a pu être investigué dans l'étude de l'interaction sol-structure : la position de la structure par rapport à la cuvette d'affaissement, le poids de la structure et la raideur relative entre le sol et la structure. Concernant l'étude de l'efficacité de tranchées périphériques, l'effet de la position de la structure, de la position de la tranchée vis-à-vis de la structure et de la rigidité de la tranchée a été analysé.

Les résultats obtenus ont abouti à une meilleure compréhension du problème d'interaction sol-structure et ont montré l'importance de cet effet qui doit être pris en compte dans l'évaluation de la vulnérabilité du bâti. Le transfert des mouvements du sol à la structure est faible (moins de 2,5%), dans le cas modélisé : structure rigide et interface glissante. Les différents résultats ont permis par ailleurs de mettre en évidence l'efficacité de la tranchée périphérique pour réduire les sollicitations affectant les structures. La tranchée doit être remplie avec un matériau très déformable et surtout placée à une distance de l'ordre d'un mètre de la structure.

Mots-clés : mouvements de terrains ; interaction sol-structure ; tranchée périphérique ; modélisation physique 3D ; modélisation numérique 3D.

Evaluation and Reduction of Ground Movements Consequences on building: Experimental and Numerical Approaches

Abstract

The instability of underground cavities due to mining or tunneling activities can induce surface ground movements which damage overlying buildings and infrastructures. The conventional design methods, used in engineering practices to assess the structure's deformations, are based on greenfield ground movements without taking into account the effect of the surface structure.

The objective of this thesis is to predict the building deformations by taking the influence of the soil-structure interaction into consideration, and to evaluate the performance of a mitigation technique (peripheral trench). This has been achieved by performing parametric studies using both the experimental approach by means of a 3D small-scale physical model under earth gravity condition and the 3D finite element numerical modeling. In particular the effect of building position, building weight, and relative stiffness of building and underlying soil has been investigated in the soil-structure interaction study. Concerning the trench effectiveness analysis, the effect of building position, trench position relatively to the building, and the trench stiffness has been investigated.

The results of these investigations have led to a better understanding of the soil-structure interaction problem and have pointed out the importance of this effect which should be taken into account for building damage assessment. The transfer of ground movements to the buildings is low (less than 2.5%) for the modeled case: stiff structure and sliding contact. In addition, the results have proved the effectiveness of the peripheral trench to reduce the ground movements affecting the buildings. The trench should be filled with a very deformable material and located at a distance of around one meter from the building.

Keywords: ground movements; soil-structure interaction; peripheral trench; 3D physical modeling; 3D numerical modeling.

Introduction Générale

Introduction Générale

Les cavités souterraines naturelles ou anthropiques, présentent une menace vis-à-vis des populations ou des constructions lorsque leur instabilité se manifeste. Après l'arrêt de l'exploitation des matières premières, les vides souterrains abandonnés peuvent s'effondrer progressivement ou brutalement en fonction de la nature du sol sus-jacent et la géométrie du vide. En effet, ils produisent différents mouvements de terrain plus ou moins prévisibles et redoutés en surface, qui endommagent les structures situées dans la zone de mouvement. La **Figure 1a** illustre l'impact d'un affaissement sur un bâti, et la **Figure 1b** montre le dommage à une maison individuelle induit par un effondrement localisé de type fontis.

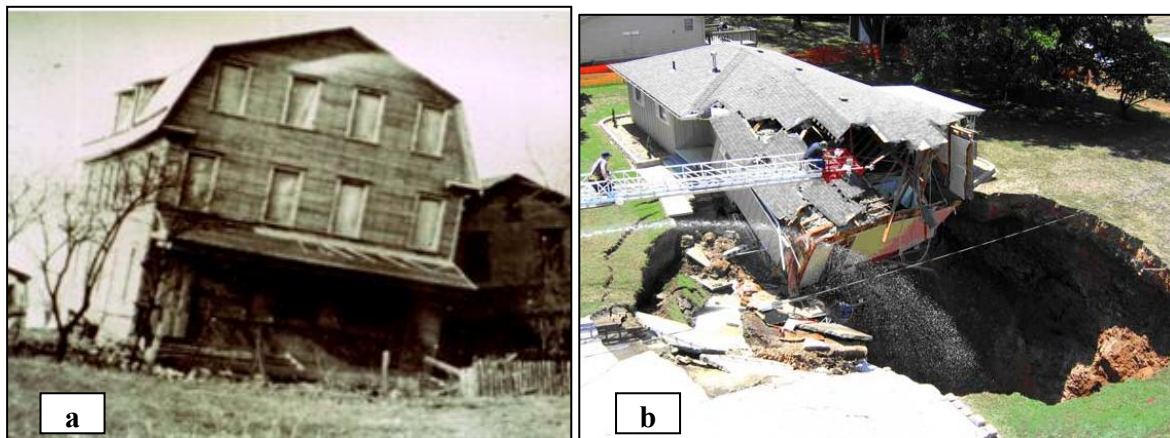


Figure 1 : (a) Dommage sur un bâti soumis à un affaissement (INERIS) ; (b) Dommage sur une maison soumise à un fontis (USA, 2006)

Les conséquences des mouvements de terrain sur les bâtis entraînent une contrainte forte pour l'aménagement et le développement urbain. 8648 communes, soit environ 25% en France métropolitaine, sont concernées par le risque de mouvements de terrain (source : MEDDM¹, 2008).

Dans l'optique de prévention des risques et de gestion de la sécurité publique, par les autorités compétentes ainsi que par l'ensemble des intervenants dans l'aménagement de construire (DPPR², INERIS³, BRGM⁴, IFSTTAR⁵, DRIRE⁶, MEDDM,...), il est essentiel de

¹ Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de la mer

² Direction de la prévention des pollutions et des risques

³ Institut National de l'Environnement industriel et des RISques

⁴ Bureau de Recherches Géologiques et Minières

⁵ Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux

⁶ Directions Régionales de l'Industrie de la Recherche et de l'Environnement

comprendre les mécanismes à l'origine de la dégradation de structures en surface, d'élaborer des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité de la structure, et de proposer des solutions constructives. Ces objectifs doivent contribuer à l'élaboration de plans de prévention des risques et participer à la recommandation de règles de constructions pour les structures à construire en zones potentiellement soumises aux mouvements de terrain.

Ces objectifs constituent l'essentiel de cette thèse dans laquelle des éléments de réponses sont apportés par l'intermédiaire de différents outils de recherches : analyse bibliographique, étude des mouvements de terrain et leurs impacts sur les structures par les biais de modélisation physique et de modélisation numérique.

Cette recherche ne tient pas compte de la rupture de la cavité souterraine. Nous ne cherchons donc qu'à étudier les mouvements induits en surface. Cette limitation s'est imposée pour la facilité à la conception et la réalisation du modèle physique tridimensionnel qui est l'outil principal de la recherche.

Il est limité, par ailleurs, à analyser le comportement et le dommage au bâti de type « maison individuelle ». Ce type d'ouvrage est le plus vulnérable vis-à-vis de ce type d'aléa.

Le programme de la recherche est présenté dans la **Figure 2**. Il est basé sur trois moyens de recherches : observation, modélisation physique, et modélisation numérique – ils sont en interaction l'un avec l'autre.

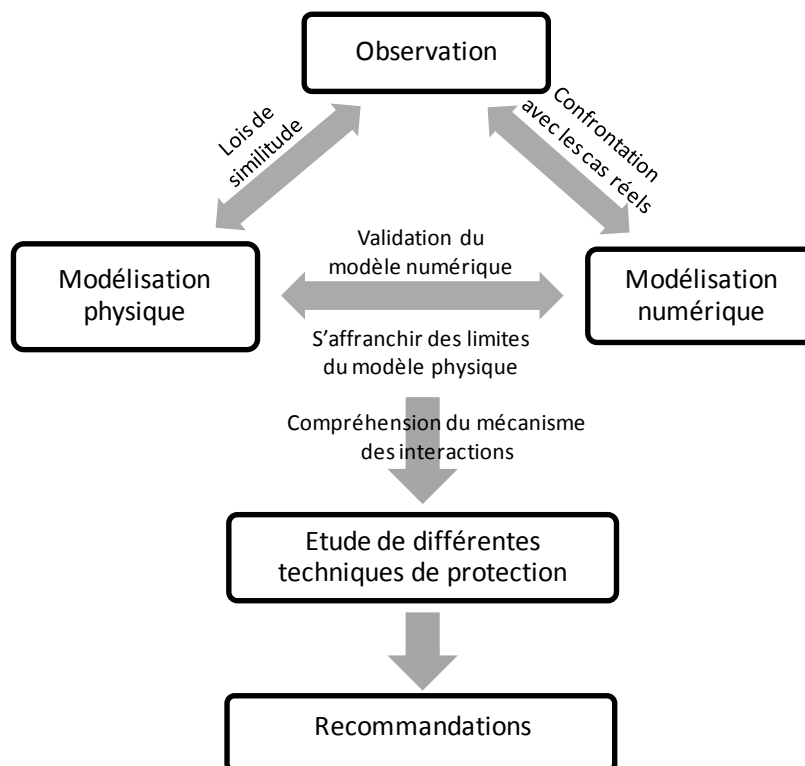


Figure 2 : Programme de recherche

Le modèle physique de grandes dimensions (**Figure 3**), développé à l'INERIS et unique en Europe, est conçu à partir des observations réelles des aléas vis-à-vis de mouvements de terrain dus aux cavités souterraines (carrières et mines). Il permet de reproduire divers mouvements de sol en surface à l'aide d'un vérin électrique placé en bas du bâti expérimental. Ce modèle réduit, respectant globalement les lois de similitude, doit permettre une étude qualitative de l'interaction sol-structure et des solutions préventives lors d'un mouvement de terrain.



Figure 3 : Le modèle physique de l'INERIS

Les résultats issus du modèle physique serviront à valider les simulations numériques 3D par la méthode des éléments finis (FEM). Le modèle numérique validé doit permettre de s'affranchir des limites et des contraintes du modèle physique et d'étudier l'influence des paramètres essentiels sur l'efficacité des solutions de protection.

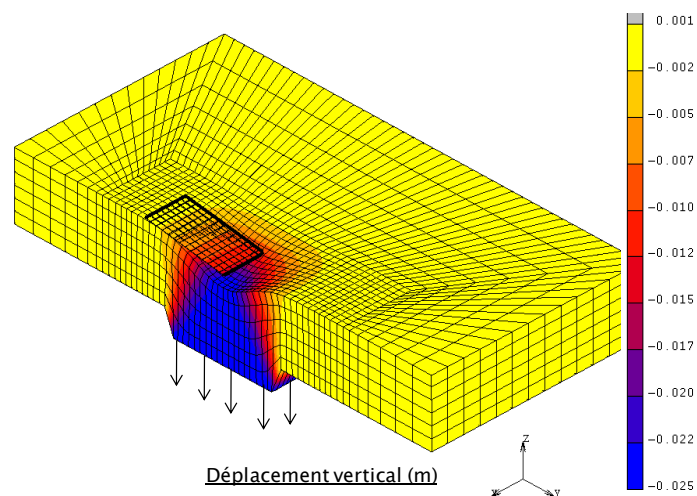


Figure 4 : Le modèle numérique aux éléments finis de code Marc-Mentat (2010)

Les conclusions tirées des résultats des modèles physique et numérique constituent la base de rédaction de recommandations destinées aux chercheurs scientifiques et/ou aux acteurs de l'aménagement.

Ce mémoire se compose de 5 chapitres :

- **Le premier chapitre** est consacré à une étude bibliographique. Elle rassemble et synthétise les connaissances essentielles pour appréhender, comparer, valider, et valoriser les résultats issus de la recherche. Cette partie présente d'abord le phénomène de mouvements de terrain : le fontis et l'affaissement ; puis le comportement du bâti subissant ces mouvements est décrit. Ensuite, nous aborderons les méthodes analytiques et empiriques développées pour estimer le dommage aux bâtis induits par les mouvements de terrain ; en particulier, une procédure générale d'évaluation de dommages prenant en compte l'influence de l'interaction sol-structure est présentée. Les mesures de protection du bâti notamment la solution par « tranchée périphérique » sont aussi exposées. Enfin, cette partie regroupe la conception et le résultat des modèles physiques et numériques existants qui sont utilisés pour l'étude de l'interaction sol-structure et de mesures de protection.
- **Le deuxième chapitre** porte sur la présentation et la validation du modèle physique employé pour cette recherche. Les objectifs, les limites, et les contraintes du modèle physique sont décrits. Cette partie présente ainsi la caractérisation des paramètres du sol de référence utilisé dans les expérimentations (sable de Fontainebleau) et de l'interface sol-matériau constitutif du modèle de structure (polycarbonate) notamment par des essais de cisaillement direct sous très faibles à fortes contraintes de confinement de 1 à 500 kPa environ. La procédure de réalisation d'un essai sur modèle réduit est décrite, et le principe et la précision de la technique de mesure de déplacement sans contact par corrélation d'images numérique (DIC) sont ainsi expliqués.
- **Le troisième chapitre** est dédié à l'analyse des résultats expérimentaux de l'interaction sol-structure. Le comportement en terrain vierge (sans structure) qui fait référence pour l'analyse de l'interaction sol-structure et de la performance de solution préventive est analysé. La conception d'une maquette représentant une maison individuelle est ensuite exposée. Pour finir, l'interprétation des résultats d'essais en présence de la maquette de structure par rapport à ceux en terrain vierge est discutée.
- **Le quatrième chapitre** est destiné à l'étude expérimentale de l'efficacité d'une solution de protection, celle de tranchée périphérique. La conception d'une maquette de tranchée est présentée. Puis, les résultats des essais avec la tranchée sont comparés avec ceux sans tranchée afin d'évaluer sa performance.
- **Le cinquième chapitre** concerne la modélisation numérique. Le but et les caractéristiques du modèle sont présentés. Sa validation sur des résultats expérimentaux est aussi mise en évidence. Finalement, le modèle numérique est utilisé pour des configurations non évaluées expérimentalement vis-à-vis de la performance de la tranchée périphérique.

Chapitre 1

Mouvements de terrain, leur Conséquences sur les Bâtis, et Solutions de Protection

1 Mouvements de Terrain, leur Conséquences sur les Bâtis, et Solutions de Protection

1.1 Introduction

Ce chapitre synthétise et analyse les connaissances actuelles vis-à-vis de mouvements de terrain dus à l'instabilité des cavités souterraines, du comportement du bâti en surface ainsi que de l'évaluation de son endommagement, et de méthodes de réduction de risque au bâti. Ainsi, une synthèse de la présentation et du résultat des modèles physique et numérique existant vis-à-vis des problèmes d'interaction sol-structure et de solution de protection sera présentée.

1.2 Mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol. Selon le mécanisme à l'origine du mouvement et la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrains peuvent être distingués : les mouvements lents (les affaissements, les tassements, les glissements, et le retrait-gonflement) et les mouvements rapides (les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements, etc.).

L'instabilité de cavité souterraine modifie le comportement du sol autour de la cavité, jusqu'en surface (la contrainte du sol est redistribuée, donc le déplacement se manifeste) – cela produit deux principales catégories de mouvements de terrain :

- **Les effondrements localisés ou les fontis.** Ils résultent de l'éboulement de cavités proches de la surface, et se traduisent par la création d'un entonnoir de faible surface.
- **Les affaissements.** Ils se produisent généralement lorsque les travaux sont à plus grande profondeur.

1.2.1 Effondrement localisé – le fontis

Le fontis ou l'effondrement localisé est un mode de ruine particulier d'une cavité. Tout commence par la dégradation du banc formant le toit de la cavité. Une cloche de fontis va progresser lentement au travers des couches géologiques supérieures (**Figure 1.1**). Selon les caractéristiques des couches recouvrement, il peut engendrer différents scénarii :

- le foisonnement des matériaux éboulés est tel que le vide est comblé avant d’atteindre la surface mais cela peut toutefois induire des tassements dus à la dé-compression des terrains ;
- la cloche de fontis rencontre au cours de sa remontée un banc suffisamment résistant pour le stopper (définitivement ou temporairement) ;
- la cloche de fontis atteint la surface. Les pentes du cratère sont plus ou moins importantes suivant le volume du vide et la nature des terrains de surface – il forme une cuvette d’affaissement pour un matériau pulvérulent et un effondrement franc pour un matériau cohérent.

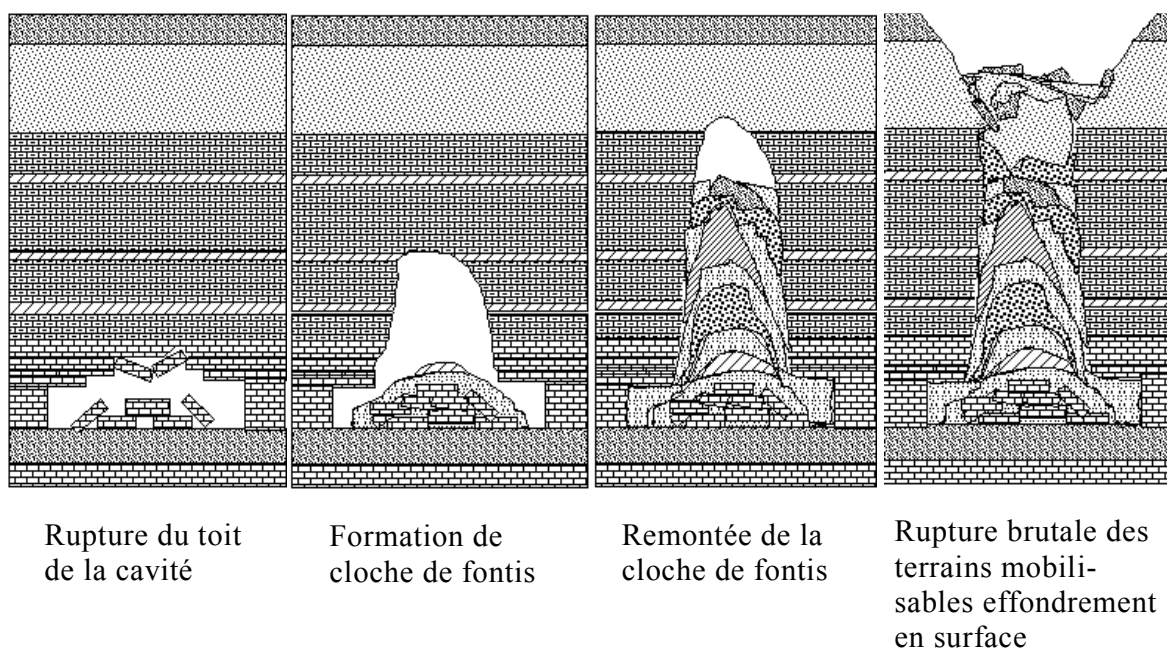


Figure 1.1 : Evolution d’une cloche de fontis au cours du temps (Vachat, 1982)

1.2.2 Affaissement

L’affaissement entraîne une déformation progressive des terrains, formant une dépression topographique sans rupture cassante importante. Il se développe souvent sous forme d’une cuvette (**Figure 1.2**).

Un phénomène d’affaissement se produit lorsque les terrains sont plutôt plastiques et que la profondeur des cavités souterraines (mines, carrières, etc.) est importante par rapport à l’épaisseur de la hauteur de la cavité. Il résulte le plus souvent d’un choix délibéré d’exploitation par foudroyage.

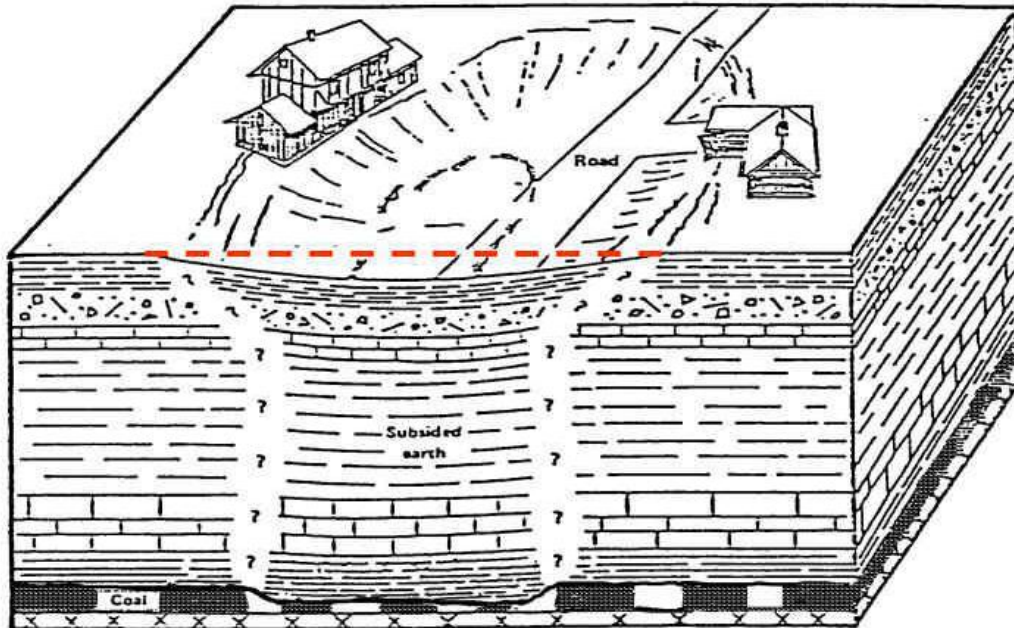


Figure 1.2 : Une cuvette d'affaissement induit par l'exploitation minière¹

¹source :

http://www.dep.state.pa.us/dep/deputate/minres/districts/homepage/california/Underground/Mine%20Subsidence/mine_subsidence.htm

1.3 Comportement des bâtis soumis aux mouvements de terrain

Notre recherche ne s'intéresse qu'aux mouvements de la surface des terrains, sans en rechercher l'origine ni la prévision d'occurrence.

Dans le cas d'affaissements progressifs, on observe en surface du sol une cuvette d'affaissement qui prend une géométrie tridimensionnelle dépendant de nombreux facteurs liés à la géométrie de cavités de l'exploitation minière ou du creusement de tunnel, la méthode d'exploitation ou de creusement, la géologie du sous-sol, les propriétés mécaniques des terrains, etc.

Les paramètres d'affaissement dus aux excavations souterraines utilisés pour évaluer les impacts de l'affaissement sur les bâtis sont exprimés dans la **Figure 1.3**. Lors de l'apparition des mouvements de terrain, les bâtis ou autres structures de surface sont en général affectés par des déplacements vertical et horizontal.

Le déplacement vertical (S_v) se produit généralement sous la forme d'une « cuvette d'affaissement ». Le déplacement vertical maximal ($S_{v,max}$) se trouve généralement au voisinage de centre de la cuvette, et l'extension de la cuvette est caractérisée par l'angle d'influence (γ). La dérivée des déplacements verticaux fournit la pente du terrain (p).

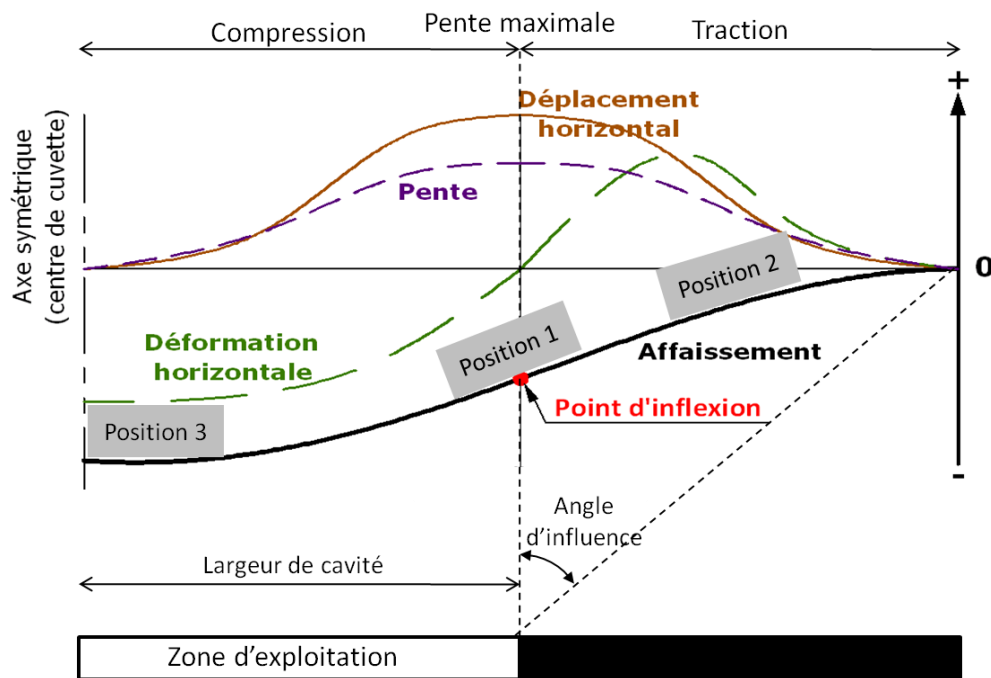


Figure 1.3 : Caractéristiques d'une cuvette d'affaissement idéalisée induite par une excavation souterraine

Le déplacement horizontal (S_h) se produit de manière que les points de la surface se déplacent vers le centre de la cuvette d'affaissement. Le différentiel des déplacements horizontaux correspond à la déformation horizontale du terrain (ϵ_h).

La déformation horizontale du sol est une des principales causes de dommage aux structures. Une autre cause principale est la courbure résultant de la dérivation de la pente. Au sein de la cuvette d'affaissement, la courbure convexe est accompagnée par une déformation de traction (ϵ_{ht}), et par une déformation de compression (ϵ_{hc}) pour la courbure concave. La courbure convexe est séparée de la courbure concave par le point d'inflexion (i) où se trouve la pente maximale (p_{max}) et le déplacement horizontal du terrain ($S_{h,max}$). La cuvette d'affaissement est idéalisée en supposant que le point d'inflexion est à l'aplomb du bord de la cavité. La distance entre le point d'inflexion et le centre de la cuvette est donc égale à la largeur de cavité (W).

Trois positions du bâti par rapport à la cuvette d'affaissement sont possibles (**Figure 1.3**) : le bâti se trouve entièrement dans la zone de compression (position 3) ou dans la zone de traction (position 2) ; et le bâti est en pente maximale (position 1), il est donc à la fois soumis à la compression et à la traction. Les déformations de traction et de compression peuvent causer de dommage au bâti, mais les déformations de traction sont plus difficiles à accommoder puisque presque tous les éléments du bâti sont moins résistants en extension qu'en compression.

Le transfert des déformations du sol vers les bâtis en surface résulte du frottement en dessous des fondations et de la pression du sol sur les côtés des fondations ou sur les

murs enterrés. Dans la zone de compression, la force horizontale sur le bâti est délimitée par la force de cisaillement sous les fondations et la poussée passive horizontale sur les murs enterrés sous le niveau de terrain. Dans la zone de traction, la force horizontale est délimitée par la force de cisaillement sous les fondations et la poussée active horizontale.

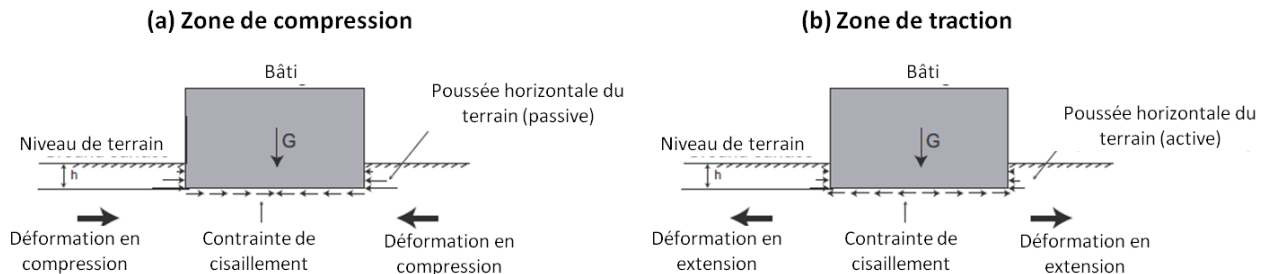


Figure 1.4 : Evaluation des effets de la déformation horizontale du terrain sur un bâti (Deck & Anirudh, 2010)

La transmission des déformations du sol vers le bâti dépend donc de la configuration et du type de fondation ainsi que de son orientation par rapport à la cuvette d'affaissement. La transmission des déformations dépend également des propriétés du sol sous la fondation. (Deck, 2002 ; Al Heib & Deck, 2003 ; Abbass-Fayad, 2004)

1.3.1 Comportement des bâtis vis-à-vis de déformation horizontale du terrain

D'après plusieurs études, la déformation horizontale de terrain induite par un affaissement ou un effondrement est la plus critique vis-à-vis de l'intégrité des structures de surface. De nombreux chercheurs (Caudron, 2007 ; Shahin et al., 2004 ; Deck, 2002 ; Speck & Bruhn, 1995 ; Geddes, 1984 ; Kratzsch, 1983 ; Burland et al., 1977 ; Burland & Wroth, 1974 ; Neuhaus, 1965 ; Lesage, 1954 ; ...) ont étudié le comportement des structures situées en zone de déformation horizontale. Les principales conclusions obtenues sont résumées ci-dessous :

- La déformation horizontale du terrain peut générer un comportement complexe de l'ouvrage. En particulier, si la structure n'est pas parallèle au sens de la déformation des phénomènes de torsion peuvent avoir lieu (Lesage, 1954).
- En considérant la structure alignée avec le sens de la déformation, la poussée des terrains sur les parties enterrées de la structure a lieu sur les faces extérieures des murs dans la zone de compression (Speck & Bruhn, 1995 ; Kratzsch, 1983) et éventuellement sur les faces intérieures dans la zone de traction (Neuhaus, 1965).
- La poussée des terrains ne pourra pas dépasser une intensité supérieure à sa propre résistance – c'est à dire une mise en butée. En revanche, on observe la plastification du sol (Kratzsch, 1983).
- La déformation du terrain est susceptible d'engendrer des ruptures du terrain, associées à des phénomènes d'interaction sol-structure, en zone de compression et en zone de traction (Speck & Bruhn, 1995 ; Kratzsch, 1983).

- En considérant la structure alignée avec le sens de la déformation, le frottement du terrain le long de la structure peut se produire en deux endroits. Premièrement sous la structure le long des surfaces horizontales, deuxièmement le long des murs verticaux parallèles au sens de la déformation (Kratzsch, 1983).
- Les contraintes de cisaillements, dues au frottement, générées sous la structure peuvent entraîner une flexion de la structure (Soots, 1969), confirmé par Geddes (1980), à l'origine de contraintes normales dans la structure.
- Les dégradations attendues, provoquées par les déformations de traction du terrain sont verticales dans la superstructure et concentrées autour des ouvertures qui sont des éléments de faiblesse de l'ouvrage (Soots, 1969).
- Les dégradations attendues, provoquées par les déformations de compression sont horizontales dans les soubassements (Marino and Gemble, 1986).

1.3.2 Comportement des bâtis vis-à-vis de la courbure du terrain

La courbure est de deux sens : concave ou convexe. La zone concave se situe vers le centre de la cuvette et la zone convexe vers les bords. La question fondamentale, qui apparaît souvent dans la bibliographie, est de savoir si les structures vont adopter la courbure du terrain. De nombreux auteurs (CSTB - Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 2004 ; Deck, 2002 ; Boscardin & Cording, 1989 ; Geddes, 1984 ; Burland et al., 1977 ; Burland & Wroth, 1974, Neuhaus, 1965 ; ...) ont étudié cette question. Les principaux éléments obtenus de leurs études sont les suivants :

- La zone concave conduit globalement à une augmentation des contraintes verticales sous les extrémités de la structure. La zone convexe conduit globalement à l'effet inverse et donc à une augmentation des contraintes verticales sous le centre de la structure (**Figure 1.5**).
- Selon la rigidité du terrain et de l'ouvrage et selon l'importance de la courbure, la structure peut se retrouver décollée à ses extrémités ou en son centre.
- La courbure du terrain entraîne une sollicitation de la structure par flexion et par cisaillement. Les dégradations associées à ces deux modes de sollicitation ne sont pas localisées aux mêmes endroits, même si elles sont toutes les deux liées à une rupture par traction des matériaux de la structure.
- Sur les parties enterrées de la structure, la courbure du terrain peut être à l'origine d'une poussée en zone concave et d'un décollement en zone convexe. Cette poussée ou ce décollement se cumule à ceux provoqués par la déformation horizontale du terrain qui ont les mêmes effets.
- Lorsque la structure est dégradée, l'orientation des fissures dépend du sens de la courbure. D'une manière générale une courbure concave du terrain génère des fissures inclinées, concentrées vers le bas de l'ouvrage et orientées depuis les extrémités inférieures de l'ouvrage vers son centre. Une courbure convexe à un effet contraire, avec des fissures concentrées dans la partie supérieure de la structure et orientées depuis le centre de l'ouvrage vers ses extrémités supérieures.

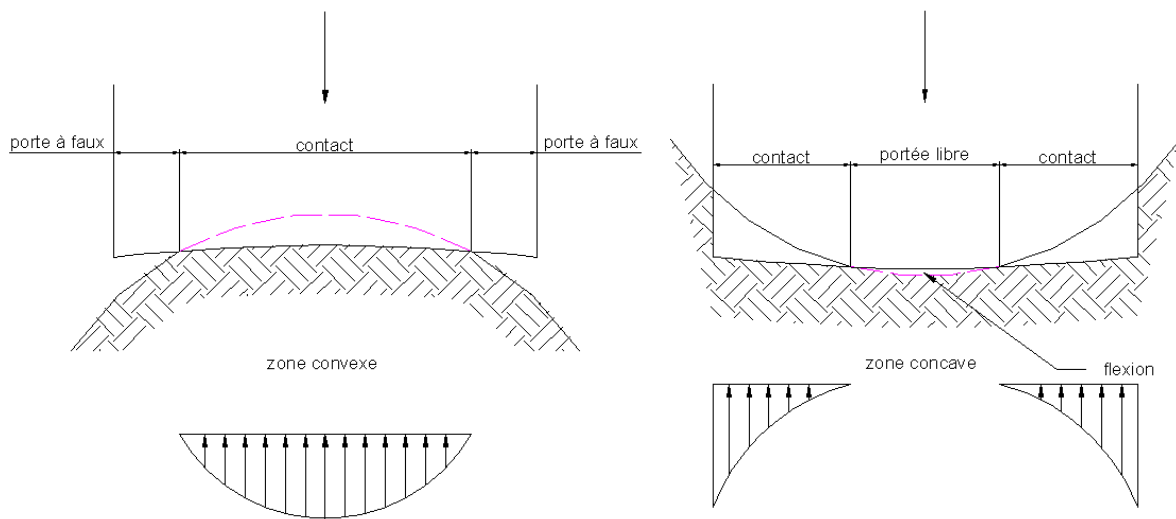


Figure 1.5 : Variation des contraintes sous les fondations, selon la courbure du sol (CSTB, 2004)

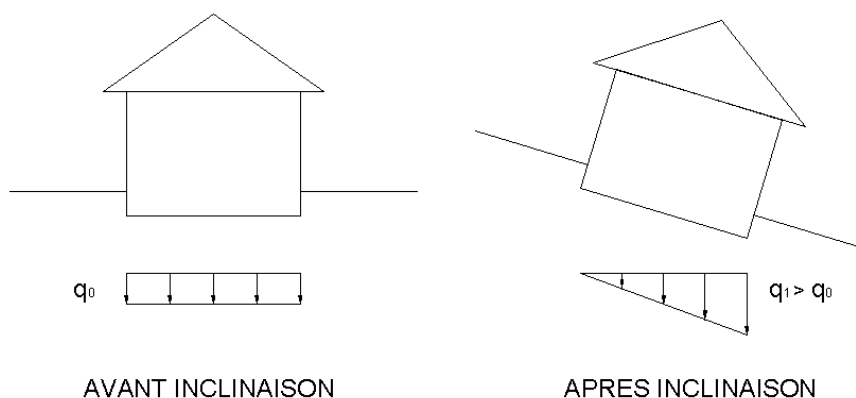
1.3.3 Comportement des bâtis vis-à-vis de la mise en pente du terrain

L'affaissement différentiel du terrain a pour conséquence une inclinaison généralisée du bâtiment, que l'on ne peut pas négliger pour des valeurs de pentes élevées, et qui provoque deux phénomènes : l'augmentation des contraintes de sol (**Figure 1.6a**) et la mise en traction des façades (**Figure 1.6b**).

Au niveau des fondations, la mise en pente provoque une augmentation des contraintes. L'inclinaison d'une charge verticale centrée a pour conséquence une redistribution des contraintes qui sont plus élevées en aval et plus faible en amont. Ceci peut engendrer un poinçonnement du sol qui va encore accroître l'inclinaison du bâtiment. Le basculement est donc envisageable.

Au niveau de la structure, lorsqu'elle s'incline, la descente de charges s'en trouve modifiée. Les éléments porteurs du côté de l'inclinaison se retrouvent alors plus comprimés, au préjudice de ceux de l'autre côté. Cela peut aller jusqu'à leur mise en traction, si l'inclinaison est suffisante.

(a) Variation des contraintes sous les fondations



(b) Modification des efforts dans les façades

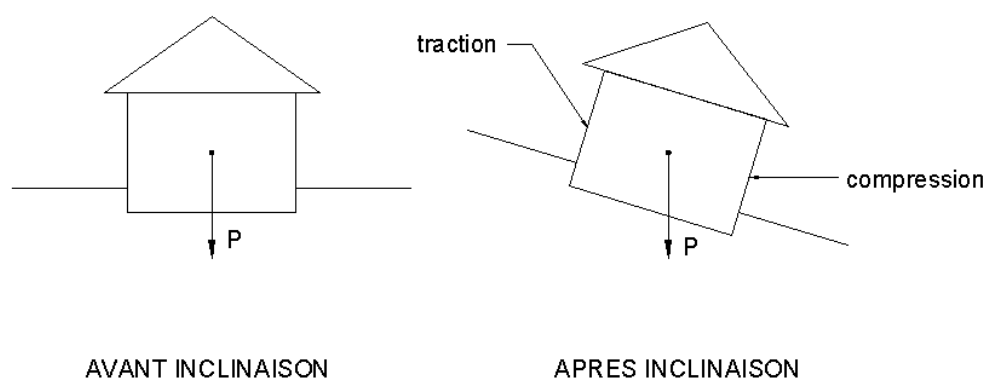


Figure 1.6 : Effets de la mise en pente du terrain sur le bâti (CSTB, 2004)

1.3.4 Comportement des bâtis vis-à-vis de l'ensemble des effets de mouvements de terrain

Le comportement global d'un bâtiment vis-à-vis du cumul de la courbure, de la déformation du terrain, et de différents déplacements du terrain est délicat à appréhender. Certaines conclusions cependant peuvent être faites :

- Si on considère qu'une structure est globalement moins résistante en traction qu'en compression, du fait des propriétés des matériaux de construction, alors la zone de traction (convexe) est la plus susceptible d'entraîner des dégradations dans le bâti.
- L'inclinaison et la courbure du terrain sont les deux composants qui affectent de manière importante la répartition des contraintes dans le sol au niveau des fondations.

- La raideur de l'ouvrage vis-à-vis de celle de terrain est un paramètre crucial du comportement d'ensemble du bâtiment. Un bâtiment souple aura tendance à suivre les déplacements verticaux du terrain ce qui limite les pertes d'appui au niveau des fondations mais présentera des déformations internes importantes pouvant gêner son utilisation correcte. Un bâtiment très rigide par contre présentera des accumulations de contraintes au niveau de points durs. Cela pourrait endommager les ouvrages si les efforts développés deviennent trop importants.
- La majeure partie des fissures pouvant apparaître dans les voiles sont inclinées. Seule la déformation de compression peut engendrer des fissures horizontales (Figure 1.7).

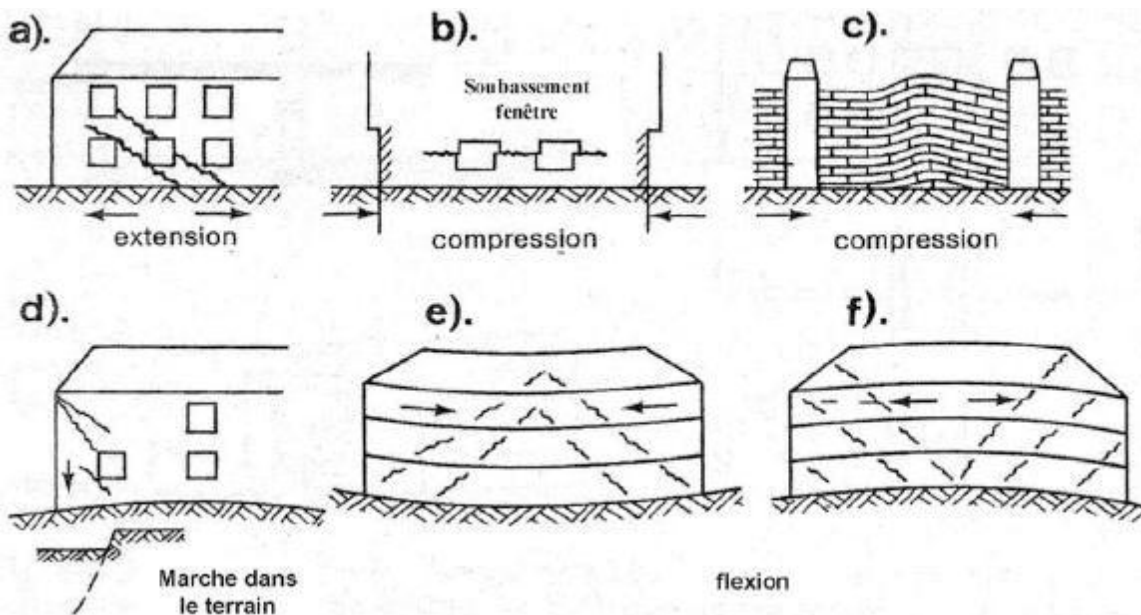


Figure 1.7 : Développement de fissures dans les murs d'une maison subits la déformation (a, b, et c) et la courbure de terrain (d, e, et f) - (Kratzsch, 1983)

1.4 Estimation de dommage aux bâtis

Nous avons montré précédemment que les mouvements de terrains, notamment sous forme d'une cuvette d'affaissement, induits par l'effondrement des cavités souterraines provoquent des dommages aux structures existantes. La prédiction des déformations de ces structures et l'estimation des dommages sont essentiels dans l'aménagement et le développement urbains.

Cette section résume les méthodes largement utilisées pour évaluer et estimer les dommages potentiels des bâtiments dus aux mouvements de terrain. Dans un premier temps, nous présenterons les différentes approches permettant de catégoriser les dommages. Ensuite, les méthodes d'estimation des dommages seront analysées. L'influence de la rigidité

du bâti sur la prévision des mouvements de terrain est ainsi exposée. Enfin, une procédure d'évaluation de risques des dommages aux bâtis sera abordée.

1.4.1 Classification des dommages

Si l'évaluation de risques des dommages des bâtis induits par les mouvements de terrains doit être réalisée, la classification des dégradations est une clé importante.

Deck (2002) a regroupé sept échelles de dégradation des bâtiments : l'échelle de NCB (1975), de Bruhn et al. (1982), de Bhattacharya & Singh (1984), de Stacey & Bakker (1992), de Pellisier et al. (1992), de Ji-Xian (1995), et de Burland (1997). Les sept échelles divergent principalement par le nombre de niveau de dégradations qu'elles distinguent, qui varie de deux à six. Deck (2002) a donc effectué un tableau récapitulatif (**Tableau 1.1**) qui positionne les différentes échelles les unes par rapport aux autres.

Tableau 1.1 : Comparaison et équivalences entre les différentes échelles de classification des dégradations (In Deck, 2002)

Stacey et Bakker (1992)	Bhattacharya et Singh (1984)	Pellisier et al. (1992)	Ji-Xian (1995)	Bruhn et al. (1982)	NCB (1975)	Burland (1997)
Superficielles	Architecturales	Pas de fissuration	1	légères	Négligeables ou très légères	Négligeables
		Négligeables				très légères
		Très faibles à faibles	2		Légères	Légères
Problématiques	Fonctionnelles	Moyennes à importantes	3	Modérées	Appréciables	Modérées
	Structurelles	Très importantes	4	Sévères	Sévères	Sévères
				Très sévères	Très sévères	Très sévères

Burland et Wroth (1974), par ailleurs, ont distingué les dommages des bâtiments liés aux mouvements de terrain induits par le tunnel en trois grandes catégories : (1) apparence visuelle ou esthétique ; (2) fonctionnalité ; (3) stabilité.

Ces trois catégories nous apparaissent semblables à celles définies par Bhattacharya & Singh (1984). Burland (1997) a divisé ces trois larges catégories en 6 catégories de dommage, numérotées de 0 à 5 (de dommages négligeables à très sévères) et présentées dans le **Tableau 1.2**. Les catégories de 0 à 2 sont liées au dommage esthétique, de 3 à 4 sont liés au dommage concernant la fonctionnalité, 5 représente le dommage ayant l'impact sur la stabilité du bâti.

Tableau 1.2 : Echelle de classification des dégradations (d'après Burland, 1997)

Catégories de dommage	Classification des dégradations	Description de dommage typique (facilité de réparation est donnée en italique) Note : la fissure est un seul facteur dans l'évaluation de catégorie de dommage
0	Négligeables	Fissures superficielles inférieures à 0,1 mm
1	très légères	<i>Fissures légères facilement traitées par des travaux de décoration.</i> Dégradations généralement restreintes aux finitions des murs intérieurs. Une inspection attentive peut révéler des fissurations extérieures dans les murs en briques ou les maçonneries. Les fissures typiques atteignent 1 mm.
2	Légères	<i>Fissures faciles à combler. Une redécoration est généralement nécessaire.</i> Des fissures récurrentes peuvent être masquées par des alignements appropriés. Les fissures peuvent être visibles à l'extérieur et certaines reprises peuvent être nécessaires pour assurer l'étanchéité. Les portes et fenêtres peuvent coincer largement. Les fissures typiques atteignent 5 mm.
3	Modérées	<i>Les fissures nécessitent d'être ouvertes et traitées par un maçon. Reprise nécessaire des murs en briques extérieurs avec possibilité d'une petite quantité à remplacer.</i> Les portes et fenêtres coincent. Les canalisations peuvent être rompues. Les fissures typiques sont comprises entre 5 et 15 mm ou plusieurs d'environ 3 mm.
4	Sévères	<i>D'importants travaux de réparations des murs sont nécessaires, nécessitant parfois une démolition partielle, en particulier autour des portes et fenêtres.</i> Les portes et fenêtres sont tordues, le sol notablement incliné. Les murs sont hors d'aplomb ou bombés, perte de portance de certaines poutres. Le service des canalisations est interrompu. Les fissures typiques sont comprises entre 15 et 25 mm, mais dépendent également de l'espacement entre fissures.
5	Très sévères	<i>Une réparation majeure de l'ouvrage est nécessaire, nécessitant une reconstruction partielle ou totale.</i> Perte de portance des poutres, les murs penchent dangereusement et nécessitent d'être étayés. Les fenêtres sont rompues et tordues. Risque d'instabilité. Les fissures typiques sont supérieures à 25 mm, mais dépendent de l'espacement entre fissures.

Le critère de classification des dommages utilisé dans le **Tableau 1.2** est basé uniquement sur la visibilité des dommages : la fissure sur les murs est un seul des facteurs dans la catégorisation des dégradations.

Burland & Wroth (1974) ont développé un concept de déformation critique (ϵ_{crit}). Ils ont montré que la déformation en traction est le paramètre fondamental dans la détermination du début de fissuration des bâtiments. Les résultats des nombreux essais à grande échelle sur les panneaux et les murs en maçonnerie ont montré que le début de la fissure peut être associé à une valeur de la déformation moyenne en traction bien définie.

Burland et al. (1977) ont remplacé la déformation critique par la déformation limite en extension (ϵ_{lim}) qui peut être utilisée comme un paramètre de serviabilité prenant en compte les différents matériaux et état limite de service. Boscardin & Cording (1989) ont développé le concept de la déformation limite en attachant les valeurs de la déformation aux dommages de bâtis observés des cas d'études vis-à-vis de l'affaissement induit par excava-

tion. Ils ont montré que les catégories de dommages dans le **Tableau 1.2** peuvent être liées aux gammes de déformation limite de traction (ϵ_{lim}), comme présenté dans le **Tableau 1.3**.

Tableau 1.3 : Relation entre les catégories de dommages et la déformation limite de traction dans la structure (d'après Boscardin & Cording, 1989)

Catégories de dommage	Classification des dégradations	Déformation horizontale limite de traction ϵ_{lim} (%)
0	Négligeables	0 - 0,05
1	très légères	0,05 – 0,075
2	Légères	0,075 – 0,15
3	Modérées	0,15 – 0,3
4 à 5	Sévères à très sévère	> 0,3

L'Association Française des Travaux En Souterrain (AFTES, 1995) a aussi recommandé une méthodologie de classification des dommages qui est établie en fonction des seuils de déformation et des descriptions des fissures observées, cette méthode est pourtant identique à celle de Boscardin & Cording (1989). Cette approche ne mentionne pas les caractéristiques des bâtiments.

Kazmierczak & Alheib (2008), par ailleurs, ont analysé certains tableaux de seuils admissibles (NCB, 1975 ; Bhattacharya & Singh, 1984 ; Ji-Xian, 1995) pour les structures subissant des mouvements de terrain dus aux mines. Il ressort principalement de l'analyse de ces tableaux que :

- l'ordre de grandeur des variations de longueur (traction ou compression) du sol ne doit pas dépasser 2 mm/m ;
- une mise en pente de 0,75 % constitue une gêne (blocage de porte ou de fenêtres) pour une habitation. De fait, les constructions élevées doivent être maintenues à une pente inférieure à cette valeur seuil ;
- un rayon de courbure (position en cuvette et en dôme) de 20 km constitue la valeur minimale en deçà de laquelle les conséquences sur les structures peuvent devenir sensibles.

1.4.2 Méthodes d'estimation des dommages

Plusieurs méthodes d'estimation des dommages aux bâtis ont été réalisées. On peut citer les méthodes par abaques (NCB, 1975 ; Boscardin & Cording, 1989 ; Wagner & Schumann, 1991 ; Burland 1997) permettant de définir des zones de même dégradation en fonction de deux paramètres, et les méthodes plus élaborées (Bhattacharya & Singh, 1984 ; Yu & al., 1988 ; Kwiatek, 1998 ; Dzegniuk & Hejmanowski, 2000) tenant compte d'un plus grand nombre de critères . Ces méthodes ont été développées dans différents pays (Angleterre,

Etats-Unis, Pologne, et Afrique du sud) pour l'évaluation des dégradations aux bâtis induits par les mouvements de terrain.

L'avantage des méthodes plus élaborées par rapport à celles des abaques est de prendre en compte des caractéristiques techniques des structures en plus des mouvements du terrain. Par contre, les méthodes plus élaborées sont plus compliquées en termes d'interprétation et donc plus difficiles dans la comparaison des résultats obtenus.

Notre recherche ne s'intéresse qu'aux approches par abaque de deux paramètres pour la comparabilité avec nos résultats. Avant de présenter ces approches, il est essentiel de comprendre les définitions de grandeurs liées aux mouvements de terrain et de fondation.

Burland & Wroth (1974) ont proposé un ensemble de définitions basées sur les déplacements (soit mesurés soit calculés) d'un nombre de points concrets sur les fondations d'un bâti (fondation isolée ou continue). La **Figure 1.8** illustre le tassement de quatre points A, B, C, et D sur les fondations d'un bâti. Les définitions sont décrites suivantes :

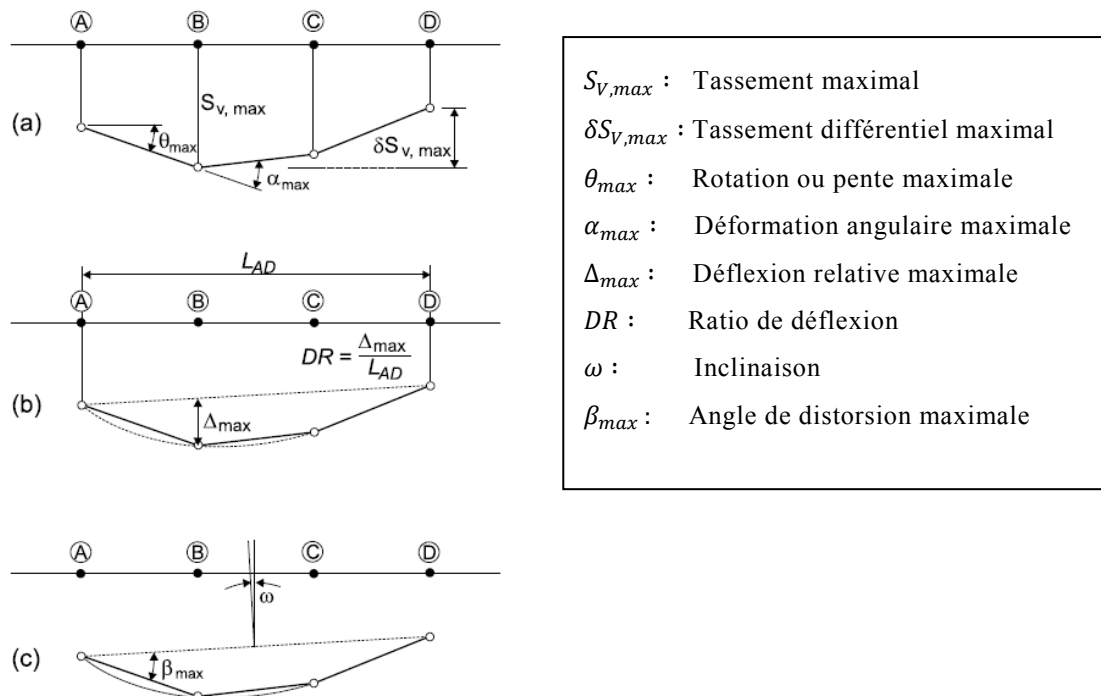


Figure 1.8 : Définitions de grandeurs liées aux mouvements de terrain et de fondations (Burland & Wroth, 1974)

1. Le tassement (S_v) est le déplacement vertical d'un point.
2. Le tassement différentiel (δS_v) est la différence entre deux valeurs de S_v .
3. La rotation (θ) décrit le gradient de la ligne droite définie par deux points de référence. Dans la **Figure 1.8a**, la rotation entre A et B (θ_{AB}) est maximale (θ_{max}). Pour les fondations continues une courbe doit être tracée entre les deux points (**Figure 1.8b** et c), dans ce cas θ_{max} peut être légèrement supérieure à θ_{AB} .
4. La déformation angulaire (α) est définie dans la **Figure 1.8a** et donnée par $(\delta S_{BA}/l_{AB} + \delta S_{BC}/l_{BC})$. Elle produit une concavité lorsque elle est positive et une convexité-

té lorsque elle est négative. Elle est utile pour l'estimation de la largeur des fissures dans les bâtis dans lesquels le mouvement se développe aux fissures existantes ou lignes de faiblesse.

5. La déflexion relative (Δ) définit le tassement relatif maximal par rapport à la ligne droite reliant les deux points de référence avec une distance L . Dans la **Figure 1.8b** la déflexion relative maximale (Δ_{max}) se produit au point B relatif aux A et D. Si une courbe est dessinée entre les points, Δ_{max} peut se développer entre les points B et C.
6. Le ratio de déflexion (DR) est défini comme le ratio de la déflexion relative et de la longueur correspondante (**Figure 1.8b**).
7. L'inclinaison (ω) décrit la rotation d'un corps rigide de structure ou d'une partie bien définie. La **Figure 1.8c** montre l'inclinaison ω du bâti dont la fondation est continue.
8. La rotation relative ou l'angle de distorsion (β) est la rotation de la ligne droite connectée par deux points de référence par rapport à la position inclinée.
9. La déformation horizontale moyenne (ε_h) est définie par la variation de longueur de la structure (raccourcissement ou extension) sur sa longueur initiale.

D'après Deck (2002), l'angle de distorsion de la structure (β) (**Figure 1.9**) peut généralement être estimé en prenant la longueur de la structure (L) divisée par deux fois de rayon du courbure de terrain ($R_{terrain}$) :

$$\beta = L/2R_{terrain} \quad [1.1]$$

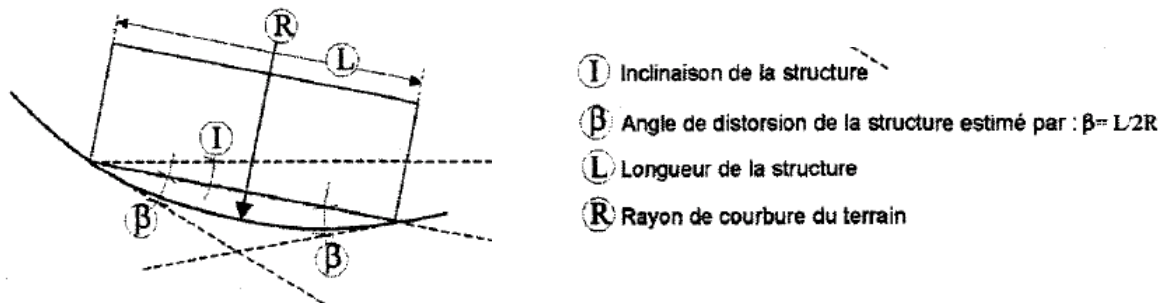


Figure 1.9 : Définitions de l'angle de distorsion d'une structure (Deck, 2002)

1.4.2.1 Estimation de dommage vis-à-vis de longueur de la structure et déformation horizontale du terrain

La plus ancienne méthode, présentée par le National Coal Board (NCB, 1975), en Angleterre, permet une estimation des dégradations basée sur la longueur de l'ouvrage et la déformation horizontale du terrain (**Figure 1.10**).

L'approche de NCB suppose que le bâti n'a aucun effet sur la prévision des mouvements de terrain ; les paramètres de dommage sont donc évalués à partir des mouvements en terrain vierge. Geddes & Kennedy (1984) critiquent dans cette approche la confusion faite entre la déformation horizontale du terrain et celle de la structure. Ces auteurs, cepen-

dant, impliquent que la méthode de NCB conserve toute son utilité à deux conditions : considérer la déformation moyenne du terrain le long de l'ouvrage et supposer que la résistance de la structure est très faible par rapport aux efforts maximaux générés à l'interface sol-structure, afin que la déformation des terrains soit assimilable à celle de la structure

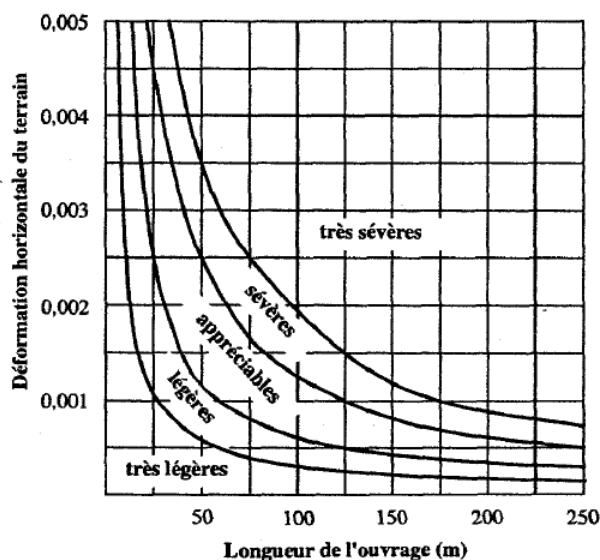


Figure 1.10 : Prédiction de dommage en fonction de longueur de l'ouvrage et déformation horizontale du terrain (NCB, 1975)

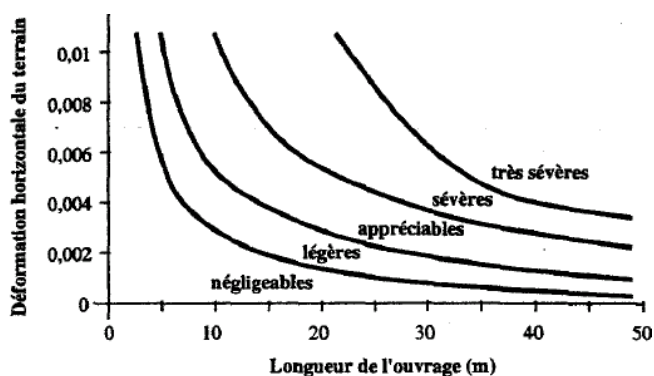


Figure 1.11 : Prédiction de dommage en fonction de longueur de l'ouvrage (inférieure à 50 m) et déformation horizontale du terrain (Wagner & Shumann, 1991)

Pour nous, l'abaque de NCB est absolument inutilisable pour les ouvrages les plus courants tels que les maisons individuelles, d'une dizaine de mètres de longueur, car il est trop imprécis. C'est la raison pour laquelle, un autre abaque (**Figure 1.11**) dans le même système d'axes que celui du NCB et qui a été élaboré à partir de dégradations observées principalement en Afrique du Sud (Wagner & Shumann, 1991). Cet abaque se révèle n'être qu'une copie conforme de celui du NCB pour des longueurs de structure inférieures à 50 m.

1.4.2.2 Estimation de dommage vis-à-vis de la déformation horizontale et de l'angle de distorsion de la structure

Burland & Wroth (1974), Burland & al. (1977) ont utilisé le concept de déformation limite de traction (ε_{lim}) pour étudier le critère de déflexion limite sur un modèle de poutres simples subissant la déformation en compression et en traction avec différentes valeurs du rapport de la rigidité horizontale sur la rigidité en cisaillement. Cette approche simple permet de se faire une idée du mécanisme de contrôle de la fissuration. De plus, elle a montré que le critère de la fissuration initiale des poutres simples est en bonne concordance avec les études des cas de dommage sur les bâtis soumis aux tassements. Il est donc raisonnable et instructif de représenter la façade d'un bâtiment par le biais d'une poutre simple rectangulaire.

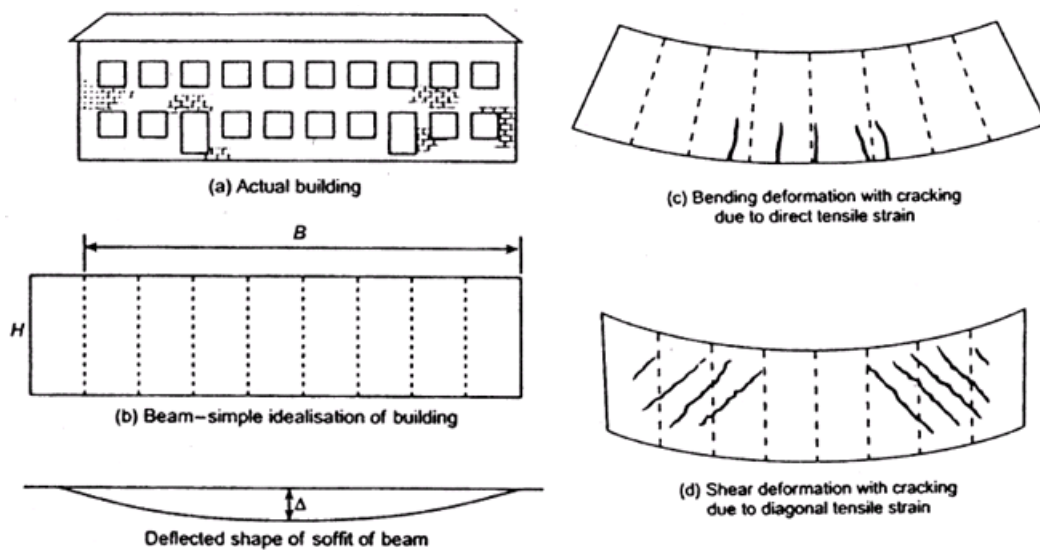


Figure 1.12 : Déformations d'une poutre simple rectangulaire représentant un bâti (d'après Burland & Wroth, 1974)

L'approche adoptée par Burland & Wroth (1974) est illustrée dans la **Figure 1.12** où le bâtiment est représenté par une poutre rectangulaire de longueur L et hauteur H . Le but est de calculer la déformation maximale en extension dans la poutre pour une courbure donnée sur les fondations du bâtiment et donc obtenir le ratio de déflexion limite Δ/L . Deux modes de déformation ont été appliqués sur la poutre : déformation en flexion (**Figure 1.12c**) et celle en cisaillement (**Figure 1.12d**). Dans le cas de déformation en flexion parfaite, les déformations maximales en extension apparaissent à la fibre inférieure où l'on aperçoit la fissuration initiale. Dans le cas de déformation en cisaillement parfait, les déformations maximales en traction sont inclinées à 45° donnant la fissuration diagonale. Les deux modes de déformation sont généralement présents simultanément, il est donc essentiel de calculer les deux déformations en flexion et en cisaillement afin de s'assurer de quel mode est le plus défavorable.

Basées sur la théorie des poutres élastiques, Burland & Wroth (1974) ont développé les relations entre le ratio de déflexion et les déformations maximales en flexion et en ci-

saillement (ε_{max}) pour une poutre ayant les raideurs en flexion et en cisaillement et chargée par les charges concentrée et répartie. En mettant $\varepsilon_{max} = \varepsilon_{lim}$, la valeur limite de Δ/L pour la déflexion de poutres simple a pu être définie. Pour une valeur donnée de ε_{lim} , la valeur limite de Δ/L dépend de L/H , E/G (E est le module d'Young et G est le module de cisaillement) et la position de l'axe neutre.

Les déplacements du terrain induits par des excavations ou des tunnels concernent souvent les mouvements verticaux et horizontaux. Boscardin & Cording (1989) ont amélioré l'approche de Burland & Wroth (1974) par la superposition de la déformation horizontale imposée (ε_h) sur les déformations en flexion et en cisaillement générées par la courbure imposée sur une poutre simple. Cela suppose que la poutre déviée est soumise à de l'extension uniforme sur la totalité de sa hauteur.

Boscardin & Cording (1989) ont ainsi développé un abaque (**Figure 1.13**) en fonction de l'angle de distorsion β (estimée par la relation 1.1, p24) et la déformation horizontale ε_h . Cet abaque permet de prévoir les dégradations pour une poutre épaisse, élastique linéaire, homogène et isotrope, avec $L/H = 1$ et $E/G = 2,6$.

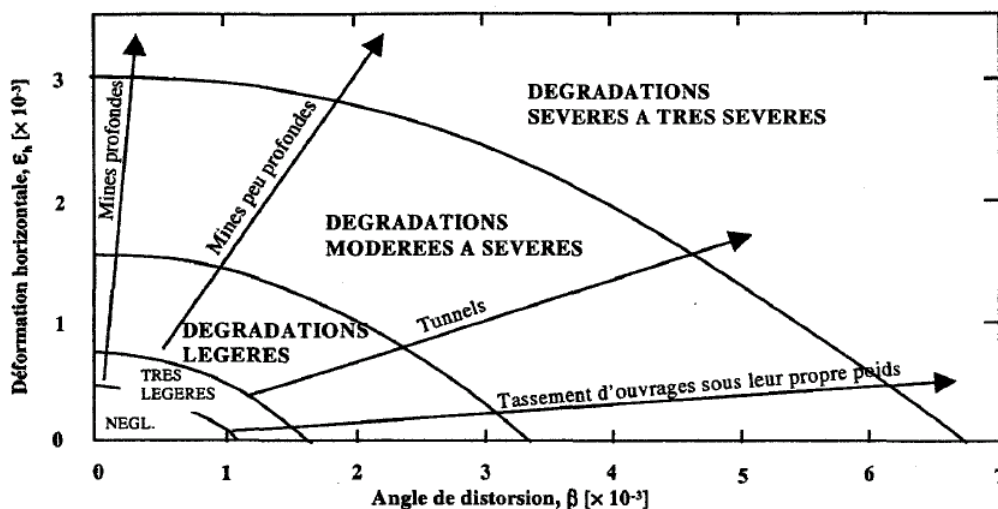


Figure 1.13 : Prévision de dommage en fonction de déformation horizontale et d'angle de distorsion (d'après Boscardin & Cording, 1989)

Son & Cording (2005) ont proposé une méthode de prévision des dommages plus généralisée. Elle est similaire à l'approche de Boscardin & Cording (1989), mais indépendante des ratios L/H , E/G , et de la position de l'axe neutre. Cette méthode est basée sur l'état de déformation d'un point ou l'état de déformation moyen à travers un bâtiment (**Figure 1.14**), et utilisée la relation entre l'angle de distorsion β et la déformation latérale ε_L .

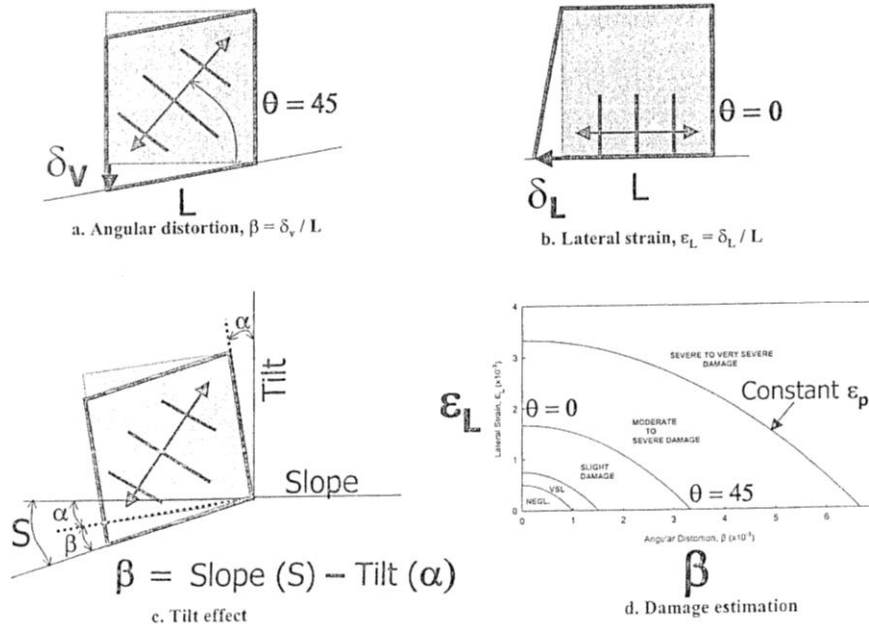


Figure 1.14 : Etat de déformation d'un point ou état de déformation moyenne dans la structure, et abaque de prévision des dommages plus généralisé (d'après Son & Cording, 2005)

Son & Cording (2006) ont comparé les dommages des observations in-situ, ceux obtenus par des essais sur modèle physique, et ceux des études numériques (Son, 2003) avec les dommages estimés par l'abaque plus généralisé présenté dans la **Figure 1.14d**. La comparaison a montré que cet abaque permet d'estimer plus raisonnablement les dégradations affectant le bâti.

1.4.2.3 Estimation de dommage vis-à-vis de déformation horizontale et de ratio de flexion de la structure

Basée sur les mêmes hypothèses de concept de déformation limite développé par Burland & Wroth (1974) et par Boscardin & Cording (1989), Burland (1997) a proposé un abaque catégorisant les dommages en fonction de ratio de déflexion Δ/L et la déformation horizontale de traction ϵ_{ht} pour plusieurs valeurs de L/H . La figure 1.15 présente un tel abaque pour un cas d'une poutre isotrope avec $L/H = 1$ dans la zone en extension. Les valeurs de déformation limite ϵ_{lim} utilisées pour catégoriser les dommages sur la **Figure 1.15**, sont associées à celles du **Tableau 1.3** développé par Boscardin & Cording (1989).

Son & Cording (2006) ont également comparé les dommages estimés par cet abaque avec ceux observés sur le terrain, par des essais sur modèle physique, et par les simulations numériques. La comparaison a montré une sous-estimation des dommages considérés par l'abaque de Burland (1997). Certains cas de dommages considérés faibles par l'abaque présentent des dommages importants. La raison de cette sous-estimation est que le ratio de déflexion ne tient pas compte de l'effet de l'inclinaison de la structure. Ceci est un facteur important dans la distorsion de bâti.

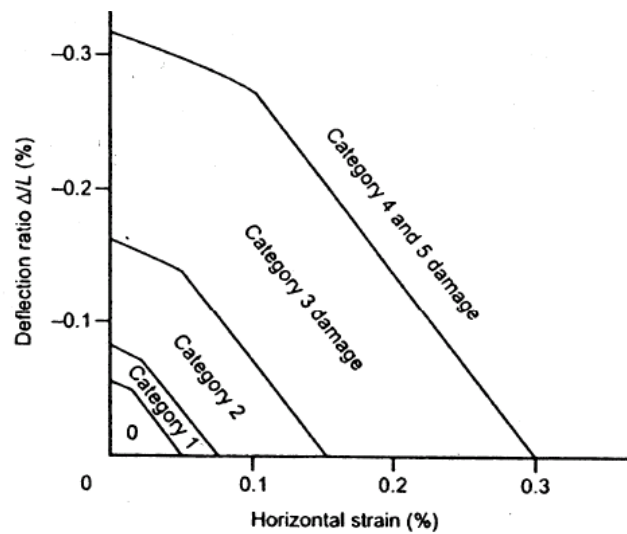


Figure 1.15 : Prévion de dommage en fonction de déformation horizontale et de ratio de déflexion (d'après Burland, 1997)

1.4.3 Influence d'une structure en surface sur les mouvements de terrain

Les prévisions des mouvements de terrain sont généralement réalisées en utilisant les méthodes empiriques qui sont basées sur les données de terrain vierge (sans structure). Les structures sont considérées flexibles infiniment et déformées suivant le profil d'affaissement en terrain vierge ; et les paramètres caractérisant les risques de dommages aux structures sont estimés par les mouvements de terrain vierge. Cela est clairement une surestimation de dommage car la raideur de la structure modifie le comportement des mouvements de terrain (Deck & Anirudh, 2010 ; Al Heib, 2009 ; Standing, 2008 ; Caudron, 2007 ; Son & Cording, 2005 ; Potts & Addenbrooke, 1997 ; ...).

Si un bâtiment est suffisamment rigide pour modifier et réduire le mouvement de terrain, l'estimation de son dommage basée sur le profil d'affaissement en terrain vierge peut causer des mesures de protection coûteuses et inutiles. Cela conduit à une conclusion que les sollicitations du bâti doivent être évalués en prenant en compte l'interaction sol-structure afin d'obtenir une estimation pertinente.

De nombreux chercheurs ont étudié ce phénomène d'interaction sol-structure par différentes méthodes – observation, modélisation physique, et simulation numérique. Leur résultat conduit aux principales conclusions suivantes :

- Potts & Addenbrooke (1997) ont réalisé une étude numérique 2D en tenant compte de l'influence de la rigidité de la structure existante en surface sur le mouvement de terrain dans le cas du tunnel. Le résultat de l'étude paramétrique extensive a montré que la présence de la structure en surface réduit généralement les mouvements du sol en surface par rapport à celui en terrain vierge. Cependant si la raideur en flexion de

la structure est faible par rapport à la raideur axiale réelle, l'affaissement en surface peut être plus grand que celui sans structure.

- L'effet de l'interaction sol-structure peut réduire l'angle de distorsion dans un bâtiment (Son & Cording 2005). La raideur du bâtiment peut modifier le profil de tassement en terrain vierge, cela permet de réduire la pente du terrain sous le bâti et l'angle de distorsion qui sollicite le bâti.
- Caudron (2007) a mené une étude expérimentale avec un modèle réduit bidimensionnel dont le matériau de Schneebeli représente le sol. L'exploitation des essais en présence d'une maquette de structure montre que la présence de la structure entraîne une légère augmentation de l'affaissement maximal et de la pente affectant la structure. En revanche, les déplacements horizontaux sont beaucoup réduits – cela du fait de la raideur relative sol-structure importante.
- Standing & Burland (2008) et Dimmock & Mair (2008) ont mesuré les déplacements de cuvette d'affaissement en présence des structures et infrastructures sur le tracé de la Jubilee Line Extension à Londres et les ont comparés avec le profil d'affaissement en terrain vierge. Ils ont trouvé que les structures de surface modifient le mouvement de terrain et réduisent la déformation qui sollicite les structures.
- Al Heib (2009) a effectué une étude paramétrique par les simulations numériques 2D. Les résultats obtenus sont globalement compatibles et cohérents avec ceux publiés par Potts & Addenbrooke (1997) malgré la différence des hypothèses de calcul (dimensions de la structure, forme de la cavité, nature du sol, etc.)
- Deck & Anirudh (2010) ont aussi réalisé une étude numérique 2D pour investiguer le phénomène d'interaction sol-structure dans le cas d'exploitation minière. Les résultats montrent l'effet de la présence d'une structure sur les mouvements de terrain en fonction de l'intensité de déformation horizontale du terrain, de la longueur de la structure et sa raideur, et de propriétés mécaniques du sol.

Nous observons plusieurs points communs dans les conclusions ci-dessus : en général, la présence de la structure peut modifier et réduire l'amplitude des mouvements de terrain.

Parmi les méthodes menées par les auteurs ci-dessus, celle de Potts & Addenbrooke (1997) permet d'établir un outil utile dans la prévision des dommages potentiels de la structure prenant en compte l'influence du bâti sur les mouvements du terrain induits par le tunnel. Les paramètres de dommage liés à l'approche de Potts et Addenbrooke sont le ratio de déflexion et la déformation horizontale – cela est associé à l'abaque d'estimation de dommage développé par Burland (1997).

Potts & Addenbrooke (1997) ont effectué une étude paramétrique vis-à-vis de l'effet de la raideur de structure sur les mouvements du terrain utilisant la méthode des éléments finis 2D. Le bâti est représenté par une poutre avec raideur en flexion EI et raideur axiale EA , et le sol est modélisé avec un comportement non-linéaire élastique parfaitement plastique. La géométrie du problème analysé est présentée dans la **Figure 1.16** ; elle concerne la largeur du bâti (B), son excentricité par rapport au centre du tunnel (e), et la profondeur du tunnel (z). Le diamètre du tunnel est fixé.

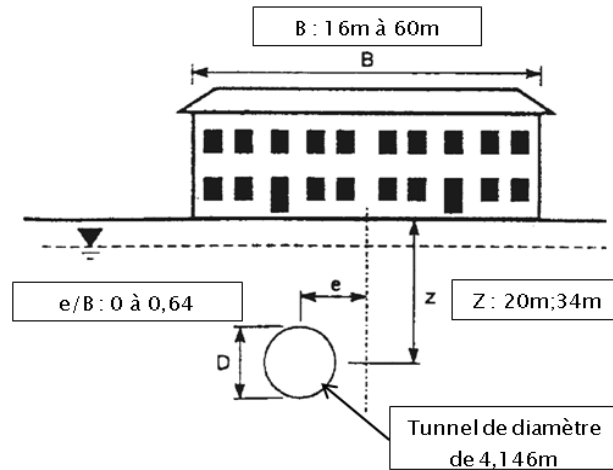


Figure 1.16 : Géométrie du problème d'analyse numérique (Potts & Addenbrooke, 1997)

Deux raideurs relatives sol-structure sont définies : la raideur relative en flexion ρ^* et la raideur relative axiale α^* . Elles sont données par les relations suivantes :

$$\rho^* = \frac{16EI}{E_s B^4} \quad [1.2]$$

$$\alpha^* = \frac{2EA}{E_s B} \quad [1.3]$$

Où E_s est la raideur du sol. Il doit être noté que ρ^* a une dimension m^{-1} dans l'analyse avec déformation plane – cela est discuté par Franzius et al. (2006) qui ont proposé une ρ^* sans dimension. Pour chaque analyse, un profil d'affaissement et un profil de déplacement horizontal sont générés, et les paramètres de dommage du bâti de ratio de déflexion en concave (sagging) et convexe (hogging) (DR_{sag} et DR_{hog} respectivement) et de déformation horizontale en compression et en extension (ε_{hc} et ε_{ht}) sont ainsi interprétés des résultats. Les valeurs du ratio de déflexion et de la déformation horizontale en terrain vierge sont ensuite comparées avec celles en présence du bâti. La comparaison aboutit aux facteurs de modification qui sont définies ci-dessous :

$$M^{DR_{sag}} = \frac{DR_{sag}}{DR_{sag}^g} ; \quad M^{DR_{hog}} = \frac{DR_{hog}}{DR_{hog}^g} \quad [1.4]$$

$$M^{\varepsilon_{hc}} = \frac{\varepsilon_{hc}}{\varepsilon_{hc}^g} ; \quad M^{\varepsilon_{ht}} = \frac{\varepsilon_{ht}}{\varepsilon_{ht}^g} \quad [1.5]$$

Où DR_{sag}^g et DR_{hog}^g sont les ratios de déflexion en concave et convexe, et ε_{hc}^g et ε_{ht}^g sont les déformations horizontales maximales en compression et en extension pour la cuvette

d'affaissement en terrain vierge sous le bâti. Les facteurs de modification sont alors tracés contre ρ^* et α^* pour chaque e/B (figure 1.17).

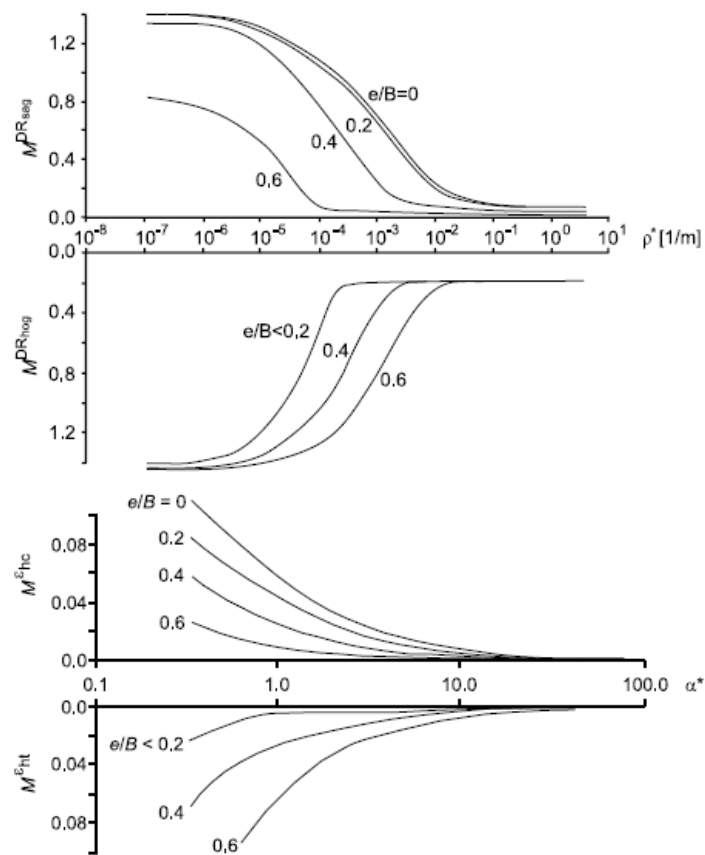


Figure 1.17 : Facteurs de modification pour le ratio de déflexion (en haut) et pour la déformation horizontale (en bas) (d'après Potts & Addenbrooke, 1997)

Les facteurs de modification de la **Figure 1.17** peuvent être utilisés pour modifier les paramètres du ratio de déflexion et de la déformation horizontale en terrain vierge pour tenir compte de l'influence de la raideur du bâti avant d'imposer ces paramètres sur le bâti et avant d'évaluer les dommages potentiels. La méthode d'estimation de dommage proposée est celle de Burland (1997) présentée dans la **Figure 1.15**.

Cette approche de raideur relative, cependant, a été construite avec de nombreuses simplifications. Aucune charge de bâtiment n'a été incluse dans les analyses. De plus, un seul type de structure en maçonnerie a été pris en compte dans l'analyse. Une considération de l'influence du poids sur le bâti et de l'effet 3D sur l'approche de raideur relative est présentée par Franzius et al. (2004). Les courbes définissant les facteurs de modification sont modifiées, basées sur les études paramétriques. Néanmoins, il est conclu que l'influence des poids et l'effet 3D sur la méthode originale de Potts & Addenbrooke (1997) est minime, et que la méthode originale peut être employée avec confiance.

1.4.4 Procédure d'évaluation de dommage sur le bâti

Réalisée par Burland (1995), la procédure d'évaluation de dommage aux bâtis induits par les tunnels et les excavations ne permet pas de prendre en compte l'influence du bâti sur les mouvements du terrain. Le bâti est supposé suivre le profil d'affaissement en terrain vierge. Franzius (2003) a modifié cette procédure avec la prise en compte de l'approche de la raideur relative de Potts & Addenbrooke (1997). La procédure modifiée composant de trois phases est résumée dans la **Figure 1.18**.

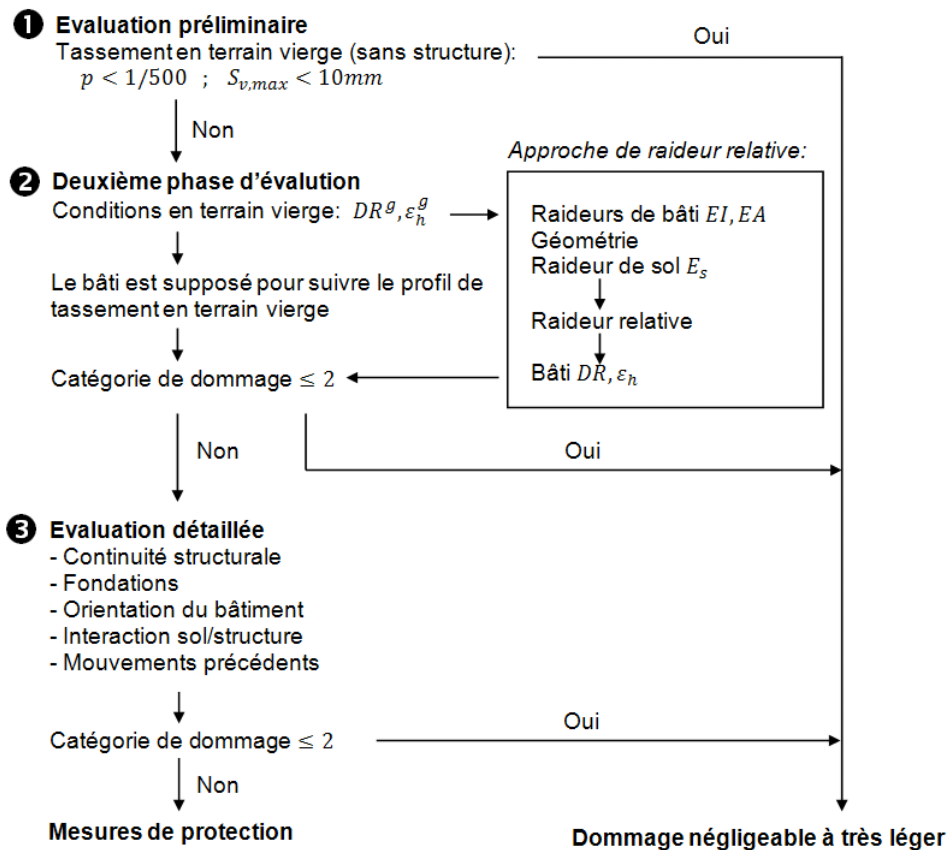


Figure 1.18 : Procédure d'évaluation de risques de dommage aux bâtis (d'après Franzius, 2003 modifié de Burland, 1995)

La phase 1, évaluation préliminaire, est fondée sur la prévision des mouvements de terrain vierge, sans prendre en compte l'interaction sol-structure. Les bâtis situés à l'emplacement où la pente du terrain $p > 1/500$ et l'affaissement maximal $S_{v,max} > 10$ mm sont considérés comme ayant des risques de dommage et sont ainsi soumis à la deuxième phase d'évaluation.

Dans la phase 2, les méthodes analytiques sont utilisées pour prévoir les déformations limites en extension dans la structure et classer les risques de dommage selon les catégories de Boscardin & Cording (1989) du **Tableau 1.3**. Dans cette phase, la pratique ac-

tuelle tient compte de l'influence de la raideur de la structure en utilisant l'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke (1997). Les phases 1 et 2 sont sécuritaires et largement utilisées. Pour les bâtis classifiés aux risques modérés (ou pire) de dommage, la phase 3 doit être réalisée.

La phase 3 est un raffinement de la deuxième phase dans laquelle les caractéristiques particulières du bâti et du tunnel ou de l'excavation sont considérées en détail. Si la catégorie de dommage retenue est supérieure au niveau 2 – dommage léger, les solutions de protection devront être mises en mesure afin de supprimer les dommages ou les limiter aux niveaux acceptable.

1.4.5 Synthèse sur l'estimation de dommage aux bâtis

Les principales observations sur les méthodes de classification et de prévision de dommage aux bâtis peuvent être synthétisées :

- La prévision des risques de dommage aux bâtis dus aux mouvements du terrain est généralement basée sur la visibilité de fissure sur le mur en maçonnerie par les méthodes développées par Burland & Wroth (1974) et Boscardin & Cording (1989). Les méthodes donnent plus d'importance aux déformations horizontales qu'aux autres composants de mouvements de terrains.
- Les méthodes empiriques de NCB (1975) et de Wagner & Schumann (1991) sont développées pour la problématique liée aux carrières et mines ; alors que, les méthodes analytiques de Boscardin & Cording (1989) et Burland (1997) liée aux tunnels. L'utilisation de ces méthodes par abaque est très limitée du fait de la quantité importance des hypothèses et des simplifications.
- L'interaction sol-structure a été montrée comme un facteur pouvant influencer les mouvements de terrain. L'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke (1997) permet de prendre en compte l'influence de la raideur du bâti sur les mouvements de terrain avant d'imposer celles-ci sur le bâti, et le dommage au bâti peut être estimé par l'abaque de Burland (1997). Ainsi, seul l'abaque de Burland (1997) peut permettre de tenir compte de l'interaction sol-structure dans l'évaluation de dommage.
- Une procédure de trois phases a été développée pour évaluer les risques de dommage aux bâtis soumis aux mouvements induits par les tunnels. Standing & Burland (2008), cependant, suggèrent que la méthodologie de catégorisation et d'évaluation de dommage (d'après Burland, 1995) prenant en compte de l'interaction sol-structure (d'après Potts & Addenbrooke) peut être aussi utilisée pour les cas des mouvements dus aux mines et carrières, si les mouvements en terrain vierge peuvent être estimés de façon fiable.

La confrontation de ces méthodes met en évidence un certain nombre d'interrogations et de remarques : Quelle est l'importance réelle des propriétés mécaniques du terrain d'assise de la construction ? Ces méthodes sont-elles applicables dans un environnement 3D ?...

1.5 Solutions de protection des bâtis – Tranchée Périphérique

Les solutions de protection sont essentielles pour réduire la vulnérabilité des structures soumises aux déformations du sol.

Un travail d'analyse et de synthèse a été réalisé par Kazmierczak et Al Heib (2008) afin de proposer des solutions techniques adaptées à l'aléa et aux caractéristiques des ouvrages rencontrés. Une méthodologie a été établie pour gérer les ouvrages existants et futurs soumis à des risques d'affaissement ou de fontis. Les méthodes de traitement et les solutions mises en œuvre pour éviter ou minimiser les dégâts aux structures, sont divisées en trois catégories :

- soit on intervient sur l'origine de l'aléa : « cavité » ;
- soit on intervient sur l'enjeu « la structure en surface... » en la renforçant soit au niveau de la superstructure soit au niveau des fondations ;
- soit on intervient au niveau du lien entre l'aléa et l'enjeu : « sol de fondation », afin de réduire l'intensité des sollicitations transmises à la structure.

Kazmierczak et Al Heib (2008) ont proposé le **Tableau 1.4** qui regroupe l'ensemble des solutions techniques applicables à ce jour. Il permet d'effectuer un choix en fonction du type de sollicitation, mais également en fonction du type d'ouvrage à traiter.

Tableau 1.4 : Dispositions constructives applicables à la structure, à la fondation ou au sol (Kazmierczak & Al Heib, 2008)

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES		AFFAISSEMENT		FONTIS	
		NEUF	ANCIEN	NEUF	ANCIEN
SOL	Comblement	x	x	x	x
	Tranchées périphériques	x	x		
	Renforcement par injection	x	x	x	x
	Renforcement par géotextiles			x	
FONDATION	Type des fondations	x		x	
	Interfaces horizontales sous l'ouvrage	x			
	Adaptation du système des fondations		x		x
	Reprises-en sous-œuvre sous chaînage				x
STRUCTURE	Type d'ouvrages	x		x	
	Implantation	x		x	
	Architecture d'ensemble	x		x	
	Dimensions et conception des structures	x		x	
	Matériaux employés	x		x	
	Joints verticaux	x			
	Renforcement de l'ouvrage	x	x	x	x

Notre recherche ne focalise qu'à la solution de protection par **tranchée périphérique** : une des mesures intervenant au niveau du lien entre les mouvements de sol et les structures. Les raisons importantes de ce choix sont la bonne performance et le coût peu onéreux de cette technique. Ainsi la tranchée est conçue pour protéger les maisons individuelles ou les bâtiments collectifs, comme témoigné par les travaux actuels réalisés par la société Pertuy en 2008.

1.5.1 Méthode de la tranchée périphérique

Comme montré dans le **Tableau 1.4**, cette disposition est applicable aux ouvrages existants et neufs soumis aux affaissements. Ce type de tranchée est différent d'une tranchée drainante utilisée pour abaisser le niveau d'eau. Les tranchées sont réalisées autour des structures et remplies d'un matériau compressible afin d'absorber la déformation de compression du terrain et de diminuer ainsi la sollicitation dans la structure (**Figure 1.19**). Elles sont satisfaisantes pour la maison individuelle parce qu'elles ne touchent pas les éléments structuraux de la maison (Peng et al., 1996).

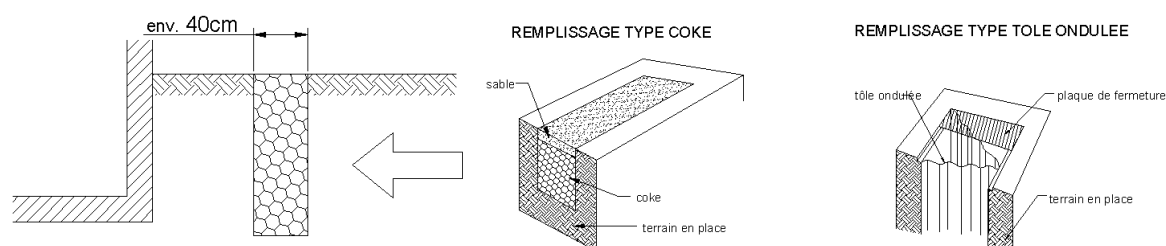


Figure 1.19 : Présentation de la tranchée périphérique (d'après CSTB, 2004)

Peu de retour d'expérience a été réalisé pour caractériser le comportement mécanique de la tranchée périphérique et son efficacité. De nombreux auteurs (NCB, 1975 ; Kratzsch, 1983 ; Luo et al., 1992 ; Peng et al., 1996 ; CSTB, 2004 ; Al Heib, 2008), cependant, proposent cette technique. Le **Tableau 1.5** montre les différentes recommandations concernant la dimension et le matériau de remplissage ainsi que la performance de la tranchée. L'analyse du **Tableau 1.5** donne une synthèse suivante :

- Plusieurs matériaux compressibles de remplissage sont envisageables, notamment le coke, la tourbe, et le matériau granulaire.
- La largeur de la tranchée varie de 40 cm à 60 cm. La distance entre la tranchée et la structure est de 2 m au maximum. Et la profondeur de la tranchée comprend entre 60 cm à 1 m.
- La tranchée doit être placée au voisinage du niveau de fondations ou de sous-sol.
- La tranchée peut réduire la déformation horizontale en compression jusque 65%.

Al Heib (2009) a particulièrement étudié les choix de matériaux de remplissage en fonction de leur comportement mécanique, leur coût, et leur impact environnemental. Les

matériaux étudiés sont : le coke, les cailloux calcaires concassés, la tourbe, les structures alvéolaires ultra légères (SAUL), les pneus usagés, et les matériaux isolants. La conclusion de cette étude est que le choix d'un matériau de remplissage est délicat car les différents matériaux présentent tous des inconvénients : un prix très élevé, une faible compressibilité, une pollution potentielle.

Tableau 1.5 : Différentes préconisations pour la technique de la tranchée périphérique (modifié de Deck, 2002)

Auteurs	Matériaux de remplissage	Dimensions et localisation de la tranchée	Efficacité de la technique
Soots (1969)	Mélange thixotrope		
NCB (1975)	Scories des centrales thermiques de moins de 25 mm	Le plus proche de la structure et descendant juste sous les fondations	
ICE (1977)	Coke, polystyrène		
Yokel et al. (1982)	Matériaux compressibles non compactés (scories)	A une distance de l'ouvrage n'excédant pas la moitié de la profondeur des fondations	
Kratzsch (1983)		A 1 ou 2 m de distance de l'ouvrage et sous la base des fondations	
Ji-Xian (1985)	Matériaux granulaires et compressibles (scories des centrales thermiques) couverts d'argile et recouverts d'un dallage.	2 à 3 cm sous les fondations	Efficace en zone de compression mais moins en zone de traction
SDM HBL (1986)	Coke ou tôle ondulée		
Whittaker et Reddish (1989)		Tranchées à proximité de la structure et descendant juste en dessous du niveau des fondations	Réduction des dommages liés à la compression d'environ 50 %
Triplett et al. (1992)	Tourbe		
Luo et al. (1992)		1,2 m de largeur, 60 cm sous la base des fondations, et le plus proche de la structure	Réduction de 60 % de la contrainte de compression
Peng et al. (1996)	Foin	60 cm de largeur, 60 cm sous la base des fondations et à environ 1,2 m de la structure	Réduction de 65 % de la déformation de compression sollicitant la structure et de 35 % celle de traction
CSTB (2004)	Coke ou tôle ondulée	40 cm de largeur d'environ	
Société Pertuy (2008)	Tourbe noire ou cailloux calcaires		
Al Heib (2008)	Vide	50 cm de largeur, 1 m sous la base de fondation, et à 1 m de la structure	Réduction de 30 à 40% de la déformation du sol sous le bâti

1.5.2 Performance de tranchée périphérique

Plusieurs chercheurs ont conduit différentes approches pour analyser l'efficacité de la technique de tranchée périphérique. On ne décrit que, ici, les travaux bien documentés de Peng & al. (1996) qui utilise l'approche des observations sur le terrain ; Luo & al. (1992) et Al Heib (2008) qui emploient l'approche de simulations numériques.

Avec pour l'objectif d'éliminer ou de réduire dans le plan de protection des dégâts aux maisons individuelles soumises aux mouvements de terrain induits par les mines aux Etats-Unis, Luo & al. (1992) ont investigué l'influence des dimensions de la tranchée sur son efficacité de protection des maisons individuelles par méthode des éléments finis en 2D. Le modèle étudié est illustré dans la **Figure 1.20**. Dans leur analyse, la largeur de tranchée varie de 0,6 à 1,8 m environ et la profondeur de tranchée sous la base de sous-sol varie de 0 à 1,8 m environ. L'effet de la distance entre le mur et la tranchée a été ainsi étudié.

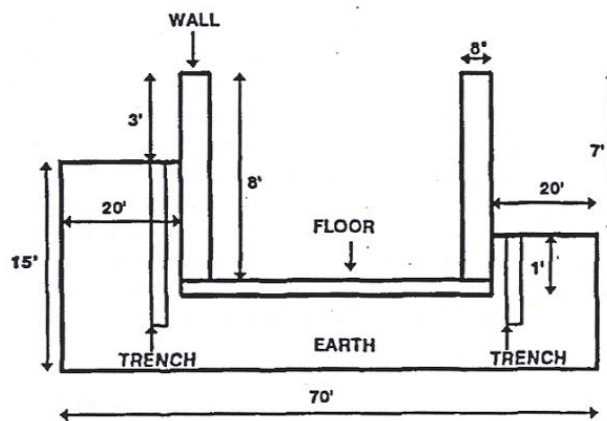


Figure 1.20 : Géométrie du modèle utilisée (dimensions exprimées en pouce) - (d'après Luo & al., 1992)

En surface du terrain sont imposés une courbure constante de 5×10^{-5} 1/m environ et une déformation horizontale en compression de 3×10^{-4} m/m et 7×10^{-4} m/m. Ces valeurs imposées sont des valeurs mesurées typiques. L'interface entre le sol et le sous-sol est modélisée par la méthode de Winkler. Le calcul a été effectué dans le domaine élastique.

Les résultats obtenus dans la configuration avec la tranchée ont été comparés avec ceux sans tranchée, afin de calculer le pourcentage de réduction de contrainte en compression sollicitant le sous-sol et ainsi le pourcentage de gain dû à la tranchée plus large et plus profonde. La **Figure 1.21** montre le pourcentage de réduction et le pourcentage de gain pour différentes largeurs et profondeurs de la tranchée. La contrainte diminue continuellement avec l'augmentation de la largeur et de la profondeur de tranchée, et le pourcentage de gain baisse pour la tranchée de largeur supérieure à 1,2 m environ (4 ft) et de profondeur plus de 0,6 m environ (2 ft) sous le sous-sol. Luo & al. ont conclu que la tranchée de 1,2 m de largeur et 0,6 m de profondeur sous le sous-sol est suffisante pour réduire la contrainte jusque

60%. Ainsi, il est trouvé que pour la réduction maximale de contrainte, la tranchée doit être le plus proche possible au mur de maison.

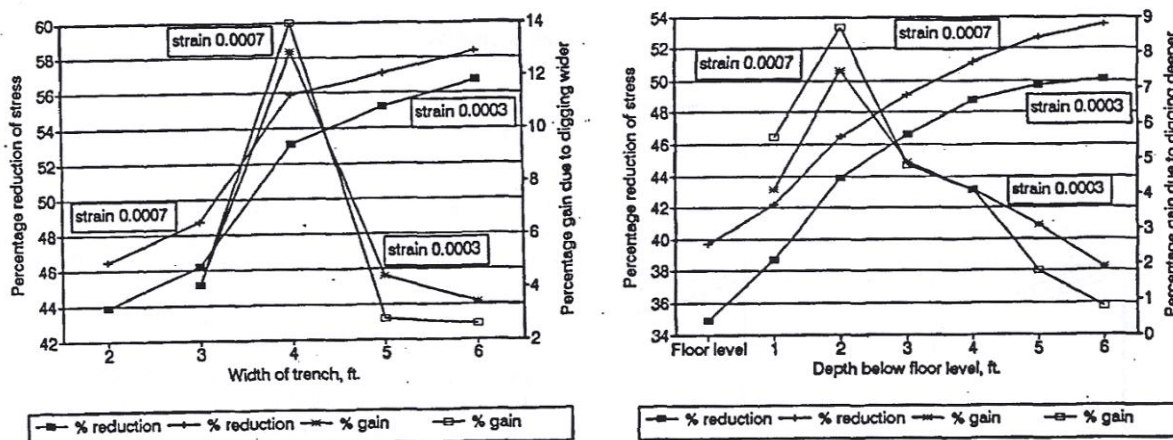


Figure 1.21 : Réduction de contrainte sur la dalle en fonction de largeur de tranchée (gauche) et en fonction de profondeur de tranchée sous la dalle (droite) - (d'après Luo & al., 1992)

Dans le même contexte de protection des maisons individuelles dans le cas de mines aux Etats-Unis, Peng et al. (1996) ont réalisé une étude observationnelle sur la performance des techniques de protection des 12 maisons individuelles localisées dans les zones de mouvements de terrain. Une des techniques utilisées est la tranchée périphérique, et la réalisation de cette technique est illustrée dans la **Figure 1.22**.

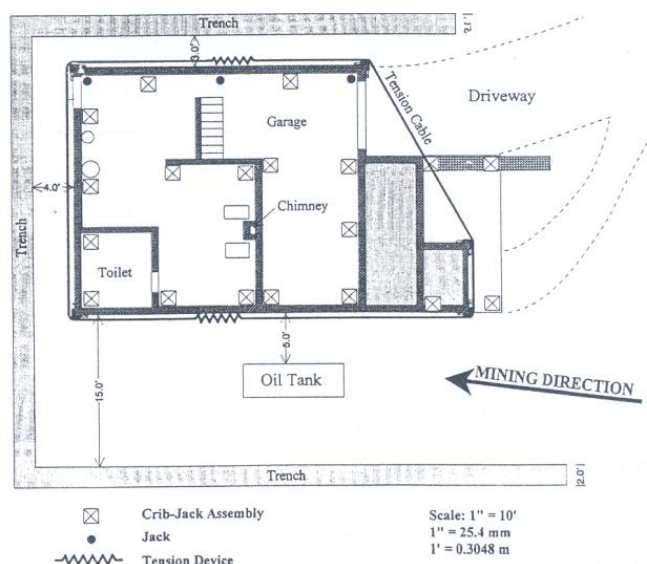


Figure 1.22 : Réalisation d'une tranchée périphérique dans le cadre d'expérience conduite aux Etats-Unis (d'après Peng et al. 1996)

Peng et al. (1996) proposent une tranchée de 60 cm de large, 60 cm de profondeur au-dessous du sous-sol. La distance horizontale entre les murs et les tranchées est de l'ordre de 1,2 m. La tranchée a été remplie par un matériau compressible de foin et elle doit être bien drainée. La tranchée périphérique a été réalisée sur trois côtés à une distance horizontale variable et comprise entre 1 m et 4,5 m (**Figure 1.22**). La profondeur de la tranchée varie en fonction de la topographie des terrains.

Les mouvements ont été contrôlés le long de la maison et de la tranchée. La **Figure 1.23** présente deux courbes de la déformation horizontale en fonction de la distance horizontale entre le front de l'exploitation (d'une mine de charbon) et le centre de la maison. Les valeurs positives correspondent à la déformation en extension, valeurs négatives à la déformation en compression. Les valeurs maximales de déformation horizontale en extension du sol le long la tranchée et le long la maison sont environ de 0.0085 m/m et 0.0055 m/m, respectivement – cela correspond à 35 % de réduction de déformation de traction. Les valeurs maximales de déformation en compression du sol le long la tranchée et le long la maison sont environ de 0.0155 m/m et 0.0055 m/m, respectivement – cela correspond à 65 % de réduction de déformation de compression. La tranchée est donc efficace dans la zone de déformation, surtout de compression.

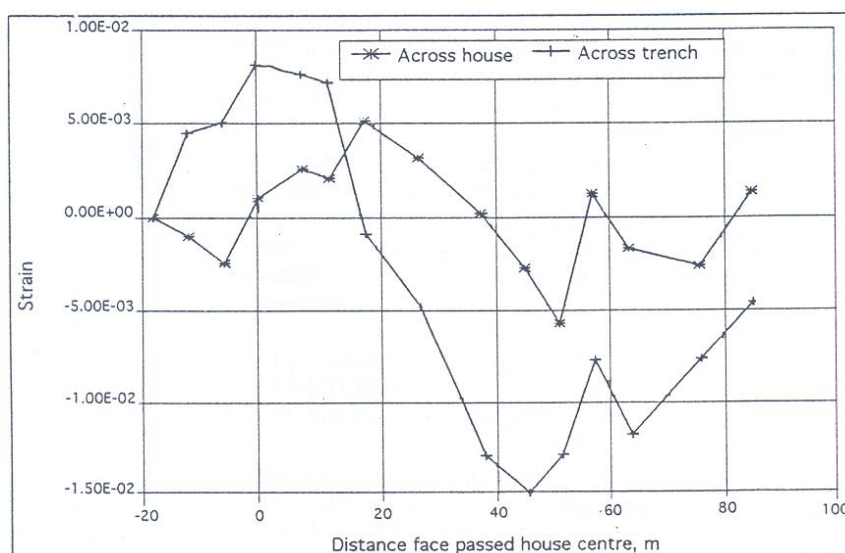


Figure 1.23 : Déformations mesurées le long la maison et le long la tranchée (Peng et al. 1996)

Al Heib (2008) a, par ailleurs, développé un modèle numérique pour étudier l'influence d'une tranchée périphérique sur le comportement du sol et de la structure, prenant en compte l'effet de la rigidité de la structure (mur monolithique ou en blocs, structure poutre-poteau) de la position et des dimensions de la tranchée. Le modèle a été développé avec la méthode des éléments distincts (code UDEC) en adoptant un modèle en 2D. Le choix de ce code est motivé par sa capacité à prendre en charge l'interface sol-structure et le mur en maçonnerie constitué de blocs de petites dimensions. Une seule couche de sol est modélisée

avec une longueur de 50 m et à une hauteur de 15 m (**Figure 1.24**). Dans cette étude, le sol est soumis uniquement à la déformation horizontale.

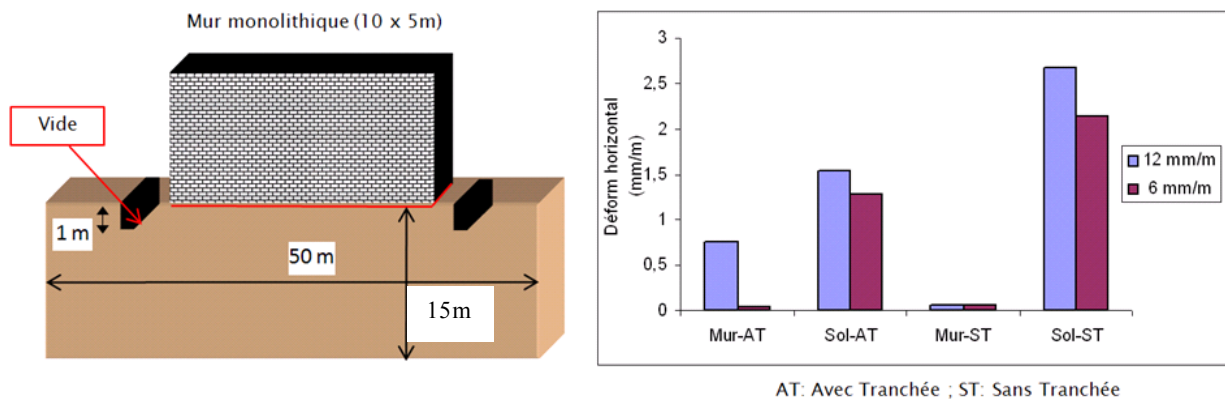


Figure 1.24 : Modélisation 2D des tranchées périphériques de 1 m de hauteur et 50 cm de large, placées à 1 m des limites de la structure (gauche) ; et déformation horizontale calculée dans le sol et le mur avec et sans la tranchée (droite) - (Al Heib, 2008)

Ce choix présente des avantages vis-à-vis de la compréhension des mécanismes d'interaction sol-structure. Mais certains résultats dépendront certainement de ce choix et ne correspondront pas sans doute à la réalité.

Le sol modélisé correspond à un matériau isotrope et homogène ayant un comportement élasto-plastique parfait, avec un critère de type Mohr-Coulomb. Le mur est un matériau élastique et isotrope. Une différence importante est retenue entre les deux modules de Young du mur et du sol. La structure et le sol sont séparés par une interface (joint) de type UDEC sans épaisseur qui permet aux deux blocs de se déplacer dans les deux directions normale et tangentielle.

Les caractéristiques géométriques de la tranchée sont les suivantes : 50 cm de large et 1 m de profondeur. La tranchée est placée à 1 m des limites de la structure. La tranchée est considérée vide, c'est une hypothèse extrême car, elle doit être remplie par un matériau bien déformable.

Les conditions limites sont : le déplacement vertical est fixé à la base, le déplacement horizontal est fixé au bord droit mais appliqué au bord gauche afin de simuler la déformation horizontale.

Un exemple des résultats obtenus est présenté dans la **Figure 1.24** (droite). Elle présente la déformation horizontale calculée dans le sol et dans la structure pour deux valeurs de la déformation horizontale 6 mm/m et 12 mm/m. La tranchée contribue à diminuer la déformation du sol sous la structure, mais la déformation du mur augmente tout de même en présence de la tranchée pour une déformation imposée de 12 mm/m. Cette observation peut être due à la modélisation de la tranchée par un vide (sans matériau de remplissage).

Selon les études décrites ci-dessus, la solution de tranchée, une solution pratique et économique, est prouvée très efficace pour réduire la déformation du sol sur les structures. Néanmoins, on observe que les méthodes utilisées sont limitées et critiquables sur l'application et la réalisation dans les pratiques réelles.

La méthode d'observation sur le terrain réalisée par Peng et al. (1996) consomme beaucoup du temps et du budget. Il est donc très coûteux pour réaliser une étude paramétrique de performance de la tranchée.

La méthode numérique conduite par Luo et al. (1992) permet d'étudier l'influence des dimensions de la tranchée, mais l'analyse a été faite dans le domaine élastique. Cela est clairement non-réel car le comportement du sol est généralement élasto-plastique. De plus, le modèle numérique étudié est en 2D, alors que l'effet 3D peut plus ou moins influencer les résultats.

Malgré la prise en compte de comportement élasto-plastique du sol, le modèle numérique d'Al Heib (2008) est aussi développé en 2D. En outre, l'analyse ne considère qu'une seule des composantes du mouvement de terrains : la structure ne subit que la déformation horizontale. En général, le mouvement horizontal s'accompagne naturellement d'un mouvement vertical conduisant à la forme de la cuvette d'affaissement. Cette hypothèse est sans doute très simplifiée.

Ces travaux numériques et observationnels doivent être complétés par des expérimentations sur modèle physique de manière à pouvoir confronter différentes approches et progresser dans les recommandations. C'est un des principales objectifs de notre recherche. La solution de tranchée périphérique sera testée par un modèle physique tridimensionnel afin d'évaluer son efficacité de protection d'une maison individuelle contre le mouvement de terrain. Puis le modèle numérique 3D, validé par les résultats du modèle physique, sera utilisé pour effectuer une étude paramétrique vis-à-vis de la performance de la tranchée.

1.6 Modélisations physique et numérique dans l'étude de l'interaction sol-structure

1.6.1 Modèles physiques existants

Les modèles physiques constituent un outil utile de recherches (Ferguson, 1992). En géotechnique, les premiers modèles physiques réduits ont été utilisés essentiellement pour les recherches, et souvent dans un environnement 1g (gravité terrestre). Une limitation principale de l'utilisation des modèles dans l'environnement 1g est le comportement lié à l'état de contrainte du sol. Il est difficile dans ces conditions de faire des interprétations quantitatives des résultats expérimentaux : les résultats obtenus ne permettent qu'une exploitation et une analyse purement qualitatives.

L'avancement moderne de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique dans les années 80 a permis de s'affranchir de cette limitation et d'augmenter largement l'utilisation de la modélisation physique. La modélisation physique, particulièrement dans l'environnement à gravité forte (100g, par exemple), a rapidement évolué pendant les dernières décennies. A l'heure actuelle, il y a des lois de similitudes bien établies et validées pour lier le comportement des modèles physiques réduits aux systèmes gravitaires de prototype (Santamarina & Goodings, 1989 ; Schofield & Steedman, 1988 ; Culligan & al. 1996). De plus, les systèmes modernes de contrôle, de capteurs, et concepts expérimentaux permettent d'améliorer de manière significative la performance de systèmes de mesure en minimisant les effets de l'instrumentation et les conditions limites sur les résultats de modèles physiques. Des revues sur la modélisation physique contemporaine ont été présentées par Paulin et al. (1993), Kutter (1995), Wood & al. (2002), et Garnier (2002).

Malgré l'intérêt de la modélisation en centrifugeuse sous forte gravité, et en raison de la disponibilité, notre travail de recherche se base principalement sur la modélisation physique sous gravité réelle. De nombreuses expérimentations sur modèle réduit développé pour étudier l'effet des mouvements de terrain sur la structure ont été réalisées avec succès sous cette condition (Caudron, 2007 ; Lee & Bassett, 2007 ; Laefer, 2001 ; Dyne, 1998 ; Nakai et al., 1997).

Nombreux modèles physiques ont été développés pour étudier le phénomène des mouvements de terrain de différentes origines : mines, tunnels et excavations, et séisme.

Néanmoins, peu de modèles physiques ont été utilisés pour analyser l'effet des mouvements de terrain causé par l'exploitation minière ou l'effondrement des mines anciennes. Castro et al. (2007) et Trueman et al. (2008) ont conçu un modèle réduit 3D de grandes dimensions afin d'étudier la méthode d'exploitation « block caving », et non les mouvements apparus à la surface du terrain. Dyne (1998), par ailleurs, a créé un modèle physique 2D «à la trappe » pour étudier la remontée de fontis en surface. Le sable est utilisé comme le géo-matériau représentant le sol. La cuvette de fontis est formée par l'application de déplacement de la trappe en bas du modèle, et les déplacements du sol sont mesurés par une caméra numérique. Ce modèle simple permet d'évaluer l'influence de l'ouverture et de

la largeur d'une cavité ainsi que de l'épaisseur du recouvrement, mais il ne permet pas d'évaluer les dommages potentiels sur les bâtis subissant les mouvements de terrain. Le modèle de Caudron (2007) a répondu à cette problématique. La description de ce modèle sera discutée dans la section suivante.

Plusieurs modèles physiques réduits ont été réalisés dans les domaines de tunnels et d'excavations. Nakai et al. (1997) ont effectué les essais du modèle physique 3D équipé par de trappes en bas du modèle (**Figure 1.25**) afin d'investiguer l'effet de 3D et de dilatance sur les mouvements de terrain lors d'une excavation de tunnel. Shanin et al. (2004) ont utilisé le même modèle de trappe pour investiguer le comportement mécanique de terrain durant l'excavation du tunnel. Les modèles de trappe 2D et 3D ont été ainsi utilisés par Sung et al. (2006) pour analyser les tassements et la pression du terrain en surface dus au tunnel dans les cas sans et avec la structure de fondation au voisinage. Le modèle de trappe est principalement destiné à l'étude de l'effet de mouvements de terrain et leur comportement mécanique lors d'un creusement de tunnel, mais il est difficile à simuler la déformation de revêtement des tunnels par ce modèle. De cette raison, Lee & Bassett (2007) et Kikumoto et al. (2009) ont mené un nouveau modèle physique qui permet de simuler la déformation du tunnel par le changement de son diamètre, pour investiguer le comportement des fondations existantes localisées près du tunnel. Laefer (2001), par ailleurs, a construit un modèle réduit 3D à faible échelle ($1/10^{\text{ème}}$) afin d'étudier le phénomène d'interaction sol-structure lors d'une excavation profonde.

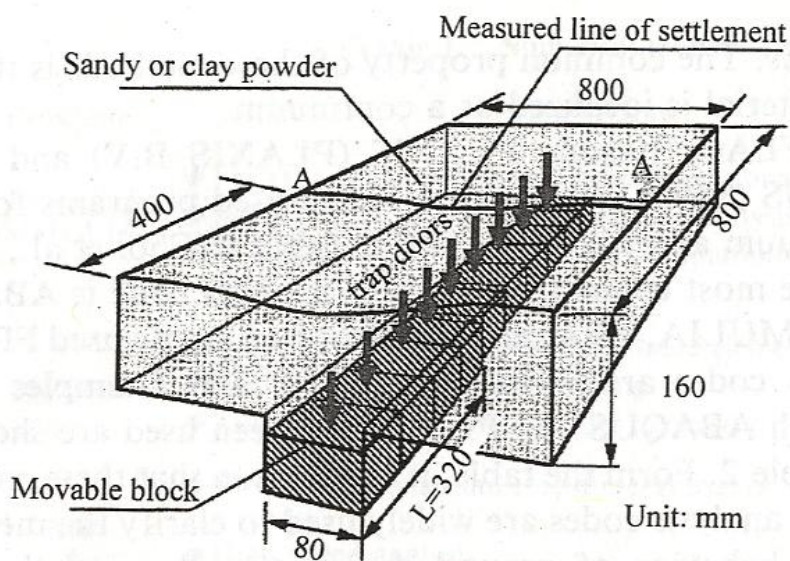


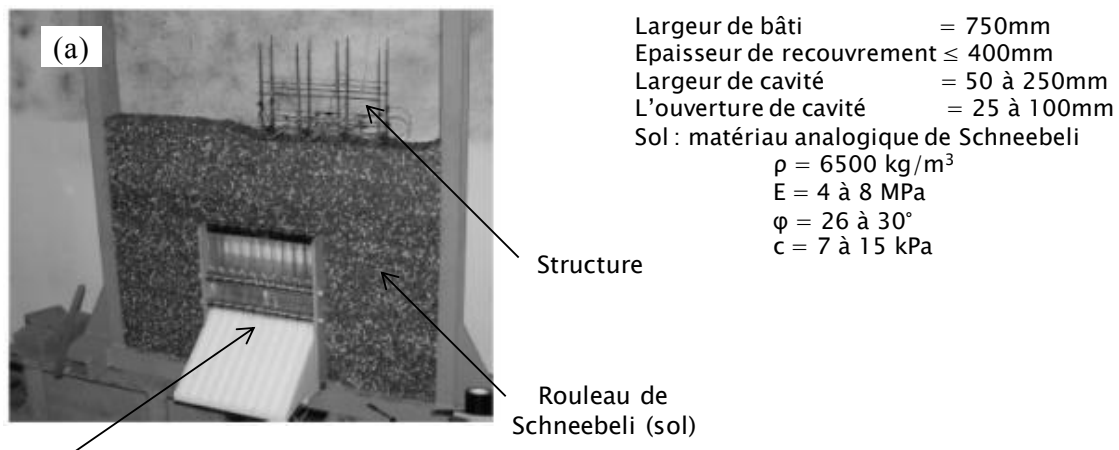
Figure 1.25 : Simulation d'excavation de tunnel par les trappes (Nakai et al., 1997)

Pour ces différents travaux décrits ci-dessus, quelqu'un seulement ont étudié l'effet des mouvements de terrain sur les bâtis de surface. Nous présentons la conception et les résultats du modèle de Caudron (2007), celui de Lee & Bassett (2007), et celui de Laefer (2001).

1.6.1.1 Modèle 2D de l'INSA Lyon (Caudron, 2007)

Développé à l'INSA de Lyon (Caudron, 2007), ce modèle 2D a permis de caractériser l'influence de l'interaction sol-structure lors de la formation d'un fontis. Le massif de sol a été réalisé à partir du matériau analogique de Schneebeli constitué de trois diamètres : 4, 5 et 6 mm, rendu cohérent par l'adjonction d'une solution de colle (**Figure 1.26**). La création de la cavité pour simuler les mouvements du sol en surface a été obtenue grâce à des cales mobiles. La structure a été fabriquée pour présenter une maison individuelle de type poutre-poteaux. Deux caméras rapide et lente ont été installées pour mesurer les mouvements des modèles.

Une étude paramétrique de la géométrie de cavité vis-à-vis du comportement d'une maquette de structure a été analysée. Les résultats exploités en terrain vierge sont comparés avec ceux en présence d'une structure. Les résultats expérimentaux ont confirmé l'existence de l'interaction sol/structure.



Cales mobiles permettant de créer la cavité

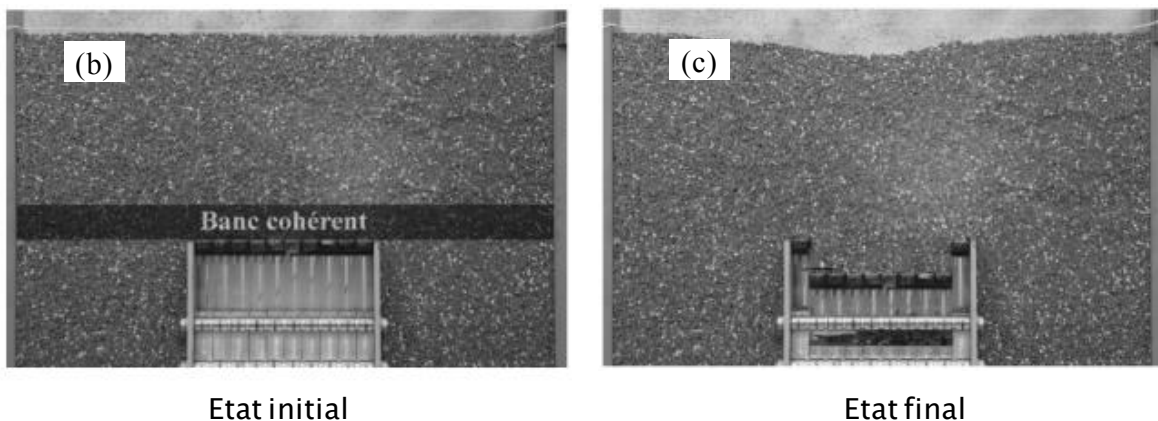


Figure 1.26 : Modèle 2D de l'INSA de Lyon : (a) l'ensemble du modèle physique, (b) configuration de l'état initial (c) cuvette de tassement en surface à l'état final (Caudron, 2007)

Ce modèle a permis de montrer que les mouvements verticaux sont peu influencés par la présence d'une structure en surface. La présence de la structure entraîne une légère augmentation de l'affaissement maximal et de la pente affectant la structure. En revanche, les déplacements horizontaux sont beaucoup réduits. Cela est du fait de la raideur relative importante entre le sol et la structure.

La nature 2D de ce modèle est, cependant, une limite importante pour rendre fiable les résultats attendus.

1.6.1.2 Modèle 2D de RIST (Lee et Bassett, 2007)

Lee & Bassett (2007) de RIST (Research institute of Industrial Science and Technology) ont réalisé un modèle physique réduit 2D qui permet de déterminer les zones d'influence pour l'interaction pieu-sol-tunnel. La géométrie étudiée est présentée dans la **Figure 1.27a** – il s'agit du creusement d'un tunnel en un site urbain sur un bâtiment fondé sur des pieux. Ce modèle physique est illustré dans la **Figure 1.27b**.

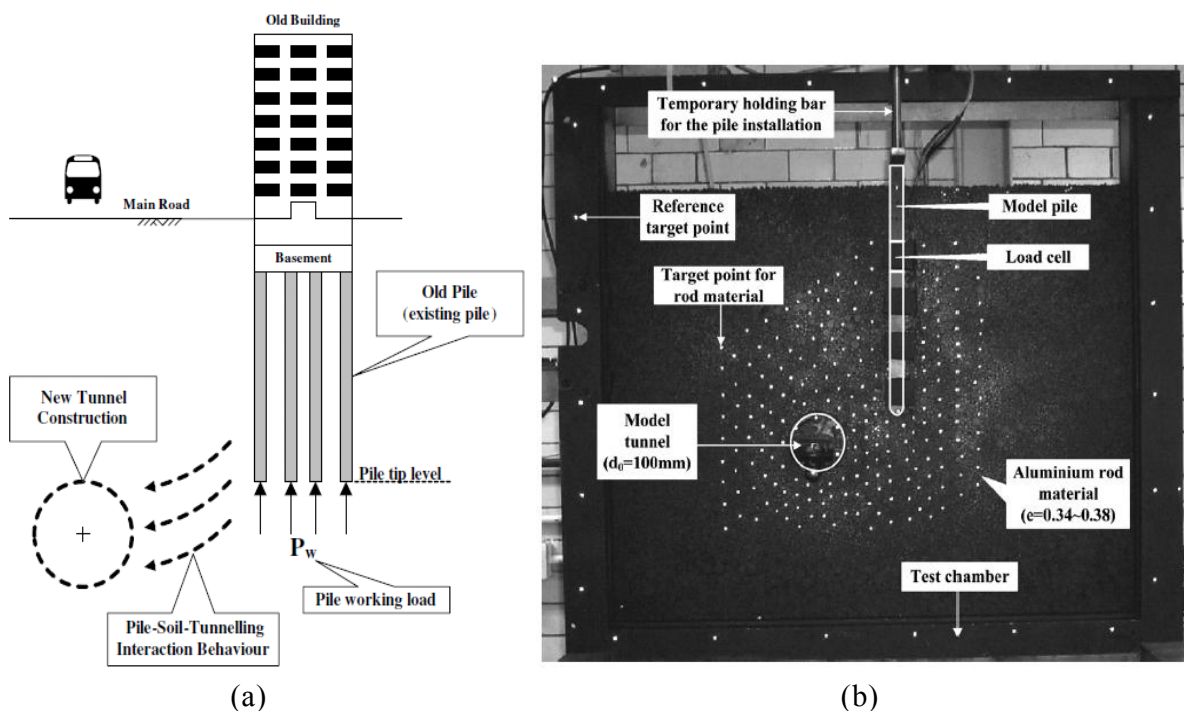


Figure 1.27 : Modèle 2D de RIST. (a) géométrie étudiée, (b) présentation du modèle de l'interaction pieu-sol-tunnel (Lee & Bassett, 2007)

Le modèle réduit est composé de trois éléments principaux : des matériaux granulaires, du tunnel et du pieu. Les matériaux granulaires sont modélisés par les rouleaux aluminium de multiples diamètres afin d'éviter le frottement de bord. Les petits diamètres sont placés aux zones sensibles (zone d'interaction pieu-sol-tunnel), et les grands diamètres sont placés aux zones peu perturbées au coin du bâti expérimental. Le modèle du tunnel, dont le diamètre extérieur est initialement de 100 mm, a été conçu pour simuler la perte de volume

bidimensionnel (2D V_L). La réduction du diamètre de tunnel donne directement la perte du volume. Le tunnel est un élément raide introduit dans le sol mais n'est pas fixe, il peut donc se déplacer librement pendant la réduction du diamètre du tunnel. Le pieu de section transversale 25 mm x 75 mm est fabriqué d'alliage d'aluminium. Son comportement correspond à des conditions de déformation plane, et ses caractéristiques mécaniques ont été déterminées par la boîte de cisaillement de Casagrande modifiée. Chaque pieu est divisé en quatre segments, et chaque segment est équipé par deux cellules de chargement. Tous les pieux sont de même longueur de 370 mm et subissent le même chargement.

Les déplacements des marques sur les rouleaux du sol ont été mesurés par une technique non-intrusive photogramétrique avec une acquisition de haute fréquence. Cette technique a été imposée sans contraintes sur le matériau et a été capable de mesurer des petits déplacements, approximativement de 33 micromètres (Lee, 2004).

21 essais d'interaction pieu-sol-tunnel ont été effectués. L'effet de positions du tunnel et du pieu a été pris en compte. Chaque modèle d'essai comporte trois étapes : (a) Installation des pieux et tunnel à la position voulue sans chargement sur le pieu et le tunnel correspond à la configuration initiale ; (b) Chargement des pieux ; (c) Phase de réduction de diamètre du tunnel progressivement jusqu'au maximum de perte de volume $V_L = 18,65\%$.

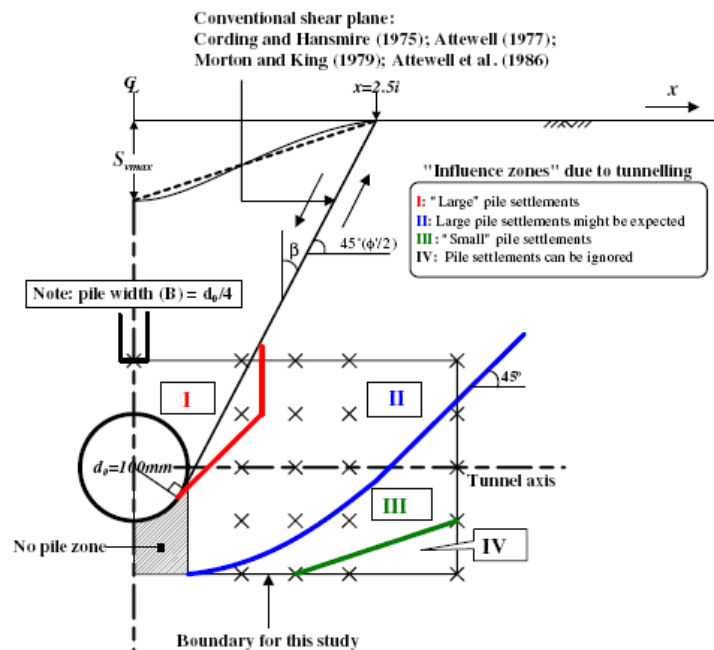


Figure 1.28 : Zone d'influence pieu-sol-tunnel proposées par Lee & Bassett (2007)

Des résultats expérimentaux qui sont bien accordés avec ceux des modèles numériques par l'analyse des éléments finis, permettent aux auteurs de proposer des nouvelles zones d'influence entre le tunnel, le sol et les pieux (I ; II ; III ; IV) comme présentés dans la **Figure 1.28** : Zone d'influence pieu-sol-tunnel proposées par Lee & Bassett (2007) . Lee & Bassett ont également réalisé les modélisations numériques inspirées de l'étude expérimentale. Une

bonne concordance des résultats du modèle physique et de la simulation numérique a été confirmée.

Les modélisations physique et numérique ont permis de mettre en évidence l'importance de l'interaction tunnel-sol-pieu pour le creusement des tunnels et son impact sur le bâti.

1.6.1.3 Modèle 3D de Université d'Illinois (Laefer, 2001)

Laefer (2001), à l'université d'Illinois, a construit un modèle physique 3D pour étudier le dommage des structures sur des fondations superficielles soumises à des mouvements de sol induits par une excavation. Il est un modèle à faible échelle de 1/10^{ème}. Les dimensions bâti expérimental sont de 4,7 m de large, 5,3 m de long, et 3,3 m de haut. Le matériau du sol est un sable, il est mis dans un bâti expérimental en béton (Figure 1.29).

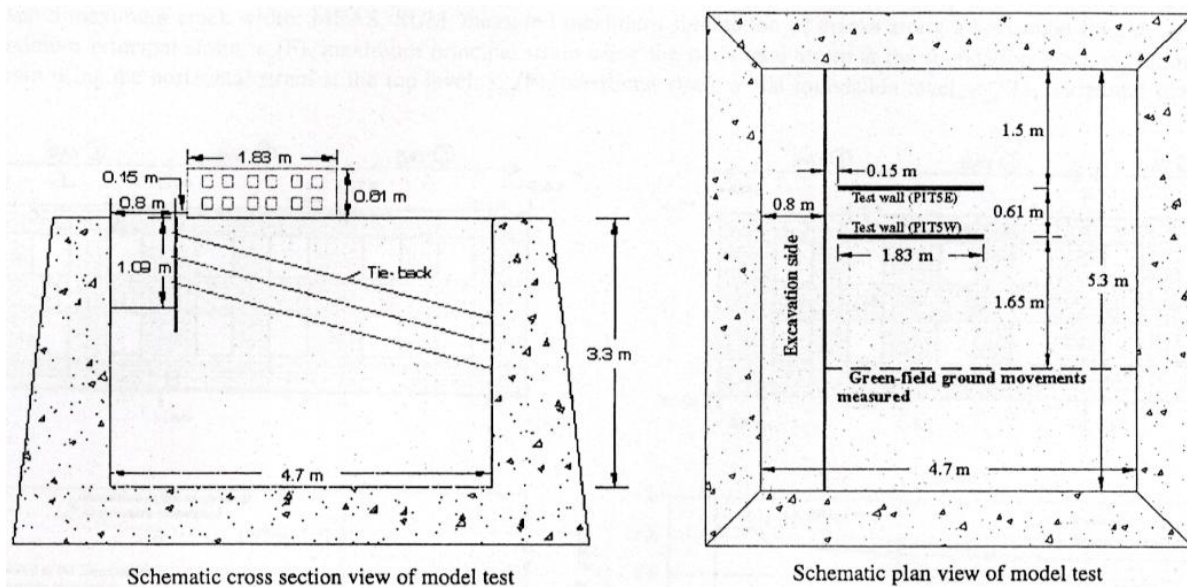


Figure 1.29 : Vues en coupe et en dessus du modèle réduit 3D de l'université d'Illinois (Laefer, 2001)

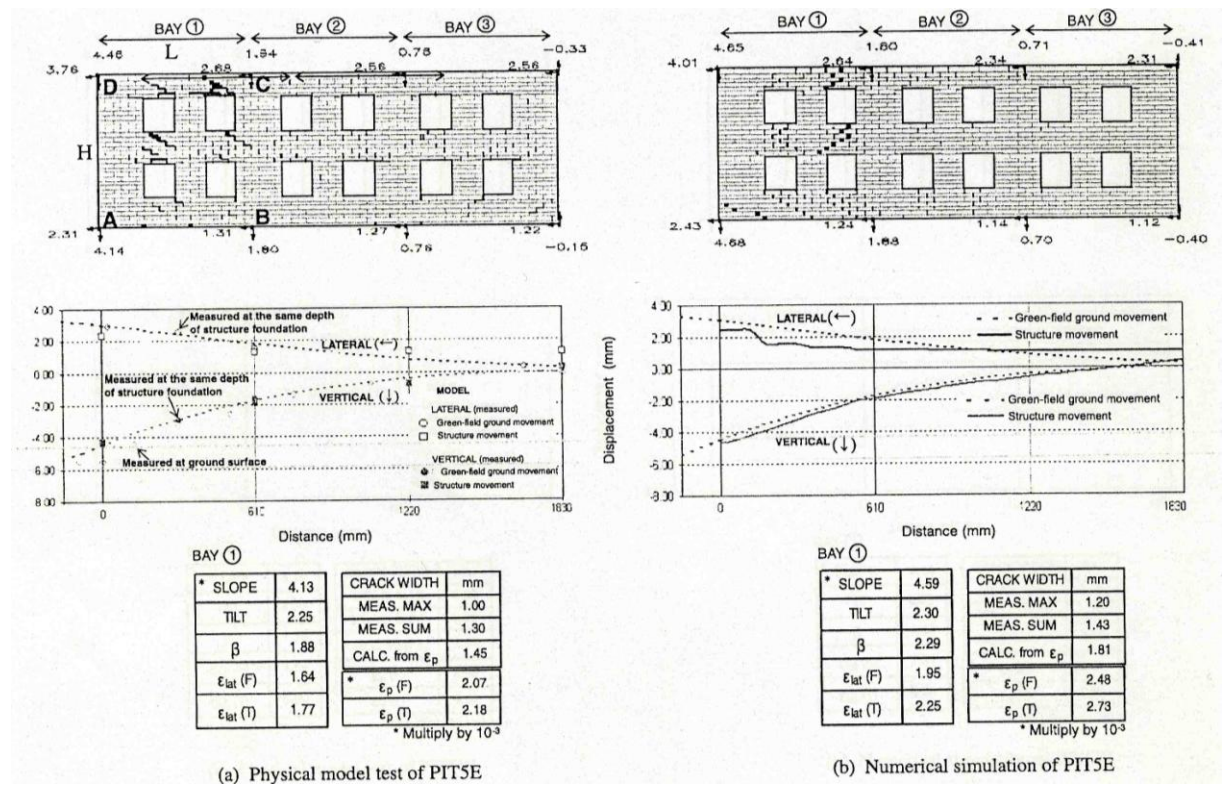
Les études concernent l'effet de fissuration dans des structures portiques et des murs en maçonnerie et la réponse du bâti aux mouvements de terrain, en prenant en considération l'interaction sol-structure.

Des essais du modèle physique ont été effectués, deux murs portants en maçonnerie de deux niveaux (PIT5E mur de l'est et PIT5W mur de l'ouest) adjacent à un modèle de tirant excavé dans le sable dans un grand bâti expérimental.

Le modèle de structure est de 0,61 m de haut et de 1,83 m de large. Il est assis sur des semelles continues en béton de 0,127 m de large et 0,254 m d'épaisseur. Les fondations sont complètement enterrées et fermement collées au mur portant par mortier de ciment. Le

chargement du mur PIT5W est deux fois supérieur à celui du mur PIT5E, et la distance entre les deux murs est de 0,61 m.

Le modèle numérique de même configuration que le modèle physique a ainsi mené. La **Figure 1.30** présente les mouvements du sol et de la structure PIT5E issus des modèles physique et numérique. Les profils des déplacements vertical et horizontal obtenus du modèle physique sont en bonne accord avec ceux du modèle numérique. L'effet de l'interaction sol-structure sur les mouvements de terrain est visible. La présence de la structure semble atténuer les déplacements horizontaux, alors que les déplacements verticaux en présence de la structure restent concorder avec ceux en terrain vierge.



CALC : calculé ; *MEAS. MAX* : largeur de fissuration maximale mesurée ; *MEAS. SUM* : somme maximale mesurée des fissurations le long de ligne horizontale ; β : distorsion angulaire ; ϵ_p : déformation principale maximale ; $\epsilon_p(F)$: déformation principale maximale utilisant la déformation horizontale aux niveaux de fondations ; $\epsilon_p(T)$: déformation principale maximale utilisant la déformation horizontale aux niveaux supérieurs ; $\epsilon_{lat}(F)$: déformation horizontale aux niveaux de fondations ; $\epsilon_{lat}(T)$: déformation horizontale aux niveaux supérieurs.

Figure 1.30 : Mouvements du sol et de structure du modèle physique (a) et du modèle numérique (b) – (Laefer, 2001)

1.6.2 Modèles numériques de l'interaction sol-structure

L'analyse numérique devient un outil indispensable pour les chercheurs et les ingénieurs de tunnel ainsi que de mines et carrières, et la majorité des analyses ont été conduites par cet outil. La simulation numérique permet de réduire le nombre de prototypes ou d'essais expérimentaux qui ne varient parfois que de quelques détails. En simulant, on peut donc éviter de faire ces prototypes et ces essais, souvent réalisés dans différents composants ou matériaux. Grâce à la simulation, il est possible de tester et réaliser facilement des études de sensibilités grâce à des plans d'expérience numériques (Idris et al., 2006).

Différentes méthodes numériques ont été développées pour les analyses concernant les excavations souterraines. On distingue entre les méthodes du milieu continu (FEM – méthode des éléments finis, BEM – méthode des éléments frontières, FDM – méthode des différences finis), la méthode du milieu discontinu ou discret (DEM). La description de la conception et de l'application de ces méthodes dans le domaine du tunnel ont été résumées par Cui & Kimura (2010). Abbass Fayad (2004) a décrit, par ailleurs, l'utilisation de ces méthodes pour la prévision de l'apparition de fontis.

La méthode des éléments finis (FEM) a été largement utilisée pour étudier l'interaction sol-structure due aux mouvements de terrains (Deck & Anirudh, 2010 ; Pickhaver, 2006 ; Franzuis et al., 2004 ; Dias & Kastner, 2002 ; Burd et al., 2000 ; Houlsby, 1999 ; Liu, 1997 ; Potts & Addenbrooke, 1997). Les particularités de cette méthode est la capacité de modéliser les phénomènes complexes et le gain du temps de calcul par rapport aux autres méthodes.

Plusieurs modèles numériques ont été réalisés pour étudier l'influence de la structure sur les mouvements de terrain. Le travail de Potts & Addenbrooke est considéré comme une référence importante sur ce sujet (ce travail est décrit dans la section 1.4.3). Nous aborderons ici quelques exemples de l'étude de l'interaction sol-structure par la méthode des éléments finis : le travail de Deck & Anirudh (2010) qui ont analysé l'interaction sol-structure dans le cas d'affaissements miniers ; et le travail de Burd et al. (2000) qui ont étudié, avec un modèle 3D, l'interaction sol-structure lors du creusement des tunnels.

1.6.2.1 Modèle numérique de l'interaction sol-structure dans le cas d'affaissements miniers (Deck & Anirudth, 2010)

Deck et Anirudth (2010) ont réalisé un modèle numérique pour investiguer le phénomène de l'interaction sol/structure dû à l'affaissement minier, prenant en compte l'influence de la longueur et la rigidité de la structure, les propriétés mécaniques du sol, et l'intensité de l'affaissement. Ce modèle 2D a été analysé avec le code des éléments finis de CESAR-LCPC sous l'hypothèse de la déformation plane.

Le modèle se compose de deux couches du sol superposées de 50 m d'épaisseur et 500 m de longueur pour chacune, et d'un bâti localisé dans la zone en compression et la zone en extension (**Figure 1.31**). La couche inférieure est modélisée comme élastique, et la couche supérieure est considérée comme élasto-plastique avec le critère Mohr-Coulomb. Les conditions limites correspondant à des déplacements horizontaux aux limites gauche et droite fixées, le déplacement vertical sur la moitié gauche de la couche inférieure est fixé, et le déplacement vertical imposé sur la moitié droite de la couche inférieure pour modéliser l'affaissement du terrain. Le déplacement vertical imposé au fond de la couche inférieure induit les déplacements vertical et horizontal dans la couche du sol supérieur.

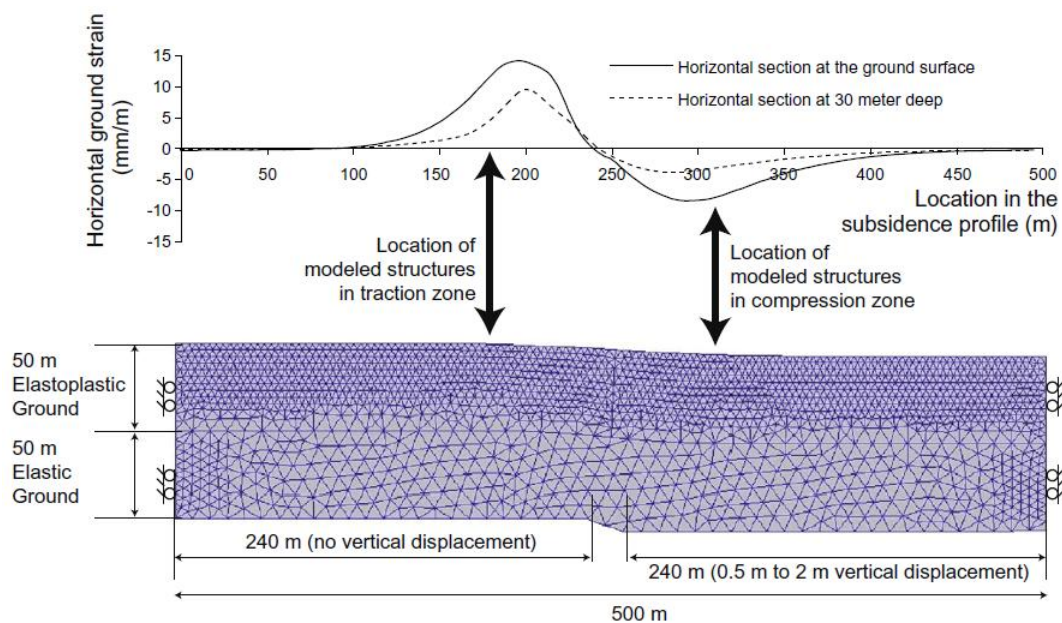


Figure 1.31 : Géométrie du modèle et résultats de déformation horizontale en surface et en profondeur de 30 m pour un sol de $E = 50 \text{ MPa}$ et $\phi = 30^\circ$ (Deck & Anirudth, 2010)

Les résultats d'une étude paramétrique concernant 420 analyses des éléments finis non-linéaires ont été analysés. La **Figure 1.32** montre un exemple des résultats de la déformation plastique dans la zone de traction pour une dalle (structure rigide) et une structure poutre-poteau (structure souple) de 8 m de long et pour différentes propriétés mécaniques du terrain ($E = 50 \text{ MPa}$ et $\phi = 30^\circ$; $E = 350 \text{ MPa}$ et $\phi = 50^\circ$). Un déplacement vertical de 2 m est imposé, cela est choisi afin d'obtenir le maximal de l'interaction sol-structure. En gé-

néral, la rupture du terrain est observable. La rupture semble être supérieure pour un sol moins résistant (**Figure 1.32a** et b). Ces déformations plastiques sont purement induites par l'effet d'affaissement et non pas la construction du bâti.

Dans le cas d'une structure de type dalle, les plans de glissement observés sont dirigés vers le centre de la structure. Dans le cas de structure type poutre-poteau, les plans de glissement similaires peuvent être observés avec les plans de glissement additionnels sous les bords de fondation. Ces plans de glissement relèvent que la transmission de la déformation de traction se développe aux bords des deux structures.

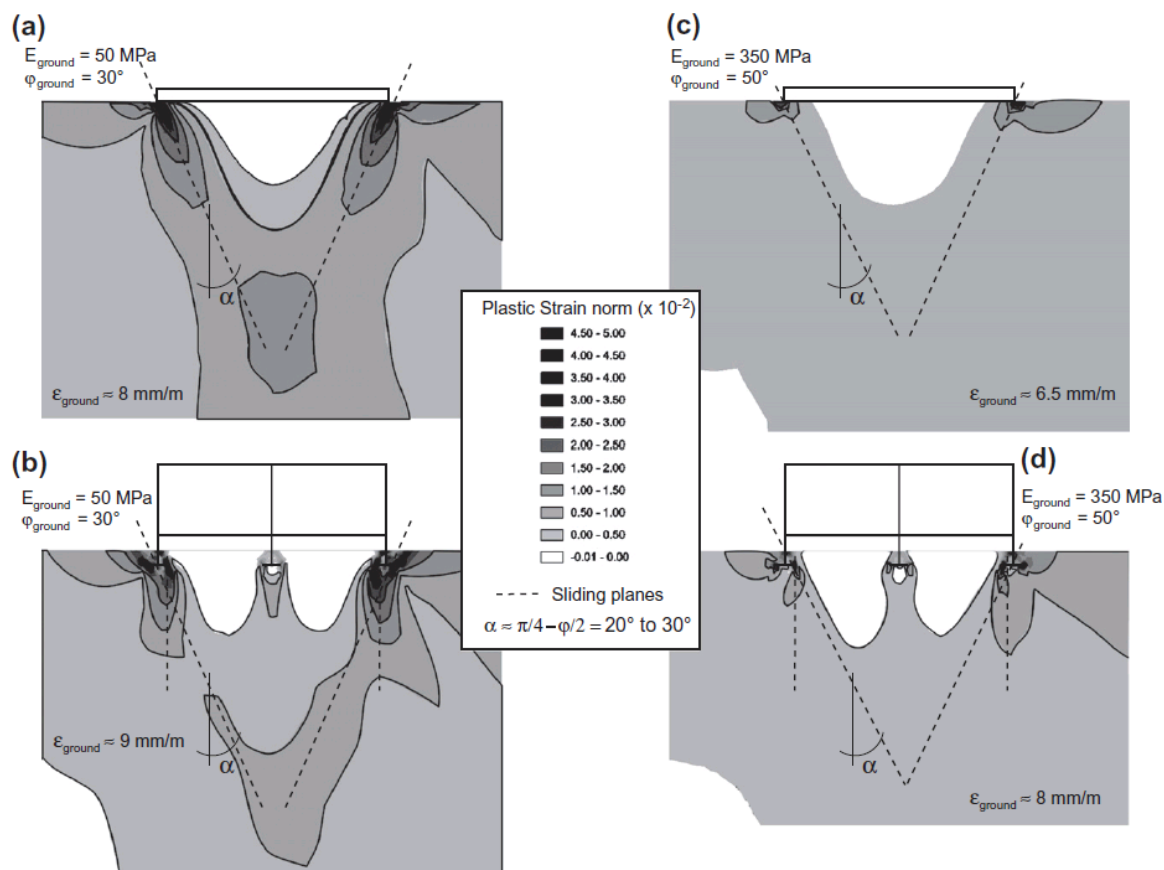


Figure 1.32 : Iso-valeurs de la déformation plastique normale dans la zone de traction pour une dalle (a et c) et une structure poutre-poteau (b et d) de 8 m de long et pour différentes propriétés mécaniques du terrain (Deck & Anirudth, 2010)

Deck & Anirudth ont observé que la transmission de déplacement horizontal du sol vers les structures est non-linéaire. Le transfert de déplacement augmente avec l'augmentation des déplacements en terrain vierge. Cela dépend fortement de la raideur de structure et des propriétés mécaniques du terrain. Pour les structures rigides, le transfert de déformation est très faible (jusqu'à 60 fois plus faible que la déformation du terrain vierge) ; alors qu'il est significatif pour les structures souples (3 à 5 fois plus faible). Ces conclusions sont comparables aux cas d'études réalisés dans les mines de fer et de charbon en France et en Afrique du Sud.

Le modèle numérique de Deck et Anirudth (2010) met en évidence le phénomène d'interaction sol-structure lors d'un affaissement. Ce modèle, cependant, apparaît très sécuritaire et non-réaliste à modéliser l'effet de déformation horizontale avec une déformation horizontale imposée de même valeur que la déformation en terrain vierge. De plus, l'effet de 3D n'a été inclus dans l'analyse.

1.6.2.2 Modèle numérique de l'interaction sol-structure lors du creusement de tunnel (Burd et al., 2000)

Dans le cadre de recherche à l'université d'Oxford, Burd et al. (2000) ont étudié l'interaction sol-structure lors du creusement des tunnels passant sous les structures en maçonnerie. La méthode des éléments finis avec le logiciel OXFEM est utilisée pour analyser l'interaction sol-structure. Pour mieux répondre au problème, les analyses sont réalisées en 3D. La géométrie du problème et le maillage pour un tunnel passant sous le centre du bâti sont illustrés dans la **Figure 1.33**.

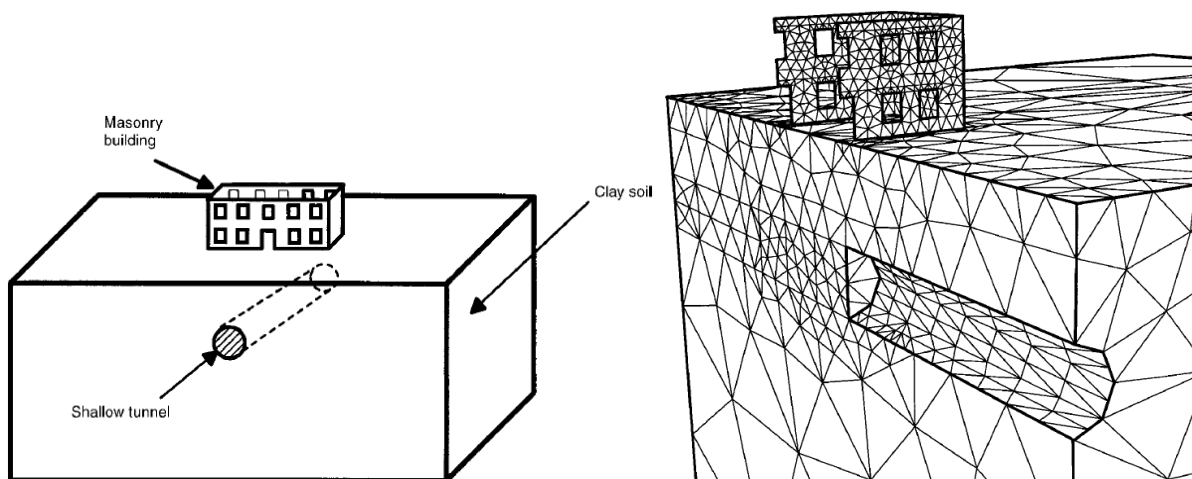


Figure 1.33 : (a) géométrie du problème ; (b) maillage de bâti en maçonnerie, le sol, et le tunnel partiellement installé (vue symétrique) - (Burd et al., 2000)

Le sol considéré est l'argile de Londres. La loi de comportement utilisée est « nested yield surface model » développé par Chow (1994). Le bâti considéré est composé de quatre murs en maçonnerie, modélisés par des éléments de plaques. Des ouvertures correspondant à des portes et des fenêtres situées dans la façade avant et la façade arrière. La loi de comportement « elastic no-tension masonry model » est imposée aux structures en maçonnerie. Les différentes étapes de creusement d'un tunnel de 5 m à 7,5 m de profondeur ont alors été simulées dans un massif du sol. Deux simulations différentes ont été menées : en condition de terrain vierge et avec la structure en surface. La **Figure 1.34** présente les cuvettes d'affaissement correspondant à la phase finale du creusement du tunnel pour les deux cas. x est la distance du centre de la façade et D est le diamètre du tunnel.

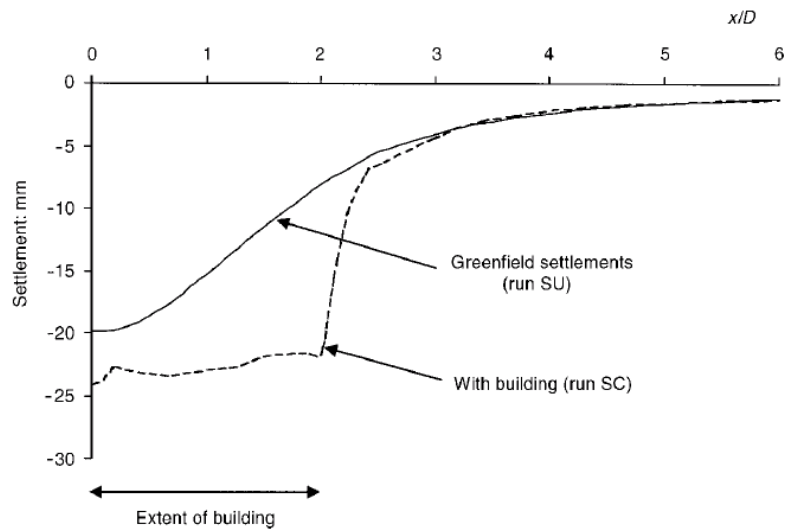


Figure 1.34 : Cuvettes d'affaissements (Burd et al., 2000)

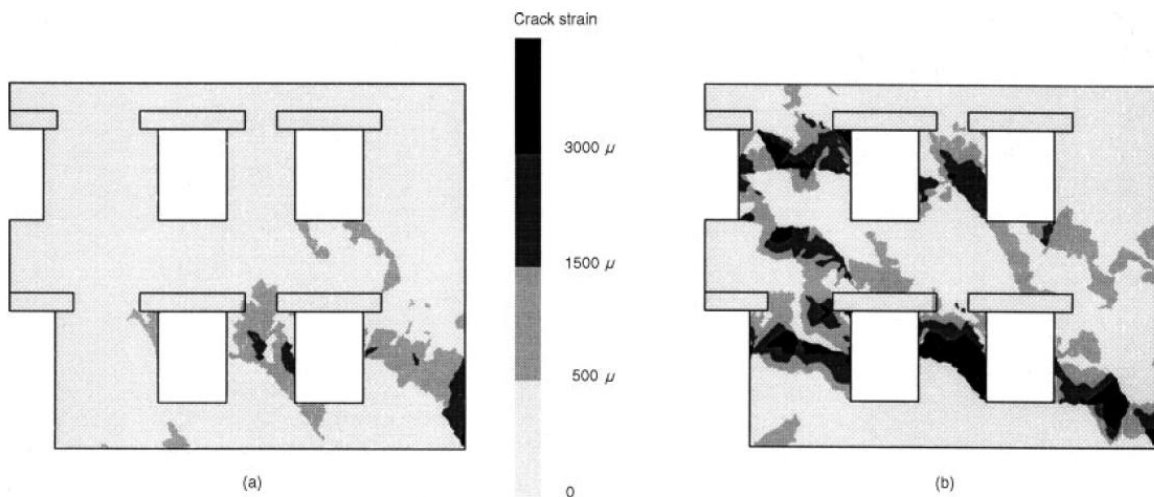


Figure 1.35 : Fissuration dans la façade avant. (a) prise en compte l'interaction sol-structure ; (b) les déplacements de terrain vierge imposés sur la façade (Burd et al., 2000)

La **Figure 1.34** montre que la présence du bâtiment augmente remarquablement la surface de la cuvette d'affaissement sous la façade avant – cette augmentation localisée est causée par le poids du bâtiment. Ainsi, il est observable que l'affaissement maximal de 20 mm en cas de terrain vierge correspond à environ 70% des valeurs estimées par les méthodes empiriques ; la largeur de la cuvette est aussi plus importante que celle attendue. Cette divergence est considérée typique pour les modèles des éléments finis et est une indication de la complexité de la déformation du sol.

La **Figure 1.35a** montre les contours de déformation de fissuration (crack strain) dans la façade avant, prenant en compte l'interaction sol-structure ; et la **Figure 1.35b** montre les contours de déformation de fissuration induits par les déplacements de terrain vierge imposés. Il est considéré que le dommage dans la zone où la déformation de fissuration est inférieure à $500 \mu\epsilon$ soit négligeable (voir **Tableau 1.3** de Boscardin & Cording, 1989). Au-delà de cette valeur, le dommage est considéré. L'analyse tenant compte de l'interaction sol-structure indique une petite zone au coin inférieur droit du bâtiment où les contraintes de cisaillement dans la maçonnerie aboutissent à une zone de fissuration sévère. Dans l'analyse ne prenant pas en compte l'interaction sol-structure, le dommage est substantiellement plus important.

En résumé, le modèle numérique 3D de Burd et al. (2000) confirme l'importance de l'effet de l'interaction sol-structure qui réduit le dommage potentiel aux bâtis soumis à la déformation en compression. Le bâti subissant la déformation en extension, cependant, influence moins la réduction des tassements différentiels. Les méthodes traditionnelles – le dommage du bâti est estimé à partir des déplacements de terrain vierge – semblent très sécuritaires. L'effet de l'interaction sol-structure lorsque le bâti se trouve en zone de traction est moins significatif pour le bâti se trouve dans la zone de compression. Pour les bâtis en zone de traction, il est possible alors qu'une méthode traditionnelle peut donner des résultats utiles.

Néanmoins, le modèle de Burd et al. (2000) est très limité. L'analyse n'a prise en compte qu'un seul type de structure avec une raideur constante. Les résultats obtenus ne peuvent pas être généralisés et doivent être complétés par les résultats des cas réels et/ou des modélisations physiques. De plus, le temps de calcul est très coûteux.

Il n'existe pas aujourd'hui une méthode parfaite pour résoudre les problèmes liés aux mouvements de terrain et l'interaction sol-structure ; pourtant, la combinaison des analyses numériques et des essais expérimentaux peut être considérée comme une approche optimale.

1.7 Synthèse et Conclusion

L'étude bibliographique a porté sur le rassemblement et l'analyse des diverses connaissances permettant d'étudier les conséquences des mouvements de terrain sur les bâtis à la surface.

Nous avons présenté les caractéristiques d'une cuvette d'affaissement et leurs impacts sur le comportement des structures en surface. Pour évaluer le dommage sur les structures, différentes méthodes empiriques et analytiques ont été analysées. Ces méthodes conventionnelles surestiment les dommages dans les structures car l'influence de la structure sur les mouvements de terrain n'est pas prise en compte – cela aboutit aux mesures de protection coûteuses et inutiles. Nous avons alors expliqué l'effet de l'interaction sol-structure par une approche bien établie de Potts & Addenbrooke (1997) et montré une procédure générale de la prévision de dégradation aux bâtis prenant en compte cet effet. Les solutions de protections ont été ensuite abordées, mais nous n'avons détaillé qu'une des solutions « tranchée périphérique » – cette solution fait l'objet de notre recherche. Enfin, quelques exemples des modèles physiques et numériques utilisés pour l'étude des conséquences des mouvements de terrain sur les structures ont été exposés. Les principales conclusions de cette étude bibliographique sont les suivantes :

- Les mouvements de terrain induits par l'instabilité de cavité souterraine d'origine minière ou du creusement de tunnel peuvent souvent se produire à la surface sous forme d'une cuvette. Les composants principaux de la cuvette affectant les structures sont : l'affaissement vertical, la déformation horizontale, la courbure, et la pente.
- Les structures type bâtiment ou maison individuelle soumises à la déformation en extension (courbure convexe) sont plus susceptibles d'entraîner des dégradations qu'en compression (courbure concave). Les fissures produites dans la structure sont généralement inclinées et concentrées autour des ouvertures.
- Les classes de dommages de structures sont en général évalués selon le critère de la déformation limite horizontale de traction développé par Burland & Wroth (1974) et Boscardin & Cording (1989).
- La raideur de la structure joue un rôle essentiel vis-à-vis du transfert de mouvements du sol vers la structure. Une structure rigide se déforme moins qu'une structure souple. Les mouvements du sol affectent les structures, mais les structures affectent aussi les mouvements du sol. Cette influence de la structure sur les mouvements du terrain est appréhendée et confirmée par plusieurs auteurs surtout par l'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke (1997). Le dommage prenant en compte cet effet ne peut qu'être évalué par l'abaque de Burland (1997) avec l'association de la méthode de Potts & Addenbrooke.
- Une procédure comportant trois phases a été établie pour évaluer les dommages sur les structures. La phase 1 et la phase 2 sont basées sur les mouvements de terrain vierge, mais la phase 2 permet de prendre en compte l'interaction sol-structure. Dans la phase 3, les caractéristiques particulières de la structure doivent être considérées. Si le dommage est appréciable ou pire, les mesures de protection sont nécessaires.

- La solution de protection par tranchée périphérique est considérée efficace, pratique, et moins coûteuse. Cette solution, cependant, manque de retour d'expérience pour caractériser l'effet de sa position et ses dimensions ainsi que sa rigidité. De plus, il n'existe pas encore aujourd'hui les documents techniques portant sur la procédure de la réalisation d'une tranchée (matériau de remplissage, protocole d'installation, etc.).
- Différents exemples des modèles physiques et numériques ont confirmé l'importance de l'interaction sol-structure. La présence de la structure modifie plus ou moins les mouvements de terrain. La transmission des mouvements du sol vers la structure dépend fortement de la raideur relative sol-structure.

Certaines conclusions de la bibliographie ci-dessus sont valables sous de nombreuses limites et hypothèses importantes. Plusieurs questions peuvent être ainsi posées :

1. Les méthodes d'estimation de dommage sont basées sur différents critères, quel est le paramètre permettant d'évaluer le mieux le dommage ?
2. Le poids de la structure et l'effet 3D n'ont pas été souvent pris en compte dans le développement des méthodes d'estimation, ces effets sont-ils considérables ?
3. Les méthodes d'estimation de dommage ont été établies par l'approche empirique ou analytique, sont-elles utilisables pour évaluer le dommage des essais du modèle physique ou des simulations numériques ?
4. Le phénomène d'interaction sol-structure a été majoritairement analysé par la méthode numérique et la modélisation physique en 2D, l'effet 3D est-il considérable ?
5. L'emplacement de la structure par rapport à la cavité peut-il influencer l'amplitude de la transmission des mouvements de terrain vers la structure et les mouvements de terrain mêmes ?
6. La position, les dimensions, la rigidité de la tranchée influencent-elles sa performance ?

Afin de répondre à ces questions, cette recherche a utilisé un outil expérimental tridimensionnel permettant d'analyser les conséquences des mouvements de terrain sur les structures. Les résultats expérimentaux servent à valider le modèle numérique 3D, et ce dernier est utilisé pour étudier les paramètres qui influencent l'efficacité de tranchée. Ces deux voies de recherche font l'objet des parties suivantes.

Chapitre 2

Le Modèle Physique

2 Le Modèle Physique

2.1 Présentation du modèle physique

Pour mieux protéger les constructions individuelles contre les risques de mouvements de terrain liés aux cavités souterraines, l'INERIS a développé une plate-forme d'essais à échelle réduite, unique en Europe. Elle reproduit un massif de sol à la surface duquel peuvent être placées des maquettes représentant divers types d'enjeux : maison, murs, infrastructures, etc. Il est donc possible, avec cette plate-forme, d'étudier les interactions entre le sol et les structures, d'analyser les dommages subis et de tester différentes méthodes de protection pour réduire la vulnérabilité. Les résultats obtenus servent aussi à valider des modèles de simulation numérique permettant d'élargir le spectre des configurations testées grâce au modèle physique.

Le modèle physique permet de simuler les mouvements de terrain et leurs conséquences en surface. Il fait abstraction de la cause du mouvement de terrain (caractéristique de la cavité, de sa proche géologie, modalité de rupture, etc.) pour ne se concentrer que sur la partie superficielle des terrains sus-jacents. Le modèle est constitué d'une cuve d'expérimentation (2 m de largeur, 3 m de longueur, et plus de 1 m de hauteur) destinée à recevoir le massif de sol (jusque 6 m³). Au fond de cette cuve, on trouve des vérins électriques (maximum 48 vérins) dont l'action permet de restituer le développement de mouvements de terrain : affaissements, fontis (**Figure 2.1**). Chacun de ces vérins permettra de déplacer verticalement un mobile placé au niveau de la face inférieure du massif de sol modélisé. Le déplacement combiné de ces mobiles permettra, après un calage initial, de reproduire le mouvement de terrain désiré en surface. Cette conception est similaire au dispositif (cf. **Figure 1.25**) utilisé par Nakai et al., (1997) pour créer les mouvements du sol induits par le creusement de tunnel.

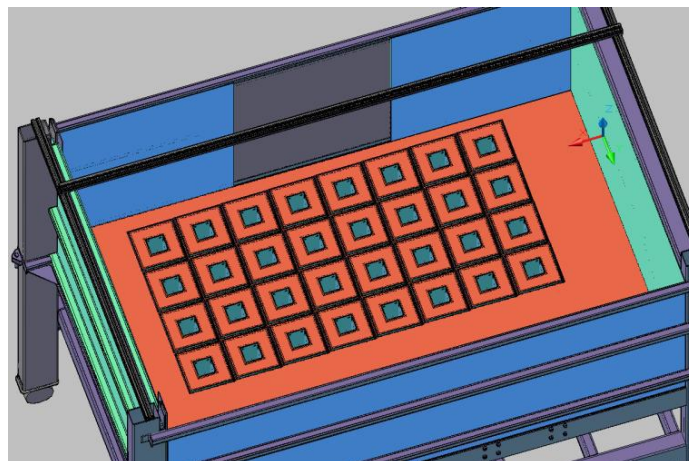


Figure 2.1 : Modèle physique dans une configuration à 32 vérins (INERIS)

Le modèle physique utilisé pour cette thèse ne comporte qu'un seul vérin (Figure 2.2).

Le modèle physique équipé des vérins peut poser certains problèmes comme la nécessité d'avoir des pièces usinées et assemblées avec précision afin d'éliminer de possibles fuites du matériau sableux utilisé. Des joints caoutchouteux seront utilisés en renfort afin d'obtenir une étanchéité parfaite.

Avant de réaliser cet assemblage mécanique très complexe, une première étape a été prévue afin de valider le comportement et l'utilisation de ce système. Ainsi, la conception initiale du bâti ne prévoit qu'un seul vérin.

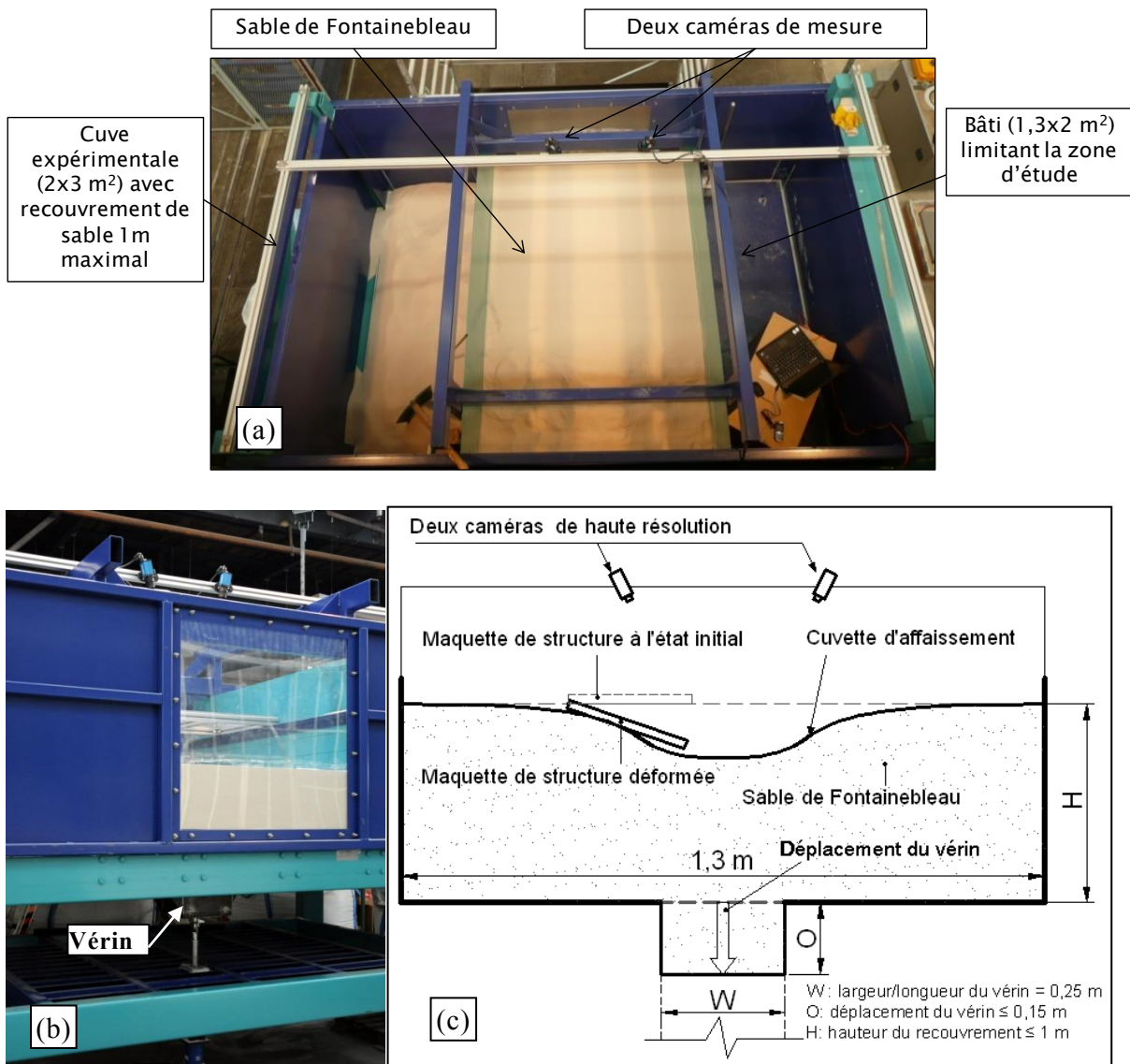


Figure 2.2 : Modèle physique utilisé avec un seul vérin. (a) Vue de dessus du modèle ; (b) Les deux caméras du système d'imagerie numérique visant la surface du massif de sol et la maquette de structure ; (c) La cuvette d'affaissement du sol et la déformation de la structure induits par le déplacement vertical du vérin

Le modèle physique avec un vérin présenté dans la **Figure 2.2** a été utilisé tout au long de cette recherche. La zone d'étude des mouvements de terrain est limitée à $1,3 \times 2 \text{ m}^2$ de surface et à 1 m de recouvrement du sol par un bâti métallique placé symétriquement par rapport à la position du vérin. Le déplacement vertical maximal du vérin permettant de produire la cuvette d'affaissement en surface est de 0,15 m.

2.2 Données fondamentales, contraintes et limitations

Pour se ramener à l'échelle réelle, celle du prototype (donc en vraie grandeur), il est nécessaire de prendre en compte les facteurs d'échelle par l'intermédiaire des lois de similitude.

Certains facteurs d'échelle sont imposés, par exemple par les hypothèses prises pour la conception du modèle réduit. Ainsi, le facteur d'échelle sur la pesanteur (et donc par extension, sur les accélérations) est de 1 : le prototype et le modèle réduit sont tous les deux soumis à la même accélération de la gravité terrestre. De même, le matériau utilisé pour représenter le sol de couverture est un matériau réel (sable de Fontainebleau). Le facteur d'échelle sur la densité peut donc être considéré comme valant 1 : on a la même densité et le même poids volumique que le matériau du prototype. La granulométrie et les propriétés physiques du sable de Fontainebleau sont présentées dans l'annexe B.

Les dimensions caractéristiques du modèle physique sont liées aux dimensions du prototype par un facteur d'échelle géométrique. Les dimensions ont été déterminées afin de permettre de reproduire différents types de mouvements de terrain et de structures en surface. Une plage des facteurs d'échelle géométrique de $1/10^{\text{ème}}$ à $1/50^{\text{ème}}$ est raisonnablement applicable pour le sable de Fontainebleau considéré (les diamètres de grains du sable sont très fins compris entre 0,1 à 0,4 mm). Le **Tableau 2.1** présente le lien entre les dimensions du prototype et celles du modèle réduit par le facteur d'échelle géométrique maximale de $1/50^{\text{ème}}$. La largeur et l'ouverture de cavité correspondent à la largeur et au déplacement vertical du vérin respectivement.

Tableau 2.1 : Limite d'application sur les dimensions du prototype

Caractéristiques	Prototype	Facteur d'échelle maximale	Modèle réduit avec un vérin
Largeur/longueur de cavité (m)	12,5	$1/50^{\text{ème}}$	0,25
Ouverture de cavité (m)	0 – 7,5		0 – 0,15
Hauteur de recouvrement (m)	0 – 50		0 – 1
Surface d'étude (m^2)	65 x 100		1,3 x 2

A partir des lois de similitudes (Corté, 1989 ; Garnier, 2001 ; Bazant, 2004) s'appliquant au phénomène étudié à l'aide de ce modèle réduit (similitudes géométrique et mécanique mais pas d'influence de la température ou d'écoulement gazeux ou liquide), on obtient que trois facteurs d'échelle (dimension, pesanteur et masse volumique) sont nécessaires pour définir

l'ensemble des relations de similitude (**Tableau 2.2**). L^* est le rapport de la longueur de modèle sur celle de prototype pour un facteur d'échelle géométrique donné n .

Tableau 2.2 : Relations de similitude modèle-prototype pour les grandeurs physiques

Grandeur Physique	Symbole	Relation théorique de similitude
Longueur	L^*	$1/n$
Pesanteur	g^*	1
Masse Volumique	ρ^*	1
Module d'Elasticité	E^*	$1/n$
Force ponctuelle	F^*	$1/n^3$
Force superficielle	p^*	$1/n$
Contrainte	σ^*	$1/n$
Coefficient de poisson	ν^*	1
Déformation	ε^*	1
Cohésion	c^*	$1/n$
Angle de frottement	φ^*	1
Déplacement	u^*	$1/n$
Vitesse	V^*	$1/n^{0.5}$

Il découle des données et principes précédents qu'un seul facteur d'échelle peut être choisi avant de définir totalement le principe de similitude. De ce fait, le choix d'un facteur d'échelle géométrique par exemple, dépendant de la taille du vide et de l'extension horizontale des mouvements de terrain attendus en surface est suffisant pour fixer la totalité des caractéristiques du modèle réduit à utiliser. De ceci découle un certain nombre de contraintes. Ces contraintes peuvent être d'origine technique ou scientifique. Ainsi les dimensions du modèle physique, les caractéristiques du vérin, la nature du matériau de recouvrement engendrent des bornes vis-à-vis du panel de phénomènes qu'il est possible de représenter. De la même manière, un certain nombre d'effets d'échelle peuvent impacter le comportement du modèle et donc la pertinence des résultats. Par exemple, pour les essais qui seront réalisés avec une maquette de structure en surface, certains critères sont à respecter au niveau de la taille minimale des fondations par rapport au diamètre moyen des grains de sable (Catalogue des lois d'échelle d'ISSMGE-TC2, 2006, Garnier et al., 2007).

Le **Tableau 2.3** résume l'ensemble des contraintes et limitations qui doivent être prises en compte lors de la définition d'un modèle réduit utilisant notre bâti expérimental et leurs conséquences.

Tableau 2.3 : Liste des contraintes ou limitations actuelles du modèle physique utilisé

Contrainte ou limitation	Conséquences
Taille du modèle réduit	Limite sur les dimensions du prototype et sur l'épaisseur du recouvrement dépendant du facteur d'échelle géométrique
Course du vérin	Limite sur l'amplitude maximale de l'affaissement qu'il est possible de reproduire en surface (compte tenu des autres paramètres ayant une influence)
Granulométrie du géomatériau	Dimension minimale pour le vérin et pour les fondations des maquettes de structure
Gravité réelle (1g)	Similitude non-respectée au niveau du champ de contraintes dans le sol
Vitesse du vérin	Plage de cinétiques possibles pour la sollicitation transmise au sol

2.3 Validation du modèle physique

Afin d'évaluer la validité du modèle physique, une étude paramétrique a été réalisée par Hor (2008) dans le cadre de son Master Recherche. Cette étude a porté sur l'importance de l'influence de différents paramètres vis-à-vis des caractéristiques des mouvements de terrain (affaissement et fontis) en surface. En comparant les résultats issus de cette étude paramétrique avec les données empiriques ou théoriques existantes, on a pu valider le modèle physique.

Les différents paramètres identifiés dans la littérature comme présentant une influence notable sur la forme ou l'amplitude des mouvements de terrain en surface sont :

- L'ouverture de la cavité (O) ;
- La largeur de la cavité (W) ;
- L'épaisseur du recouvrement et donc la profondeur de la cavité (H) ;
- La constitution géologique du recouvrement ;
- La cinétique de ruine de la cavité.

Les sollicitations que l'on transmet au sol, par l'intermédiaire du vérin, ne s'apparentent en aucun cas à la ruine d'une cavité. On cherche uniquement à recaler les caractéristiques des mouvements de terrain observés en surface en fonction des paramètres utilisés au cours d'un essai. Pour ces différents paramètres, il convient de retenir que :

- Le recouvrement est constitué d'un seul matériau – un sable sec de Fontainebleau dont le taux d'humidité est constant et égal à 0 pour tous les essais – mis en place de manière identique d'un essai sur l'autre. Il n'y a donc pas d'influence de celui-ci sur les caractéristiques des mouvements de terrain, hormis par le biais de son état initial et plus particulièrement par son indice des vides (e).

- L'extension du mouvement de terrain est directement dépendante des caractéristiques du vérin utilisé et de l'épaisseur du massif de géomatériau. Un seul vérin étant utilisé, la largeur de la cavité est donc liée à la géométrie du vérin utilisé. Deux vérins sont disponibles : tous deux de section carrée et de dimension caractéristique 100 mm pour le premier et 250 mm pour le second.
- L'ouverture de la cavité est fonction de l'amplitude du déplacement vertical du vérin. Ainsi, on peut supposer que plus la valeur du déplacement vertical du vérin est importante, plus on observe un déplacement vertical important en surface.
- Au niveau de la cinétique de la ruine de la cavité, comme on ne cherche pas à reproduire ce phénomène, il n'est pas évident que l'on puisse disposer d'un moyen d'action sur ce critère. Seule la vitesse de déplacement du vérin peut présenter une quelconque influence. Cela a été aussi étudié dans cette étude paramétrique.

Avant de discuter les résultats de cette étude, il est essentiel de définir la procédure d'essais et la méthodologie d'exploitation des essais.

2.3.1 Procédure de réalisation d'un essai

La démarche de la réalisation d'un essai en terrain vierge (sans la structure en surface) peut être résumée par les trois étapes successives suivantes :

- 1) **Mise en place du massif de sable.** Le sable est manuellement placé dans la cuve expérimentale par des couches de 15 cm d'épaisseur. Chaque couche est damée et piquée afin de supprimer autant que possible tout historique micromécanique de mise en place et donc d'obtenir un certain niveau de densité répétable pour tous les essais – le damage et le piquage sont réalisés avec une dame particulière ayant des aiguilles de piquage de 15 cm long (**Figure 2.3a**). Cela est répété jusqu'à la hauteur désirée du massif de sable (par exemple, il faut répéter deux fois la procédure de compactage pour reconstituer un massif de 30 cm de hauteur). Lorsque la hauteur de recouvrement est atteinte, une règle métallique de largeur (1,3 m) égale à celle du bâti expérimental (**Figure 2.3b**) est utilisée pour étaler et niveler la surface du sable. Le massif de sable est alors prêt pour être testé en condition de terrain vierge.
- 2) **Réalisation d'un essai.** L'essai est réalisé selon la procédure suivante :
 - *La calibration des caméras* est essentielle avant de procéder à l'essai. La calibration initiale permet de positionner dans l'espace les deux caméras de manière relative au moyen d'une série de photos d'une mire de calibration présentant un ensemble de repères parfaitement connu. Un grand soin doit être porté à cette étape qui conditionne très fortement la qualité des mesures réalisées lors de l'essai consécutif.
 - Après la calibration initiale (si la surface du massif est fortement déformée après la calibration, elle doit être nivelée encore une fois), on doit *prendre un cliché de*

l'état initial du massif afin de s'assurer du bon état plat de la surface du massif (la différence en altitude entre les points le plus bas et le plus haut sur le cliché analysée par Vic3D doit être inférieure à 5 mm). Sinon, la surface du massif doit être étalée et nivelée une seconde fois.

- *L'acquisition des images des déplacements du sol* par les deux caméras rapides est ensuite activée avec une fréquence donnée depuis un poste de pilotage (**Figure 2.4**). Ce poste informatique pilote aussi le déplacement du vérin placé en bas du bâti expérimental. Le déplacement vertical du vérin (pour créer les mouvements du terrain en surface) doit être lancé en même temps que l'acquisition des photos. Le vérin s'arrête lorsqu'il atteint un déplacement programmé, puis l'opérateur stoppe l'enregistrement des caméras quelques secondes après l'arrêt du vérin. Le premier couple d'images correspond à l'état initial ; le dernier couple d'images correspond à l'état final. Enfin, l'évolution des déplacements ainsi que les déformations sont calculés à l'aide de la technique DIC du logiciel Vic3D. Pour la réalisation des essais avec la maquette de structure ou avec la tranchée ou avec les deux, une étape supplémentaire de mise en place de la structure ou la tranchée périphérique est nécessaire avant de lancer cette étape de l'acquisition des données. Les méthodes particulières de mise en place des maquettes de la structure et de la tranchée seront expliquées dans les parties suivantes.

- 3) **Préparation pour les essais suivants.** Une fois l'essai terminé, il est alors nécessaire de procéder au nettoyage et à la remise en état du bâti expérimental. Le vérin doit être remonté à l'état initial (au niveau du fond du bâti expérimental). Puis on répète les étapes 1 et 2. Il est important de noter que le sable n'est pas complètement vidé de la cuve expérimentale, mais il est remanié depuis la première couche de 15 cm d'épaisseur environ.

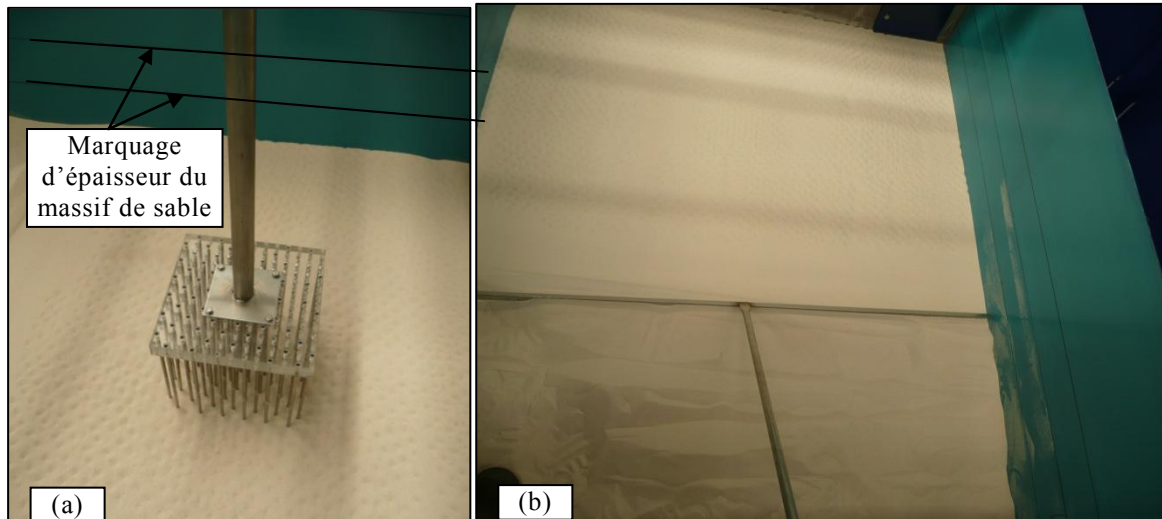


Figure 2.3 : Equipements du modèle physique. (a) Dame de compactage et de piquage du massif de sable ; (b) Règle de nivellement de la surface du sable

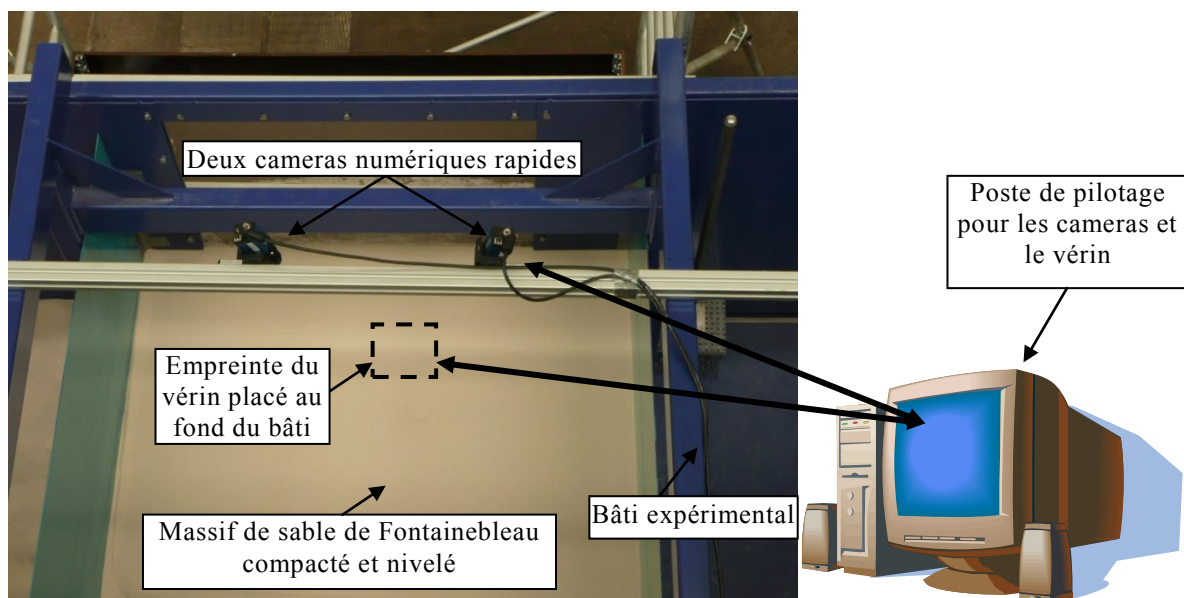


Figure 2.4 : Vue générale du bâti expérimental et de l'appareillage

2.3.2 Exploitation d'un essai en terrain vierge

Cette section est consacrée à la présentation de la procédure type utilisée pour l'exploitation d'un essai. Sans entrer dans tous les détails, nous aborderons successivement la méthode d'instrumentation par corrélation des images numériques, l'extraction des données de base, la présentation des résultats type qui seront utilisés par la suite.

2.3.2.1 Instrumentation – Corrélation des images numériques (DIC)

L'instrumentation du modèle est constituée d'une solution basée sur l'imagerie numérique. Deux caméras réalisent un suivi continu de la surface du massif de sol, du début de l'essai à sa fin. Un logiciel, Vic3D, est ensuite utilisé pour réaliser une corrélation entre les images des deux caméras et entre les couples d'images à différents instants. Il est ainsi possible d'obtenir l'évolution temporelle des déplacements 3D à la surface du massif de sol. Le premier intérêt de cette technique est son caractère non-intrusif : la « mesure » ne perturbe absolument pas l'expérience. Le second est que l'on a accès au champ de déplacement sur toute la surface du massif de sol et non à quelques mesures ponctuelles. Ce système est présenté plus en détail en annexe A.1.

Cette technique bien connue et appelée « Digital Images Correlation (DIC) » a été employée par plusieurs chercheurs dans l'étude de l'interaction sol-structure (Caudron, 2007 ; Lee & Bassett, 2007 ; Iskander et al., 2003 ; ...) et est prouvée fiable et aisée. Présentée dans le chapitre précédent, Caudron (2007) et Lee & Bassett (2007) ont mesuré les déformations d'un massif constitué de rouleaux d'aluminium représentant du sol par cette méthode DIC. Iskander et al. (2003), par ailleurs, ont aussi utilisé cette méthode pour étudier l'interaction entre les sols synthétiques transparents et une fondation de type semelle filante. Les résultats mesurés par DIC de ces recherches ont été bien accordés avec des simulations numériques.

Vic3D est utilisé pour corréler les couples d'images afin de reconstruire la totalité de la séquence « mouvement de terrain ». On retiendra ici les caractéristiques suivantes pour les essais :

- Déplacement du vérin de 30 mm ;
- Vitesse de déplacement du vérin de 0,15 mm/s ;
- Fréquence d'acquisition des caméras de 0,5 Hz (1 couple d'images sur 2 seconds).

On obtient une série de 100 couples d'images. De manière générale, il n'est pas nécessaire de traiter tous ces couples pour obtenir la séquence. Une progression du type 1 couple sur 5 ou 1 couple sur 10 convient généralement assez bien. Une fréquence d'acquisition de 0,2 ou 0,1 Hz pourrait donc être utilisée. Cependant, ce sur-échantillonnage est utilisé car on ne connaît pas a priori la progression qui sera la plus adaptée. De plus, ces couples supplémentaires assurent une redondance en cas de défaillance partielle sur un ou plusieurs couples d'images ; ils permettent aussi de préciser a posteriori finement un comportement particulier au besoin en ayant un pas de temps relativement petit.

Par contre, il est généralement intéressant d'utiliser le moins d'étapes possibles pour reconstituer l'ensemble de la séquence (par exemple, 20 couples d'images sur 100) pour deux raisons principales : (1) La précision de la mesure ; (2) Le temps nécessaire à l'exploitation des essais et le temps de calcul.

Précision de la mesure

Lorsque l'on traite un couple d'images, on associe une incertitude au résultat obtenu : nous la dénommerons dans la suite de ce document l'incertitude unitaire δ .

Les deux caméras de haute résolution utilisées doivent être calibrées avant l'essai. Une bonne calibration permet d'obtenir des mesures très précises avec une erreur δ d'environ 0,03 pixel – cela est équivalent à 0,015 mm car 1 mm est proche de 2 pixels dans les essais effectués – sur les déplacements du matériau comme le sable de Fontainebleau.

Pour reconstituer une séquence complète, Vic3D corrèle le couple n vers le couple $n-1$, puis le couple $n-1$ vers le $n-2$, ... ainsi de suite vers le couple de référence. L'incertitude unitaire est donc propagée et cumulée sur la totalité des étapes de corrélation. Si l'on suppose que cette incertitude suit une loi gaussienne centrée sur zéro, une bonne approximation de l'incertitude cumulée est alors $\delta_n = \delta \times \sqrt{n}$. Il est donc important de conserver n le plus petit possible afin d'obtenir la meilleure précision possible. Pour une exploitation d'un essai avec 20 couples d'images, on obtient alors une incertitude cumulée d'environ 0,07 mm, une bonne performance de mesure (White et al., 2003). Sadek et al. (2002) ont confirmé la bonne précision de cette technique DIC sur les mesures de déformation des sols transparents.

Temps pour l'exploitation et temps de calcul

Il est évident que plus la quantité de données à traiter et à exploiter augmente plus le temps nécessaire croît. A titre d'information, lorsque l'on traite une cinquantaine de couples d'images pour un essai, le temps d'exploitation nécessaire avoisine une semaine de travail. Si l'on devait exploiter 3 ou 4 fois plus de couples, le temps serait au minimum doublé.

Pour la même raison, il est intéressant de limiter le nombre de couples d'images afin de ne pas s'exposer à des temps de calcul inacceptables. A titre d'exemple, il faut approximativement une demi-journée de calcul pour corrélérer une série d'une cinquantaine de couples d'images sur un ordinateur performant. Ceci ne préjuge bien entendu pas du temps qu'il est ensuite nécessaire pour extraire les données intéressantes de l'ensemble des valeurs brutes données par le logiciel de corrélation.

2.3.2.2 Données de base

Une fois la séquence du mouvement de terrain reconstituée, il est alors procédé à l'extraction des données de base afin de pouvoir les exploiter plus aisément sous Excel ou Surfer par exemple. Les données extraites concernent principalement les coordonnées des points, les vecteurs déplacements, l'incertitude déterminée sur chaque motif et cela pour

chaque étape de la séquence. Il est possible de calculer ensuite le tenseur de déformation permettant d'obtenir le champ de déformations horizontales. De même, avant l'extraction, il est possible d'appliquer une transformation du système de coordonnées utilisé. Celui-ci est défini par défaut par rapport à la position des caméras. Il est donc intéressant de le lier au support physique ce qui permet de définir ainsi un repère commun pour tous les essais.

2.3.2.3 Résultats type

Nous présentons ici les résultats « type » obtenus pour un essai en termes de déplacement, de déformation, de caractéristique de la cuvette d'affaissement. Les paramètres de l'essai sont : hauteur de recouvrement $H = 300$ mm ; largeur du vérin $W = 250$ mm ; et déplacement vertical maximal du vérin $O = 30$ mm (exploitation par pas de 10 mm).

Déplacements en surface

Les déplacements selon les trois directions X, Y et Z sont représentés sous Vic3D sous forme de champs de valeur. La **Figure 2.5** et **Figure 2.6** illustre une représentation type.

Le logiciel Vic3D détermine les déplacements dans les trois directions en un grand nombre de points répartis sur le massif du sol. On extrait alors des coupes particulières, les déplacements maximaux et leur évolution au cours de l'essai.

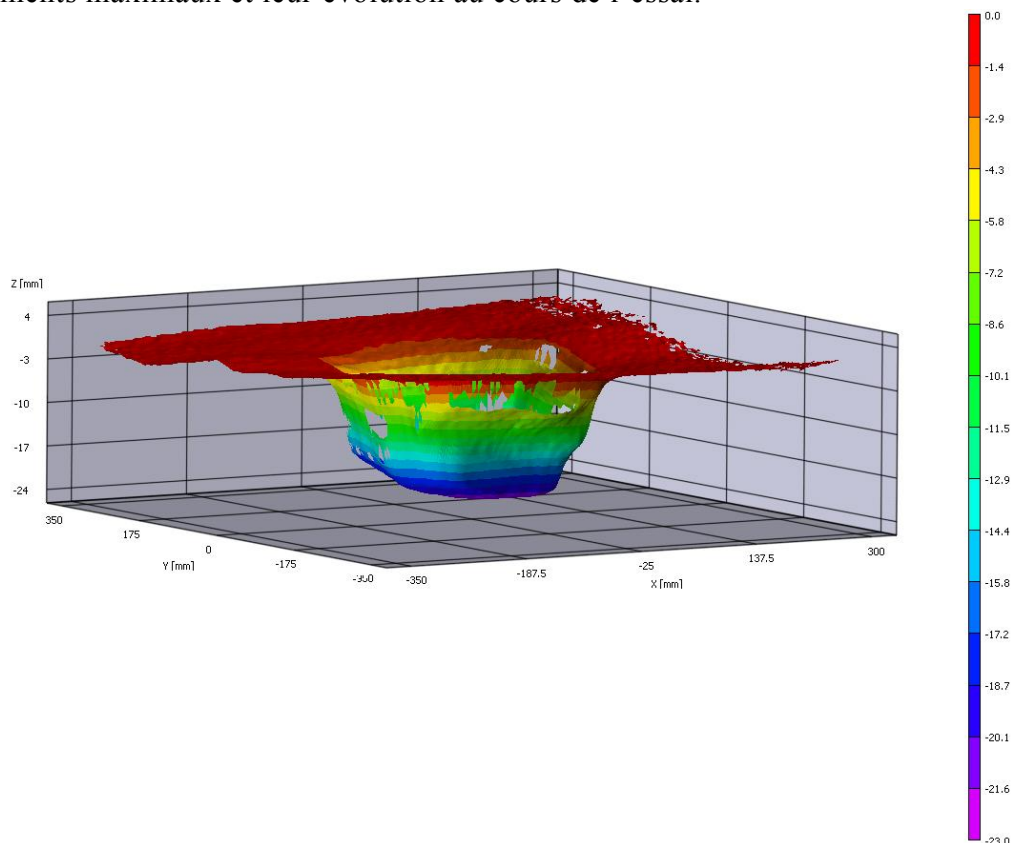


Figure 2.5 : Représentation 3D du champ de déplacement vertical (mm) sur la surface déformée de la cuvette d'affaissement

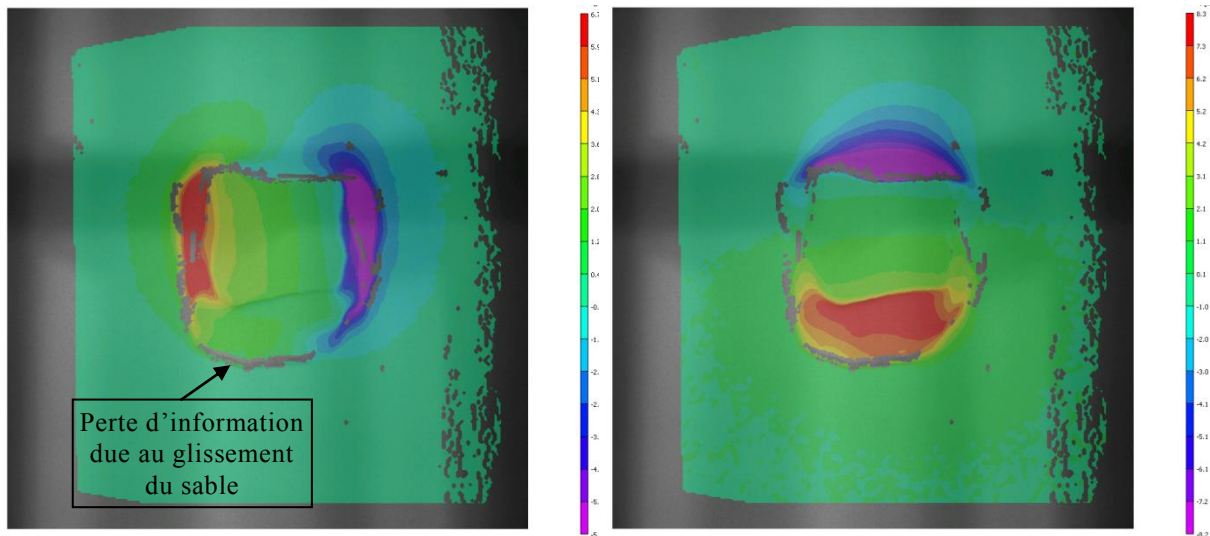


Figure 2.6 : Représentation 2D des champs de déplacements horizontaux selon X (gauche) et Y (droite) sur les clichés des caméras

La **Figure 2.7** présente les résultats obtenus pour les déplacements verticaux et horizontaux selon une coupe parallèle à l'axe X passant par l'axe du vérin.

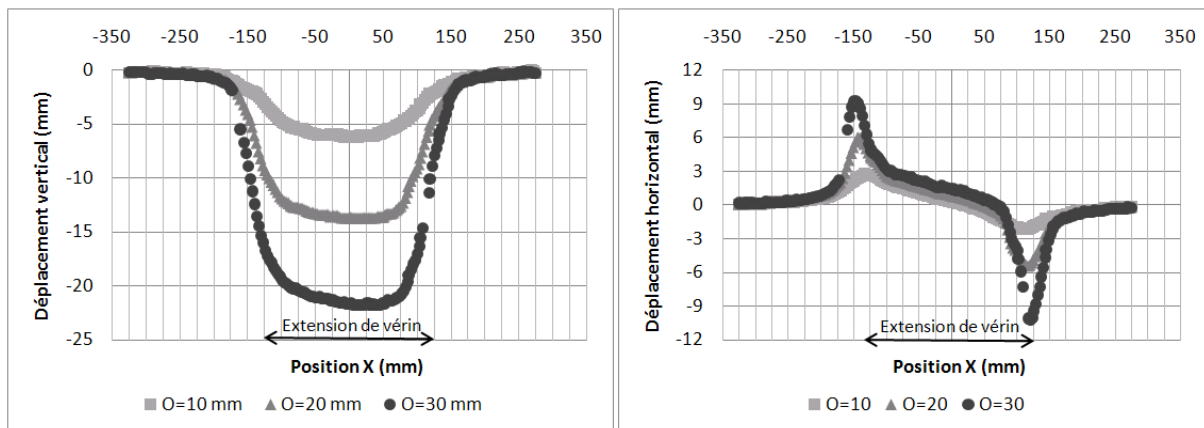


Figure 2.7 : Evolution de la cuvette d'affaissement (gauche) et du déplacement horizontal (droite) pour trois valeurs de déplacements du vérin O de 10 à 30 mm

Une dissymétrie vis-à-vis de la forme de cuvette d'affaissement et des déplacements est observable. Cela peut être expliqué par la variation de l'état initial du sable et sa variabilité naturelle. De plus, on peut observer également des zones pour lesquelles il manque un certain nombre de points. Ceci est lié à des zones de glissements du massif de sable pour lesquelles les motifs définis par Vic3D sont fortement perturbés. La corrélation échoue donc sur ces motifs (**Figure 2.6**). Par ailleurs, concernant les déplacements horizontaux, nous tenons à souligner que la position des déplacements horizontaux maximaux se situe approxi-

mativement à l'aplomb des limites du vérin. Cela est cohérent par rapport aux observations faites sur le terrain.

Déformations en surface

Vic3D est capable de calculer à partir des champs de déplacements les champs de déformations correspondant dans le plan horizontal X - Y . La **Figure 2.8** présente la déformation ε_{xx} et l'évolution de celle-ci en fonction du déplacement vertical du vérin (ouverture O). Les déformations ε_{yy} , ε_{xy} , ε_1 , ε_2 et l'angle de rotation entre l'axe X et la direction principale 1 sont aussi accessibles (mais non représentés).

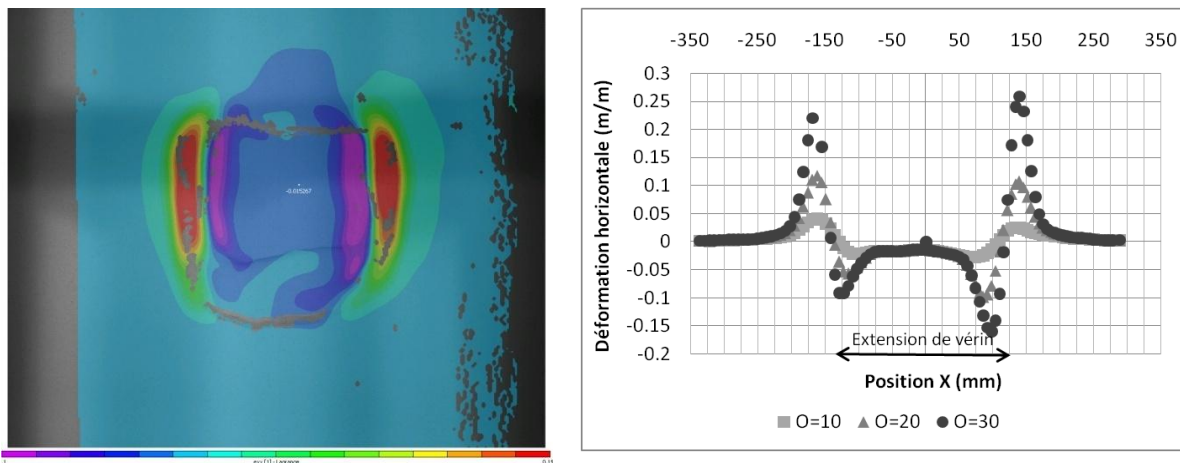


Figure 2.8 : Champ de déformation en surface ε_{xx} pour une étape finale (gauche) ; et variation de ε_{xx} en fonction du déplacement vertical du vérin, coupe selon l'axe X (droite)

Si l'on s'intéresse à l'évolution de la déformation ε_{xx} le long de l'axe X (**Figure 2.8** droite), on observe que la partie centrale est en compression dans la plage $[-125 ; 125]$ soit à l'aplomb du vérin et en extension au-delà de cette zone. On rejoint ainsi la théorie présentée dans l'étude bibliographique (cf. chapitre 1). Cependant, on peut observer une dissymétrie au niveau des parties en extension ainsi qu'en compression, aussi bien en termes d'intensité, de variabilité que de dimension horizontale. Ceci peut être directement attribué à la variabilité intrinsèque du matériau sable. On peut aussi noter un effet du cumul des incertitudes dans les zones présentant des valeurs assez faibles.

Forme de la cuvette

En termes de forme de la cuvette, on cherche plus particulièrement à caractériser ses dimensions : extensions horizontales, circularité/symétrie, ... La cuvette est tridimensionnelle, son extension peut donc varier en fonction de la direction choisie. La notion de limite de la cuvette d'affaissement (et donc de limite de la zone d'influence du mouvement de terrain) est difficile à préciser dans le cadre d'un phénomène continu (**Figure 2.9**).

Afin de rendre compte de la dissymétrie axiale du phénomène, trois directions différentes sont utilisées : selon l'axe X , l'axe Y et la bissectrice XY . Les mouvements du sol dans le plan horizontal peuvent être exprimés en suivant un axe $R\theta$. Cet axe passe par les centres de la cuvette et du vérin. Il est considéré comme l'axe de référence avec un azimuth θ égale à 0° lorsqu'il est en direction X , à 45° lorsqu'il est en direction diagonale XY , et à 90° lorsqu'il est en direction Y . On peut remplacer donc les directions X , Y et XY par $R0^\circ$, $R90^\circ$ et $R45^\circ$ respectivement.

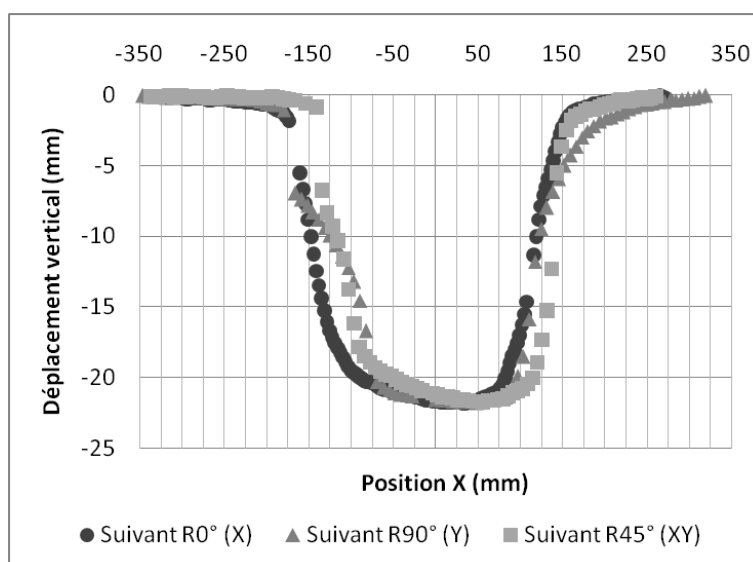


Figure 2.9 : Coupes des cuvettes d'affaissement selon trois axes $R0^\circ$, $R90^\circ$ et $R45^\circ$

On peut, cependant, déterminer approximativement l'extension ou la largeur de la cuvette par la distance entre le point d'inflexion et le centre de cuvette (i). En supposant que la forme de la cuvette correspond à une courbe Gaussienne, la largeur de la cuvette peut être estimée égale à cinq fois i .

2.3.3 Résultats de l'étude paramétrique

Présentée précédemment, l'étude paramétrique du travail de Master (Hor, 2008) a l'objectif d'analyser les caractéristiques des mouvements de terrain en surface en fonction de quatre paramètres :

- la largeur du vérin (W) : deux sections carrées ont été utilisées, $100 \times 100 \text{ mm}^2$ et $250 \times 250 \text{ mm}^2$;
- la hauteur de recouvrement (H) : de 200 à 600 mm pour le vérin de $100 \times 100 \text{ mm}^2$, et 300 mm et 500 mm pour le vérin de $250 \times 250 \text{ mm}^2$;
- la valeur du déplacement du vérin (O) : de 0 à 80 mm pour le vérin de $100 \times 100 \text{ mm}^2$ et de 0 à 30 mm pour le vérin de $250 \times 250 \text{ mm}^2$;

- la vitesse de déplacement du vérin (V) : de 0,02 à 1 mm/s. L'influence de ce paramètre n'a été étudiée qu'avec le vérin de section 100 x 100 mm².

Les autres paramètres présentant une influence sur le comportement du massif de sol (tels que l'état initial du massif de sol) sont supposés rester constants d'un essai à l'autre. En effet, la même procédure de mise en place du massif de sol est utilisée pour tous les essais. Cette influence des conditions initiales régnant au sein du matériau sable sera présentée dans la section suivante 2.3.4.

Les caractéristiques de la cuvette en surface qui sont analysées sont : le déplacement vertical maximum ou l'affaissement maximal, la largeur de la cuvette, le déplacement horizontal maximum, la pente maximum et sa position, et le volume de la cuvette. Le **Tableau 2.4** résume l'évolution de ces caractéristiques en fonction des paramètres d'essai.

Tableau 2.4 : Evolution des caractéristiques des mouvements de terrain en surface en fonction des paramètres d'essai

Caractéristiques	Symbole	Evolution des caractéristiques des mouvements de terrain en surface en fonction des paramètres d'influence			
		$H \uparrow$	$O \uparrow$	$W \uparrow$	$V \uparrow$
Affaissement maximal	$S_{v,max}$	↓	↑	↑	↓
Déplacement horizontal maximal	$S_{h,max}$	↓	↑	↑	↓
Pente maximale	P_{max}	↓	↑	↑	↓
Largeur de cuvette	L_{cu}	↑	—	↑	—
Volume de cuvette	V_{cu}	↓	↑	↑	↓

↑ : accroissement ; ↓ : décroissance ; — : sans ou avec très faible variation ; H : hauteur de recouvrement ; O : déplacement vertical du vérin ; W : largeur du vérin ; V : vitesse de déplacement du vérin

Les principales conclusions de cette étude paramétrique sont :

- L'affaissement maximal augmente avec l'augmentation du déplacement vertical du vérin ; alors qu'il diminue avec l'accroissement de la hauteur de recouvrement. Une relation a été établie : $S_{v,max}/O = -0,00158 \times H$ (pour le vérin de 100x100 mm² uniquement). Plus la largeur du vérin est importante, plus l'affaissement maximal est important. L'empreinte carrée en surface est clairement observable pour les essais avec le vérin de section 250x250 mm² (le ratio W/H est proche de 1). La vitesse de déplacement du vérin, par ailleurs, n'a que peu d'influence sur l'affaissement et les autres caractéristiques de la cuvette. Lorsque la vitesse est plus rapide, on observe globalement une faible décroissance de l'intensité des caractéristiques de la cuvette.

- Plus le déplacement vertical du vérin est important, plus les déplacements horizontaux sont importants. A contrario, l'accroissement de l'épaisseur du recouvrement engendre une diminution des déplacements horizontaux maximaux. Une valeur moyenne du ratio déplacement horizontal sur affaissement maximal $S_{h,max}/S_{v,max}$ en fonction de l'épaisseur de recouvrement et du déplacement vertical du vérin est de l'ordre 35%. Empiriquement, on considère lors d'affaissements miniers que les mouvements horizontaux maximaux valent approximativement 40% de l'affaissement maximal (Lake et al., 1992 ; NCB, 1975 ;...). Les résultats sont donc pleinement conformes. De même que l'affaissement maximal, le déplacement maximal augmente avec la largeur du vérin.
- La pente est calculée par la différentiation de la courbe des déplacements verticaux. La pente maximale étant liée à la valeur de l'affaissement maximal et à l'extension horizontale de la cuvette. Ainsi, les paramètres qui ont tendance à augmenter l'affaissement maximal ou à réduire la largeur de la cuvette ont pour conséquence de provoquer un accroissement de la pente maximale observée, et inversement. La position de la pente maximale est pour chaque essai proche de celle du déplacement horizontal maximal, soit à proximité de l'aplomb de la limite du vérin. On rejoint ici les approches théoriques et empiriques telles que présentées par Deck (2002).
- L'augmentation de la hauteur de recouvrement et de la largeur du vérin élargit la largeur de la cuvette ; alors que l'accroissement de déplacement vertical du vérin et sa vitesse n'a aucune ou très faible influence sur la largeur de la cuvette.
- De même que la pente, le volume de la cuvette est lié à la valeur de l'affaissement maximal et à l'extension horizontale de la cuvette. Ainsi, les paramètres qui augmentent l'affaissement maximal ou réduisent la largeur de la cuvette entraînent un accroissement de la pente maximale observée, et inversement.

2.3.4 Influence des conditions initiales

L'état initial du massif de sable est un facteur majeur qui influence le comportement du sable et donc les caractéristiques des mouvements du terrain. Cet état initial dépend fortement de la méthode de mise en place (cf. section 2.3.1). Il conditionne la variabilité qui peut être observée d'un essai à l'autre, réalisés dans des conditions a priori identiques. Il est donc important d'évaluer ces différents effets.

Afin d'évaluer l'effet des conditions initiales, nous avons réalisé deux séries d'essais avec le même jeu de paramètres : la première série se compose de quatre essais identiques et la deuxième se compose de deux essais identiques. Les deux séries d'essais ont été menés avec le vérin de 250x250 mm² et le déplacement vertical du vérin de 30 mm ; la série de quatre essais avec la hauteur de sable de 300 mm et la série de deux essais avec 500 mm. Les déplacements vertical et horizontal suivant une coupe dans la direction R90° de deux séries d'essais sont présentés dans la **Figure 2.10** et **Figure 2.11** respectivement (les résultats de deux séries d'essais de terrain vierge serviront comme référence à l'étude de l'interaction sol-structure dans les parties suivantes de ce mémoire).

Une certaine variabilité est observée pour ces différents essais, particulièrement pour la série de quatre essais avec la hauteur du recouvrement de 300 mm. Celle-ci est plus particulièrement à attribuer à l'influence des conditions initiales de mise en place du sable et de variabilité intrinsèque de son comportement.

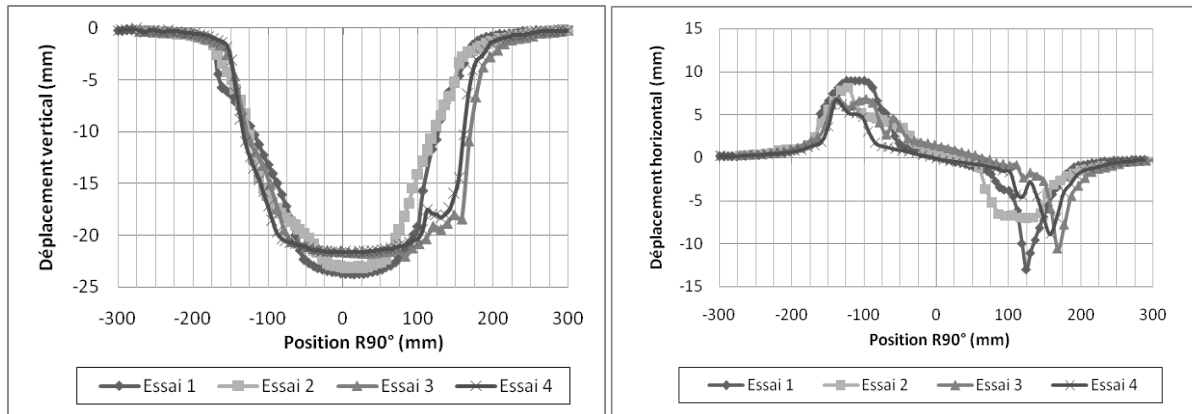


Figure 2.10 : Déplacements verticaux (gauche) et horizontaux (droite) pour quatre essais identiques, avec une hauteur de recouvrement de 300 mm

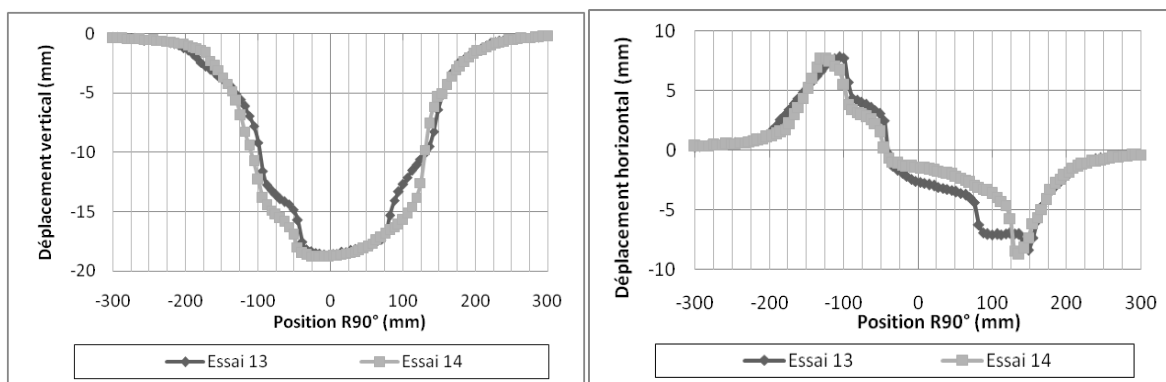


Figure 2.11 : Déplacements verticaux (gauche) et horizontaux (droite) pour deux essais identiques, avec une hauteur de recouvrement de 500 mm

Pour la série des quatre essais, on peut observer des variabilités assez importantes sur le déplacement vertical comme sur le déplacement horizontal. Ces résultats peuvent être expliqués par la différence de méthode de mise en place entre les quatre essais.

Pour la série des deux essais, contrairement, l'amplitude maximale des déplacements vertical et horizontal est du même ordre de grandeur. Globalement, on retrouve un comportement moyen parmi ces deux séries d'essais : même forme générale de cuvette d'affaissement et extension horizontale très proche.

La méthode actuelle nécessite une grande partie d'intervention humaine. Cela peut être une cause importante de variabilité d'un essai à l'autre. La méthode de la mise en place doit être améliorée. Largement utilisée pour nombreuses études expérimentale, la technique de mise

en place par « pluviation » qui permet d'obtenir une très faible variabilité et une densité quasiment constante pour un essai sur l'autre nous semble essentielle.

Les améliorations sur la mise en place ont porté sur la connaissance des grandeurs caractéristiques définissant l'état initial du massif de sable telle que la densité ou l'indice des vides, l'état de contrainte et le comportement mécanique.

Nous avons mené une étude d'évaluation de l'état initial du massif de sable par l'intermédiaire « d'essais pénétrométriques de type Panda ». La variation spatiale et la variation de reproductibilité vis-à-vis de la résistance et la densité du massif de sable ont été identifiées. Cette étude a montré que **la densité relative du massif de sable mis en place par la méthode actuelle est dans l'état moyen ou intermédiaire**. La densité relative initiale du massif est dans l'état moyen (densité relative : de 44 à 49 %). Les modalités et les résultats sont présentés plus en détail en annexe C.1.

Nous avons aussi conduit une autre étude portant sur la caractérisation du comportement mécanique du sable de Fontainebleau. La section suivante décrit et discute les résultats de cette étude.

2.4 Caractérisation du sol et de l'interface sol-structure

Cette section est consacrée à la caractérisation du comportement du sable de Fontainebleau, mais aussi à celle du comportement de l'interface entre le sable et le polycarbonate représentant le matériau de la maquette de structure. Cela servira à l'étude de l'interaction sol-structure dans les chapitres suivants. Cette étude a pour objectifs suivants:

- Analyser le comportement du sable et de l'interface sable-structure sous l'état de contrainte du modèle physique utilisé – c'est-à-dire le comportement sous faibles contraintes normales. Le modèle physique est utilisé sous gravité normale (1g), la contrainte normale appliquée à la surface du massif de sable est théoriquement nulle et au fond du modèle est égale au poids volumique du sable fois la hauteur de recouvrement (par exemple, pour une hauteur de recouvrement de 300 mm avec un poids volumique de 15 kN/m^3 , on obtient alors une contrainte au fond du modèle de 4,5 kPa).
- Investiguer l'influence de l'état de densité du sable sur son comportement mécanique, ainsi que l'influence de la rugosité de la surface du matériau polycarbonate sur le comportement d'interface sol-structure.
- Développer des relations générales portant sur les comportements mécaniques (résistance au cisaillement et angle de frottement en fonction de la contrainte normale, par exemple) du sable de Fontainebleau, largement employé dans la recherche en géotechnique.
- Déterminer les paramètres nécessaires pour les simulations numériques. Ceci est important pour rendre fiable la comparaison des résultats du modèle physique et ceux du modèle numérique.

Trois types d'essai ont été conduits pour caractériser le comportement du sable et de l'interface : l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, l'essai triaxial et l'essai œdométrique modifié. Les deux premiers ont pour but de caractériser la cohésion, l'angle de frottement interne, l'angle de dilatance et le module d'Young ; alors que le dernier est destiné à déterminer l'évolution de la rigidité du sol. Différentes densités du sable et différents types de surface de polycarbonate ont été pris en compte. Le **Tableau 2.5** montre le plan d'expérience.

Les résultats sont, cependant, basés principalement sur l'essai de cisaillement direct. Cela provient de la simplicité et de la rapidité de cet essai ; en plus il permet d'appliquer les faibles contraintes (minimum environ 2 kPa) sur le sable, ce qui est impossible à réaliser avec l'appareil d'essai triaxial disponible à l'INSA de Lyon. L'essai de cisaillement direct présente aussi des inconvénients : la répartition non-uniforme de la contrainte normale et la perte de matière première au cours de l'essai (Hassan, 1995 ; Evgin & Fu, 1997). Cet essai ne permet pas de décrire le comportement réel ; les résultats doivent être soigneusement interprétés.

Le comportement de l'interface, par ailleurs, a été analysé uniquement par les essais de cisaillement direct.

Tableau 2.5 : Plan d'expérience pour les caractérisations du sable de Fontainebleau et de l'interface sable-polycarbonate

ID	Densité du sol	Surface de structure	Nombre et type d'essai
Caractérisation du sable de Fontainebleau	- Dense - Moyen - Lâche		- 92 essais de cisaillement direct (2,2 – 476,1 kPa) - 4 essais triaxiaux (pour sable dense uniquement) - 3 essais d'œdomètre modifié
Caractérisation de l'interface sable-polycarbonate	-Dense - Moyen	- Normale (lisse) - Sablée (rugueuse)	- 96 essais de cisaillement direct

Nous présenterons ici la synthèse des résultats obtenus, la procédure de réalisation d'essai et le résultat sont expliqués plus en détail dans le rapport d'étude *DRS-10-95557-R01* (Hor, 2010).

2.4.1 Caractéristiques du sable de Fontainebleau

Afin de pouvoir étudier l'influence de la densité du sable sur son comportement, il est important d'abord de déterminer l'état de densité du sable.

2.4.1.1 Détermination de densité

La densité d'un sol est déterminée en fonction de la valeur de son poids volumique (γ) ou de son indice de vide (e). La notion de densité minimale et maximale est délicate à définir car leur valeur varie avec le protocole d'essai. Nous adoptons alors la notion de la densité relative (Dr).

Selon la norme NF P 94-059 (AFNOR, 1994), la densité relative ou l'indice de compacité (I_d) des sols pulvérulents comme le sable peut être déterminée par $Dr = (e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min}) \times 100$ avec e_{min} et e_{max} : indices des vides minimal et maximal selon l'essai normalisé. Le sable est considéré lâche lorsque sa densité relative est de 0 à 40%, moyen de 40 à 80% et dense de 80 à 100%.

Les poids volumiques du sable sec sont déterminés par des essais définis spécifiquement. Les essais ont été réalisés selon les moyens disponibles. Le poids volumique maximal a été déterminé selon le protocole LCPC (Ternet, 1999), alors que les poids volumiques minimal et moyen ont été déterminés par nos propres mesures. Trois essais identiques ont été réalisés pour chaque cas. Les indices des vides sont calculés avec la valeur de masse volumique des grains ρ_s égale à 2,7 g/cm³. Les valeurs des indices des vides obtenues sont ensuite comparées avec les valeurs extrêmes maximale $e_{max} = 0,89$ et minimale $e_{min} = 0,5$ déterminées très récemment en 2009 par la société d'études des sols Fugro. Les valeurs moyennes de trois essais des poids volumiques et des indices des vides ainsi que les densités relatives sont présentés dans le **Tableau 2.6**.

Tableau 2.6 : Etat de densité du sable de Fontainebleau

γ_{dmoy} (kN/m ³)	$\Delta\gamma_{dmoy}$ (kN/m ³)	e_{moy}	Δe_{moy}	Dr (%)	Etat de densité
16,78	±0,11	0,58	±0,01	79	Sable dense
15,42	±0,18	0,72	±0,02	44	Sable moyen
15,00	±0,10	0,77	±0,01	31	Sable lâche

γ_{dmoy} : poids volumique sec moyen ; $\Delta\gamma_{dmoy}$: incertitude du poids volumique sec ; e_{moy} : indice des vides moyen ; Δe_{moy} : incertitude de l'indice des vides ; Dr : densité relative

Le résultat du **Tableau 2.6** montre que les différentes méthodes adoptées pour la détermination du poids volumique donnent différents états de densité comme attendu. Par contre, le sable dense est juste à la limite de la norme : $Dr = 79\%$ par rapport à 80 à 100% de la norme. Si l'on prend en compte les incertitude de mesure, on obtiendra une densité relative dans la plage correspondant au sable dense. Les incertitudes observées sont associées à l'imprécision des mesures sur le volume et le poids des échantillons.

2.4.1.2 Résultats de l'essai triaxial

L'essai triaxial a été uniquement réalisé sur le sable dense (difficulté de la préparation avec le sable moyen ou lâche). La plus faible contrainte de confinement envisageable est de 20 kPa, les autres valeurs testées sont respectivement 30, 40, et 60 kPa. L'interprétation des données obtenues permet de caractériser la cohésion, l'angle de frottement, l'angle de dilatance ainsi que le module d'élasticité initial du sable (**Tableau 2.7**). La rigidité initiale (E_0) est déterminée sur les courbes (**Figure 2.12**) constituées des contraintes déviatoriques (q) et des déformations axiales (ε_1) correspondant à 0,4% pour chaque valeur de la contrainte de confinement.

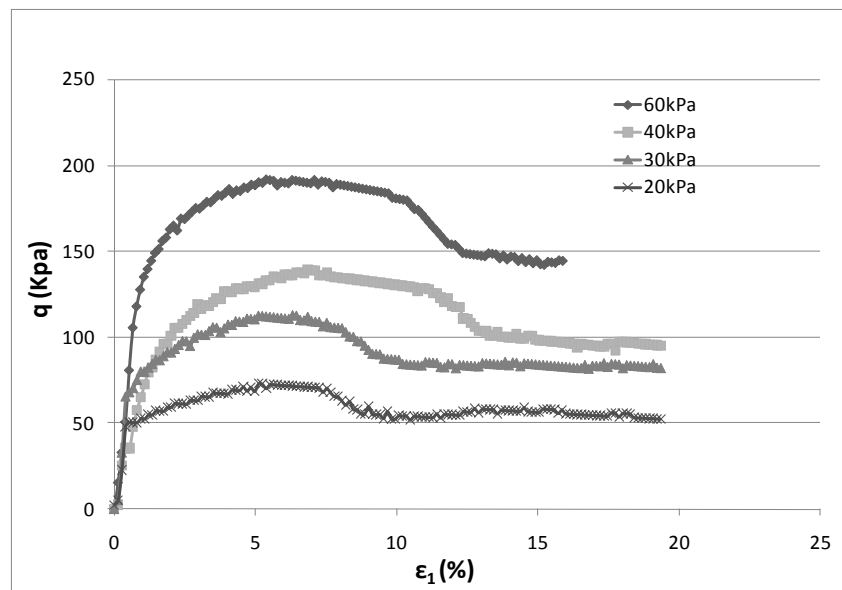


Figure 2.12 : Courbes contrainte-déformation du sable dense de l'essai triaxial pour différentes contraintes de confinement

Tableau 2.7 : Caractéristiques du sable de Fontainebleau des essais triaxiaux

Densité relative	σ_3 (kPa)	c (kPa)	c_{cr} (kPa)	φ (°)	φ_{cr} (°)	Ψ (°)	E_0 (MPa)
79% (Sable dense)	20 à 60	0,5	0,1	38,4	33,6	6,0	6,2 à 16,2

σ_3 : contrainte de confinement ; c , φ : cohésion et angle de frottement au pic ; c_{cr} , φ_{cr} : cohésion et angle de frottement à l'état critique ; ψ : angle de dilatance ; E_0 : module d'élasticité moyen des quatre essais, tangent à l'origine correspondant à 0,4% de déformation axiale

L'angle de dilatance du **Tableau 2.7** est calculé par la relation établie par Bolton (1986) où $\varphi' = \varphi'_{cr} + 0,8\psi$.

Etant donné que le sable est sec, les caractéristiques du sable sont alors des valeurs effectives et il ne doit pas y avoir de cohésion. Cependant, des faibles valeurs de cohésion ont été mesurées. Ceci est lié plutôt aux incertitudes des mesures.

Les courbes de la **Figure 2.12** correspondent bien au comportement d'un sable dense ayant une résistance de cisaillement au pic et une résistance de cisaillement à l'état critique. Il est aussi évident que l'intensité des résistances augmente avec la contrainte de confinement.

2.4.1.3 Résultats des essais de cisaillement direct

Le comportement mécanique et les caractéristiques intrinsèques du sable de Fontainebleau soumis aux contraintes de confinement : de 2,2 à 476,1 kPa (très faible à forte contrainte), ont été étudiés par l'essai de cisaillement direct. L'influence des densités (sable dense, sable moyen et sable lâche) a été étudiée. Afin de tenir compte de la variabilité due à la préparation d'essais, de multiples essais ont été effectués pour chaque valeur de contrainte normale. Il est important de noter que l'effet du poids de la demi-boîte supérieure de l'essai de cisaillement a été aussi pris en compte pour chaque valeur de contrainte normale : 20% du poids soit environ 0,9 kPa est ajouté à la contrainte normale. Ce pourcentage semble le plus pertinent vis-à-vis des courbes intrinsèques du sable. Au total 92 essais ont été menés, les courbes intrinsèques σ - τ (contrainte normale – résistance au cisaillement) au pic de ces essais pour deux plages des contraintes normales : de 2,2 à 20,5 kPa et de 2,2 à 476,1 kPa, sont illustrées dans la **Figure 2.13**. La courbe intrinsèque pour le sable lâche ($Dr = 31\%$) n'est pas affichée pour la plage de 2,2 à 476,1 kPa car seuls les résultats de 2,2 à 97,6 kPa sont disponibles.

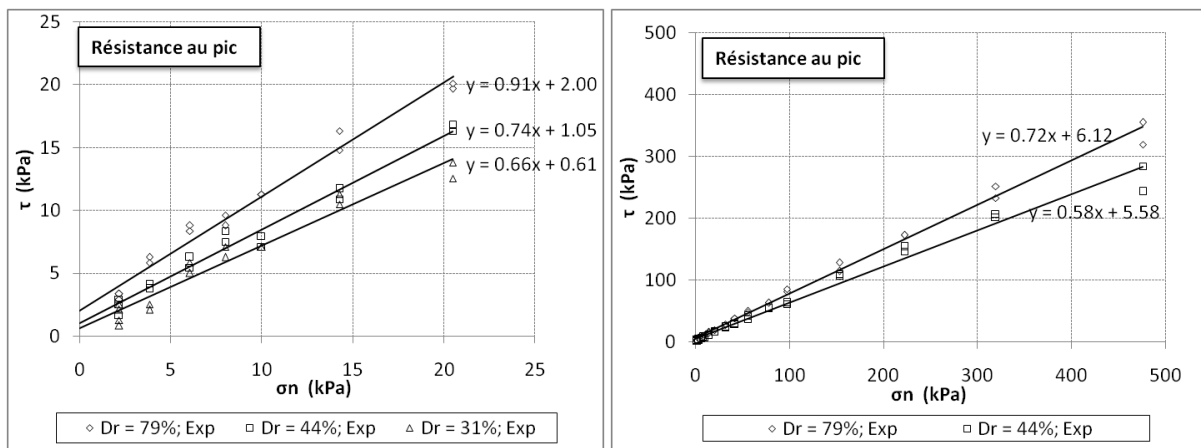


Figure 2.13 : Courbes intrinsèques du sable de l'essai de cisaillement direct pour différentes densités relatives, de 2,2 à 20,5 kPa (gauche) et de 2,2 à 476,1 kPa (droite)

Sur la **Figure 2.13**, il est clairement établi que la pente des courbes intrinsèques pour la plage des contraintes faibles est beaucoup plus importante que celle pour la plage des contraintes fortes. Cette pente caractérise l'angle de frottement interne du sable.

La synthèse des valeurs de la cohésion et l'angle de frottement au pic et à l'état critique est présentée dans le **Tableau 2.8**.

Tableau 2.8 : Cohésions et angles de frottement du sable de Fontainebleau de l'essai de cisaillement direct

Densité relative	σ_n (kPa)	c (kPa)	φ (°)	c_{cr} (kPa)	φ_{cr} (°)
79% (Sable dense)	2,2 – 20,5	1,9	42,9	1,8	31,4
	20,5 – 97,6	3,5	38,7	4,3	27,9
	2,2 – 476,1	6,2	35,8	3,7	27,0
44% (Sable moyen)	2,2 – 20,5	1,1	36,5	0,9	33,0
	20,5 – 97,6	4,4	31,8	3,8	29,3
	2,2 – 476,1	5,6	30,1	5,9	24,7
31% (Sable lâche)	2,2 – 20,1	0,6	33,4	0,5	33,0
	20,5 – 97,6	1,8	29,3	1,2	28,4
	2,2 – 97,6	1,4	29,3	1,3	28,4

σ_n : contrainte normale ; c, φ : cohésion et angle de frottement au pic ; c_{cr} , φ_{cr} : cohésion et angle de frottement à l'état critique

L'influence de la densité et de la contrainte normale a été identifiée. Globalement, la cohésion et l'angle de frottement du sable au pic sont plus importants pour un sable d'une densité relative plus élevée – cela rejoint la théorie de la rhéologie des sols (Philipponnat & Hubert, 1998). L'écart est plus marqué entre sables dense et moyen qu'entre sables moyen et lâche. Ceci est logique par rapport à la différence vis-vis de la densité relative. Concernant les résistances à l'état critique, on peut observer une variation aléatoire, alors que la même résistance du sol doit être obtenue quelle que soit sa densité initiale selon la théorie. Cependant la variation est faible. L'origine de cette variation peut provenir des incertitudes de mesure et/ou des variabilités intrinsèques du sable lui-même.

Pour une plage des contraintes normales plus faibles, l'angle de frottement est plus important mais la cohésion est moins importante, ce qui est justifiée par la forme non linéaire de la courbe intrinsèque du sable. Cette conclusion est observable sur les trois différentes densités du sable.

Nous observons que le résultat de l'essai de cisaillement est en accord avec celui de l'essai triaxial (cf. **Tableau 2.7**), si l'on fait la comparaison de l'angle de frottement au pic du sable dense pour la plage des contraintes de 20,5 à 97,6 kPa (38,7° de l'essai contre 38,4° de l'essai triaxial). D'autre part, les angles de frottement obtenus présentent un bon accord avec les résultats des essais expérimentaux des différents laboratoires et différents types d'essais (cisaillements directs et triaxiaux) réalisés par Borel (2001) et par Bareither et Benson (2008).

La présence de la cohésion est, cependant, physiquement incorrecte pour le comportement d'un sable sec. Ceci est d'une part lié à l'incertitude de mesure (on a trouvé une incertitude d'environ plus ou moins 1 kPa sur la cohésion, et 2° sur l'angle de frottement), d'autre part est lié à la méthode de détermination c et φ par la loi de régression linéaire sur l'ensemble des valeurs expérimentales.

Relation contrainte normale – résistance au cisaillement

Afin de faire abstraction de la cohésion et de déterminer directement la résistance au cisaillement à partir d'une valeur de la contrainte normale donnée, nous avons créé une relation $\tau = A\sigma^n$ où A et n sont des coefficients déterminés à partir de l'ensemble des résultats expérimentaux par une loi de régression en puissance. Les résultats expérimentaux correspondant aux faibles valeurs de contrainte (de 2,2 kPa à 13,3 kPa) qui présentent une variabilité importante ne sont pas pris en compte dans le développement de cette relation. Néanmoins, on observe un bon calage entre les valeurs expérimentales et celles déterminées par la relation approchée, comme présenté dans la **Figure 2.14**.

Les relations approchées contrainte normale – résistance au cisaillement de pic et à l'état critique pour les trois différentes densités relatives sont résumées dans le **Tableau 2.9**. La différence entre les résistances au cisaillement obtenues lors des essais et celles issues des relations approchées a été déterminée. Pour toutes les valeurs de contraintes normales appliquées, l'écart relatif entre les deux résistances est inférieur à 8%. Cela montre la pertinence de la relation approchée. De plus, elle permet d'obtenir un comportement non-linéaire (courbure) de la résistance au cisaillement du sol – cela est plus réel qu'un comportement linéaire pour les matériaux comme les sols.

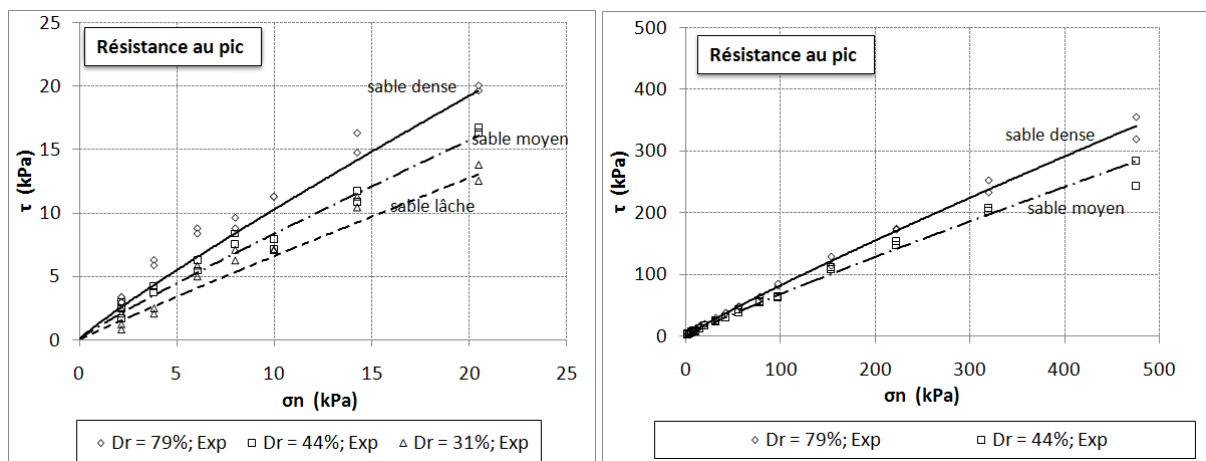


Figure 2.14 : Courbes intrinsèques des résultats expérimentaux et des relations approchées pour différentes densités relatives, de 2,2 à 20,5 kPa (gauche) et de 2,2 à 476,1 kPa (droite)

Tableau 2.9 : Relations approchées contrainte normale – résistance au cisaillement

Relation $\tau = A\sigma^n$			
Densité relative	Caractéristique	A	n
79% (Sable dense)	Pic	1,28	0,91
	Critique	0,94	0,89
44% (Sable moyen)	Pic	1,02	0,91
	Critique	1,10	0,86
31% (Sable lâche)	Pic	0,74	0,95
	Critique	0,96	0,87

Angle de frottement du sable en fonction de la contrainte normale

La relation approchée $\tau = A\sigma^n$ ci-dessus permet d'étudier l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la contrainte normale. De cette relation et selon le critère de rupture Mohr-Coulomb, deux types d'angle de frottement sont possibles à déterminer : l'angle de frottement tangent (φ) et l'angle de frottement sécant à l'origine (φ_s). Le premier est déterminé par dérivation de la relation $\tau = A\sigma^n$ par rapport à σ , on obtient alors : $\tan\varphi = A.n.\sigma^{n-1}$ et la cohésion apparente $c = A.\sigma^n(1-n)$. Le deuxième est exprimé par $\tan\varphi_s = A.\sigma^{n-1}$ et $c = 0$. L'évolution de ces deux types de l'angle de frottement en fonction de la contrainte normale (de 0,1 à 1000 kPa) est illustrée dans la **Figure 2.15**.

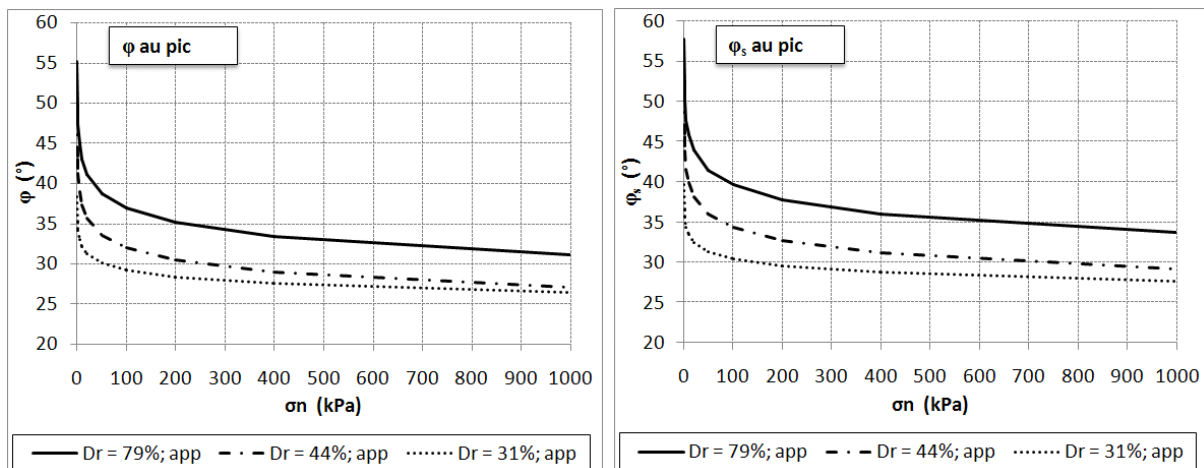


Figure 2.15 : Evolution de l'angle de frottement tangent (gauche) et de l'angle de frottement sécant à l'origine (droite) en fonction de la contrainte normale pour différentes densités relatives, selon la relation approchée (app) $\tau = A\sigma^n$

Très visiblement, on observe une décroissance de l'angle de frottement lorsque la contrainte normale augmente. Ceci est vrai car les courbes intrinsèques utilisées sont non-linéaires. L'angle de frottement décroît de manière très significative pour les faibles contraintes (inférieures à 50 kPa environ), et de manière progressive pour les contraintes plus

importantes. Il a une tendance à atteindre une valeur constante pour les contraintes normales extrêmement importantes.

Ainsi, l'intensité de l'angle de frottement dépend de l'état de densité du sable. Plus le sable est dense, plus l'angle de frottement est important.

Par ailleurs, il est visible que l'angle de frottement sécant (φ_s) à l'origine est légèrement plus élevé que l'angle de frottement tangent (φ). L'angle de frottement sécant est fréquemment utilisé lorsque la courbe intrinsèque est non-linéaire.

Plusieurs auteurs tels que Baker (2004) et Duncan et al. (1989) ont développé une relation permettant d'estimer l'angle de frottement en fonction de contrainte normale. Baker (2004) a développé une relation permettant de tracer une courbe intrinsèque non-linéaire, basée sur les données des essais triaxiaux. Cette relation s'écrit :

$$\tau = P_a \cdot A \left(\frac{\sigma}{P_a} + T \right)^n \quad [2.1]$$

P_a : pression atmosphérique = 1 bar \approx 100 kPa

A, n, T : paramètres caractérisant la forme linéaire de courbe intrinsèque, avec $T = t/P_a$ où t : résistance à la traction qui intercepte l'axe de la contrainte normale.

La dérivée de la résistance au cisaillement par rapport à la contrainte normale donne la tangente de l'angle de frottement qui est une fonction de σ et T , exprimée par :

$$\tan\varphi = A \cdot n \left(\frac{\sigma}{P_a} + T \right)^{n-1} \quad [2.2]$$

Duncan et al. (1989), par ailleurs, a déterminé l'angle de frottement sécant par la relation :

$$\varphi_s = \varphi_0 - \Delta\varphi \cdot \log \left(\frac{\sigma}{P_a} \right) \quad [2.3]$$

P_a : pression atmosphérique = 1 bar \approx 100 kPa

φ_0 : angle de frottement sécant à $\sigma = P_a$

$\Delta\varphi$: changement (réduction) de l'angle de frottement avec accroissement d'un facteur 10 de la contrainte normale.

La **Figure 2.16** présente l'évolution des angles de frottement tangent et sécant du sable de densité moyenne en fonction de la contrainte normale déterminée par notre relation approchée et par les relations de Baker (2004) et de Duncan et al. (1989). Les paramètres A et n déterminés avec nos essais sont utilisés dans la relation de Baker et t et donc T est supposé nulle. Les paramètres φ_0 et $\Delta\varphi$ pour la relation de Duncan et al. sont déterminés à partir des données de nos essais.

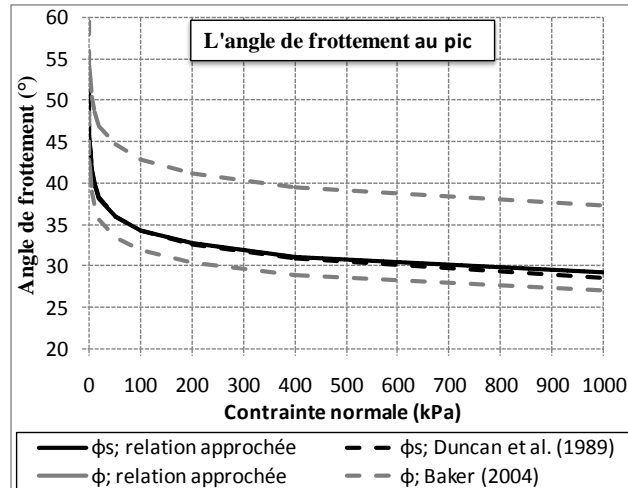


Figure 2.16 : Comparaison de l'évolution de l'angle de frottement du sable moyen

Sur la **Figure 2.16**, l'angle de frottement sécant de la relation approchée est à comparer avec celui de Duncan et al. (1989) et l'angle de frottement tangent est à comparer avec celui de Baker (2004). Une bonne concordance est observable pour l'angle de frottement sécant ; alors qu'un écart important est visible pour l'angle de frottement tangent. Cet écart peut être dû à la méconnaissance de la valeur T dans la relation de Baker et/ou la prise en compte de la pression atmosphérique.

On aperçoit, cependant, la même tendance d'évolution de l'angle de frottement pour tous les cas.

Rigidité du sable en fonction de la contrainte de confinement

Afin d'obtenir une relation permettant d'estimer le module de rigidité du sable de Fontainebleau en fonction de la contrainte de confinement, nous avons réalisé des essais « œdométriques modifiés ». Le principe de l'essai est illustré dans la Figure 2.17.

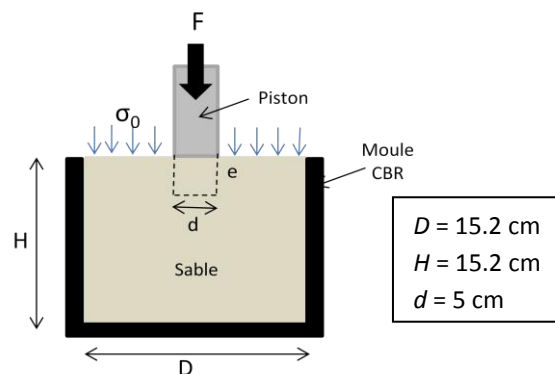


Figure 2.17 : Principe d'essai œdométrique modifié

Trois essais ont été réalisés pour différents états de densité du sable (minimal, moyen et maximal), chaque essai correspond à une densité. Le sable est mis dans un moule CBR et comprimé par la presse hydraulique (avec une vitesse de 1 mm/min) en mettant une plaque métallique comme surcharge qui permet de répartir la force de compression sur toute la surface de l'éprouvette. Lorsque la force atteint une amplitude très forte (environ 5kN soit 280 kPa en terme de pression), l'essai est arrêté. Il n'y a donc pas la phase de déchargement-rechargement comme dans l'essai œdométrique typique.

On obtient à la fin de l'essai la courbe de la force verticale appliquée F sur la surface du sable en fonction de la hauteur d'enfoncement e . La force est divisée par la surface et l'enfoncement par la hauteur initiale du moule, on obtient alors la courbe contrainte verticale-déformation verticale. Selon la loi de Hooke, on peut déterminer le module d'élasticité qui est le rapport contrainte sur déformation. On arrive finalement à déterminer la relation contrainte-rigidité ($\sigma'_1 - E_{oed}$). Cette relation, cependant, ne tient pas compte de la contrainte moyenne et de l'influence de la vitesse de compression.

L'évolution de rigidité a été vérifiée avec la simulation numérique par Plaxis 8.2. La configuration de l'essai expérimental est simulée avec l'hypothèse d'axisymétrie. La loi de comportement du sol utilisé dans la simulation est de type « Hardening –soil model ». L'avantage du modèle de Hardening-soil par rapport à celui de Mohr-Coulomb est la prise en compte de la relation contrainte-rigidité de sol. L'équation de la relation contrainte-rigidité pour l'essai œdométrique selon le manuel dans Plaxis s'écrit :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos\varphi - \sigma'_1 \sin\varphi}{c \cos\varphi + P^{ref} \sin\varphi} \right)^m \quad [2.4]$$

E_{oed} : est le module œdométrique

E_{oed}^{ref} : est le module œdométrique tangentiel de référence à la contrainte verticale ($-\sigma'_1$) égale à la pression de confinement de référence $P^{ref} = 100$ kPa

c, φ : la cohésion et l'angle de frottement du sol

m : paramètre caractérisant la forme de courbe contrainte-rigidité

La simulation numérique telle qu'avec Plaxis nécessite plusieurs paramètres. L'essai triaxial permet d'obtenir les paramètres nécessaires : $c, \varphi, \psi, E_{oed}^{ref}$. On a utilisé les résultats issus de l'essai triaxial pour entrer dans la simulation numérique. Par contre, seul le sable dense a été caractérisé par l'essai triaxial. La relation contrainte-rigidité développée ci-après est donc appliquée pour un sable de densité maximale.

Plusieurs simulations ont été effectuées avec une variation de valeur m de 0,1 à 1. La courbe force-déplacement de l'expérience a été comparée avec des courbes de la simulation numérique. Nous avons trouvé que la valeur $m = 0,5$ semble la plus pertinente. Cela rejoint la proposition de Janbu (1963). La **Figure 2.18** montre une bonne corrélation entre la courbe expérimentale contrainte-rigidité et les courbes déterminées par la relation [2.4].

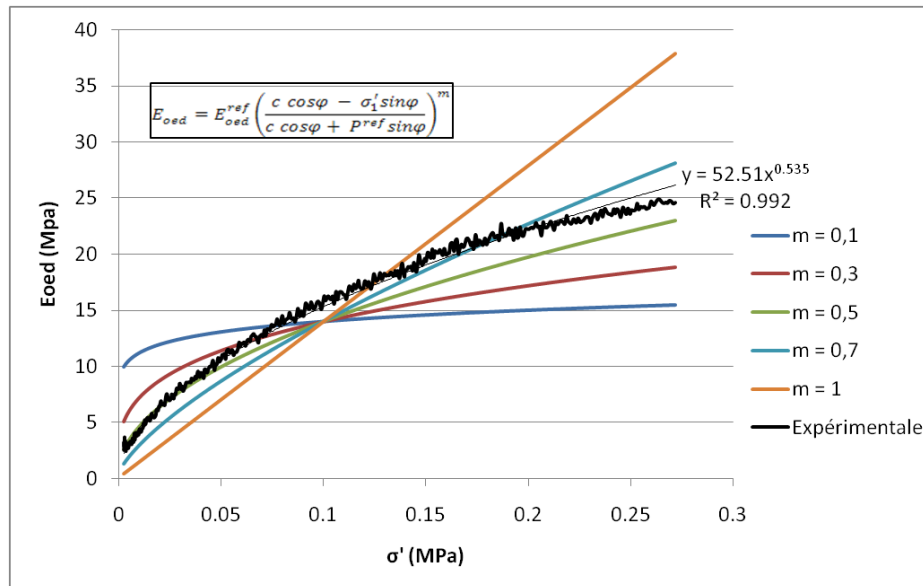


Figure 2.18 : Courbes contrainte-rigidité du sable de Fontainebleau de densité maximale

Le module œdométrique E_{oed} défini ci-dessus traduit la relation entre la contrainte et la déformation lorsque le sol ne peut pas se déformer latéralement. Selon la théorie d'élasticité on peut lier E_{oed} au module d'élasticité drainé E' et au coefficient de Poisson ν .

2.4.2 Caractéristiques mécaniques de l'interface sable-polycarbonate

Dans l'étude de l'interaction sol-structure avec le modèle réduit, le matériau choisi représentant la maquette de structure est du polycarbonate, et la surface de celui-ci est normale ou lisse. La contrainte appliquée sur la structure, à l'échelle réduite, est très faible de l'ordre 0,25 à 0,5 kPa. Nous expliquerons plus en détail de la conception de la maquette de structure et du choix du matériau dans le chapitre suivant.

Le comportement de l'interface a été testé par l'essai de cisaillement direct (même appareil et méthodologie que ceux utilisés pour la caractérisation du sable). La demi-boîte inférieure est remplie par le matériau polycarbonate et par le sable de Fontainebleau pour la demi-boîte supérieure. L'influence de contrainte normale de faible à forte de 2,2 à 97,6 kPa (Le poids de la demi-boîte supérieure a été pris en compte), de densité du sable (sables lâche, moyen et dense) et de rugosité de la surface du polycarbonate (surfaces normale et sablée) a été analysée. Pour chaque valeur de contrainte, nous avons effectué deux essais identiques afin de s'assurer de leur bonne reproductibilité. Au total 96 essais ont été réalisés.

Dans le cadre de nos essais, nous n'avons étudié que le comportement global de l'interface. Le comportement global de l'interface est caractérisé par la résistance au cisaillement de pic ou à l'état critique, mais plus généralement par le coefficient de frottement au pic ou à l'état critique (Claquin, 2003). Le coefficient de frottement μ est le rapport entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale τ/σ .

La **Figure 2.19** montre l'évolution de la résistance au cisaillement de l'interface par rapport au déplacement horizontal relatif au cours d'un essai. Elle montre aussi le comportement de l'interface pour différents cas d'étude.

Le comportement de l'interface étudié dans tous les cas correspond à un comportement élasto-plastique voire élasto-parfaitement plastique. L'écroutissement négatif qui donne une résistance au pic puis à l'état critique est observable uniquement pour le cas avec polycarbonate sablé. Le domaine élastique ou le seuil de glissement apparaît pour le déplacement relatif inférieur à 1 mm environ. Au-delà de ce seuil, on trouve le glissement entre le sable et le polycarbonate.

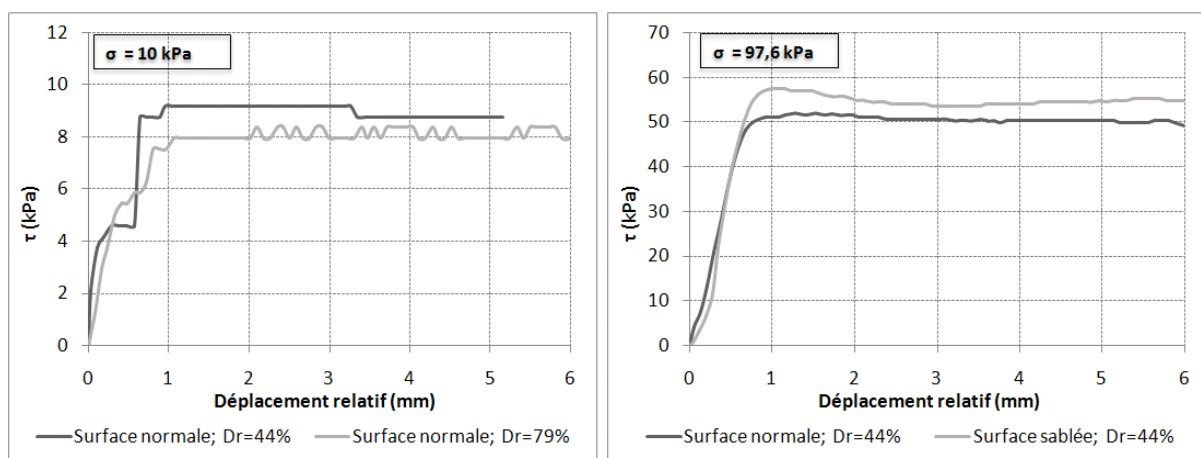


Figure 2.19 : Courbes résistance au cisaillement – déplacement relatif de l'interface sable-polycarbonate de l'essai de cisaillement. L'effet de densité (gauche) ; l'effet de rugosité (droite)

Pour visualiser l'ensemble des résultats sur la résistance au cisaillement ainsi que le coefficient de frottement de chaque essai, nous avons tracé les courbes σ - τ forcées à l'origine correspondant aux deux plages de contraintes normales de 2,2 à 10 kPa et de 2,2 à 97,6 kPa, pour deux rugosités différentes du polycarbonate (**Figure 2.20**) et deux densités différentes du sable (**Figure 2.21**). Le **Tableau 2.10** résume les valeurs du coefficient de frottement ou rapport τ/σ pour les différents cas.

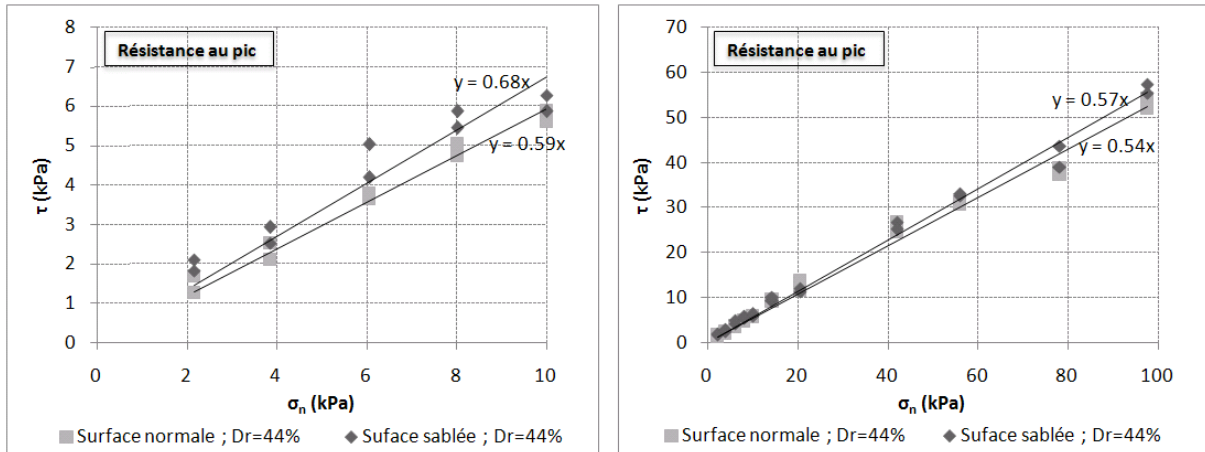


Figure 2.20 : Courbes contrainte normale – résistance au cisaillement forcées à l’origine de l’interface entre sable de densité moyenne et polycarbonate de différents types de surface. Résultats pour les contraintes de 2,2 à 10 kPa (gauche) ; de 2,2 à 97,6 kPa (droite)

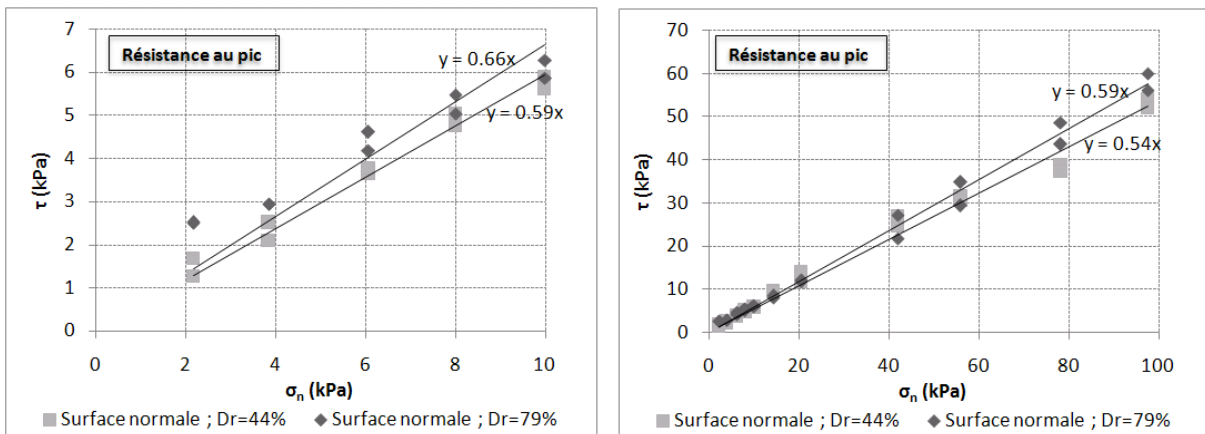


Figure 2.21 : Courbes contrainte normale – résistance au cisaillement forcées à l’origine de l’interface entre sable de différentes densités et polycarbonate de surface normale, avec les contraintes de 2,2 à 10 kPa (gauche) ; et de 2,2 à 97,6 kPa (droite)

Tableau 2.10 : Coefficient de frottement de l’interface sable-polycarbonate pour les différents cas

Densité relative	Contrainte normale (kPa)	Coefficient de frottement μ	
		Surface sablée (rugueuse)	Surface normale (lisse)
79% (sable dense)	2,2 – 10	0,86	0,66
	2,2 – 97,6	0,62	0,59
44% (sable moyen)	2,2 – 10	0,68	0,59
	2,2 – 97,6	0,57	0,54

Le coefficient de frottement est la pente de la courbe de tendance calculée par la régression linéaire des points expérimentaux. Cette courbe de tendance est forcée à passer par l'origine afin de supprimer l'interception sur l'axe de la résistance au cisaillement.

L'influence de la rugosité est clairement observable. Plus la surface du polycarbonate est rugueuse, plus le frottement est important. L'influence est plus visible dans le cas des faibles contraintes (cf. **Figure 2.20** gauche).

L'effet de la densité est aussi identifiable. L'intensité du frottement augmente avec la densité du sable. L'influence de la densité est aussi plus visible dans le cas des faibles contraintes (cf. **Figure 2.21** gauche)

Dans tous les cas, le coefficient de frottement déterminé dans la plage de faibles contraintes est plus important que celui déterminé sur l'ensemble des contraintes. On observe particulièrement dans le **Tableau 2.10** une amplitude très marquante pour l'interface entre le sable dense et le polycarbonate de surface rugueuse (0,86). Ceci est lié à la variation des résultats obtenus surtout au niveau de faibles contraintes. Une des raisons de cette variation peut être due à la procédure d'essai : l'interface n'est pas toujours correctement placée au niveau du plan de cisaillement.

De façon analogue à l'essai de cisaillement sur sable, nous avons développé la relation permettant d'approcher la valeur de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale. La **Figure 2.22** (gauche) montre un bon accord de cette relation approchée avec les résultats expérimentaux pour une interface entre le sable moyen et le polycarbonate de surface normale. Elle compare aussi le comportement de l'interface avec celui du sable, basé sur les résultats obtenus des relations approchées. Clairement, la résistance au cisaillement sable-sable est plus forte que celle de l'interface sable-polycarbonate. La **Figure 2.22** (droite) présente l'évolution du rapport τ/σ en fonction de la contrainte normale. La tendance est la même que l'évolution de l'angle de frottement observée dans l'essai de cisaillement sable-sable.

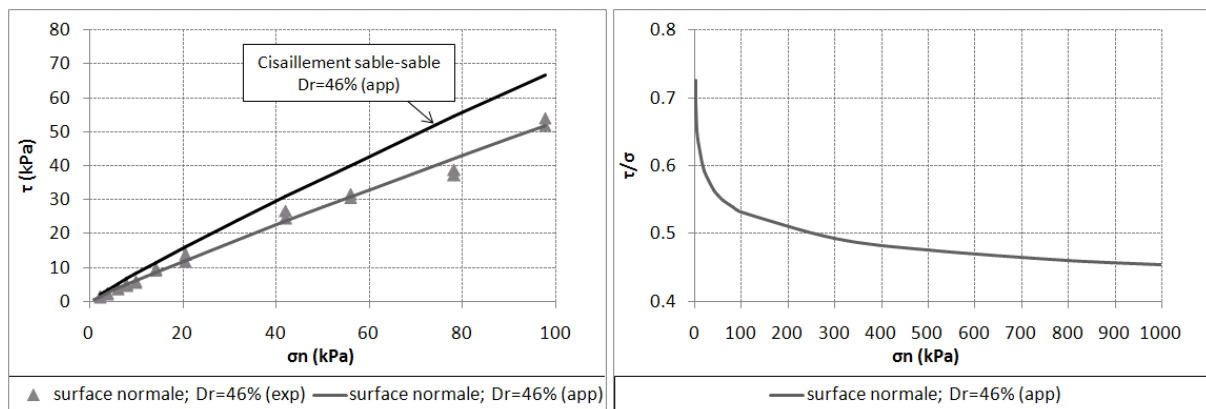


Figure 2.22 : Comparaison de la résistance au cisaillement du sol avec celles de l'interface obtenue lors de l'expérience et de la relation approchée (gauche) ; et évolution de τ/σ en fonction de contrainte normale (droite), pour un polycarbonate de surface normale et un sable de densité moyenne

2.5 Synthèse et Conclusion

L'INERIS a développé un modèle physique réduit de grandes dimensions afin d'étudier les différents mouvements de terrain (affaissements, fontis, etc.) et leurs conséquences sur les structures en surface (maisons individuelles, bâtiments collectifs, etc.). A terme, 48 vérins placés au fond du modèle seront utilisés pour créer des mouvements de terrain à la surface. Cependant, **un seul vérin est utilisé** dans le cadre de cette thèse. La **technique d'imagerie numérique (DIC) est employée** pour mesurer les déplacements et les déformations des mouvements du terrain et de la structure à la surface.

Certaines contraintes et limites sont imposées à ce modèle réduit. Le modèle est soumis à l'accélération de gravité terrestre (1g) : les **résultats obtenus sont donc purement qualitatifs**. Un sable réel de Fontainebleau est choisi pour représenter le massif du sol : le facteur d'échelle géométrique est limité au maximum 1/50^{ème}. La géométrie des cas d'études est alors limitée par la taille du modèle réduit, les caractéristiques du vérin et le facteur d'échelle choisi.

La validation du modèle physique est essentielle pour rendre nos résultats de recherche fiables et utiles. L'étude paramétrique permet de relier les caractéristiques recherchées du mouvement de terrain en surface aux paramètres d'entrée du modèle physique (au niveau du vérin et du massif de sol). Certains **résultats de cette étude rejoignent les observations faites par plusieurs chercheurs**. Cela montre une certaine validité du modèle physique.

Néanmoins, **la méthode de mise en place du sable influence les résultats**, ce qui induit une variabilité d'un essai à l'autre. La méthode de mise en place doit être améliorée pour réduire cette variabilité.

Une étude sur le comportement de l'état initial du massif de sable est réalisée par l'essai pénétrométrique Panda. Les résultats montrent une variabilité spatiale de la densité du massif de sable.

Nous rencontrons, par ailleurs, l'erreur et le problème liés à la méthode de traitement des images ainsi que de la méthode d'exploitation des essais. Ceci est aussi un facteur notable à corriger ou à réduire.

Le comportement du sable de Fontainebleau et de l'interface entre celui-ci et le matériau polycarbonate représentant la structure ont été analysés au laboratoire par plusieurs essais notamment par l'essai de cisaillement direct.

Lorsque le sable et l'interface sont soumis à une faible contrainte, leurs valeurs caractéristiques (la cohésion et l'angle de frottement pour le sable ; le coefficient de frottement pour l'interface) sont plus importantes. Le sable dense est plus résistant que les sables moyen et lâche ; alors que l'interface avec le polycarbonate, rugueuse, est plus collante que celle avec le polycarbonate normal ou lisse.

Basé sur les données des essais de cisaillement direct, nous avons développé une relation permettant d'estimer la résistance au cisaillement du sable et de l'interface en fonction de la contrainte normale. Un bon accord entre les résultats de cette relation approchée et ceux de l'expérience est prononcé. De cette relation approchée, on est capable d'évaluer

l'angle de frottement du sable et le coefficient de frottement de l'interface en fonction de la contrainte normale.

Une relation contrainte-rigidité du sable a, par ailleurs, été développée sur la base des données de l'essai œdométrique modifié. Cet essai est vérifié par la simulation numérique de Plaxis. Puis la courbe contrainte-rigidité de la relation développée est comparée avec les différentes courbes obtenues de la relation développée par Plaxis. Notre courbe expérimentale est bien conformée à une de ces courbes.

Le modèle physique d'INERIS représente un outil scientifique qui peut être utilisé pour étudier le comportement des mouvements de terrain induits par la cavité souterraine. Cependant, des améliorations doivent être apportées au modèle physique pour la meilleure pertinence de son résultat :

- La méthode de mise en place du sable devrait être effectuée de manière systématique et identique d'un essai à l'autre afin d'éliminer ou réduire les effets des conditions initiales qui présentent des variabilités non-négligeables sur les résultats. Une méthode de mise en place du sable par « **pluviation** » permettant une densité précisément contrôlable nous semble essentielle.
- Le modèle physique est soumis à l'accélération de gravité terrestre (1g) ; les lois de similitudes ne sont pas totalement respectées surtout au niveau de l'état de contrainte. Il est donc intéressant de réaliser les **tests en centrifugeuse** afin d'observer les phénomènes étudiés dans le champ de contrainte réelle et de comparer avec le modèle physique 1g pour évaluer l'impact de cette limite 1g sur les résultats obtenus. En effet, une étude de comparaison du modèle physique d'INERIS avec le modèle physique en centrifuge de l'IFSTTAR a été initialisée. La technique de corrélation d'images numérique (DIC) avec deux cameras utilisée pour le modèle physique 1g a été prouvée faisable pour le modèle physique sous forte gravité (jusqu'à 60g). Les résultats obtenus sont très prometteurs pour l'étude de l'interaction sol-structure et des solutions de protection au sein du modèle centrifuge.

Dans les chapitres suivants, nous allons employer ce modèle réduit 1g pour analyser le phénomène d'interaction sol-structure puis la performance d'une solution de protection.

Chapitre 3

Analyse Expérimentale de l'Interaction Sol-Structure

3 Analyse Expérimentale de l'Interaction Sol-Structure

Dans le chapitre précédent, on a prouvé que le modèle physique développé par l'INERIS est opérationnel et validé : certains résultats issus du modèle sont bien en accord avec les résultats des analyses empiriques et des observations. Ce chapitre est consacré à l'étude expérimentale de l'interaction sol-structure par le moyen de ce modèle réduit tridimensionnel.

Nous cherchons ici à mettre en plus la lumière sur le phénomène de l'interaction sol-structure : l'influence de la présence d'une structure sur les mouvements de terrain, et inversement le transfert des mouvements de terrain vers la structure à la surface. Puis nous allons évaluer les dommages soumis à la structure, avec les apports bibliographiques. Une étude paramétrique vis-à-vis de l'influence de la position de la structure sur l'interaction sol-structure est réalisée pour une meilleure compréhension de ce phénomène.

La structure étudiée correspond à un bâti type « maison individuelle ». Ce choix est retenu pour deux raisons importantes : 1) la maison individuelle est un des enjeux le plus sensible lors d'un mouvement de terrain ; 2) la facilité pour la simplification et la faisabilité dans la construction de maquette de structure pour les essais avec le modèle physique. La conception et le développement de cette maquette seront discutés dans la section 3.2.

L'effet de l'interaction sol-structure peut être évalué par la comparaison des mouvements de terrain en présence d'une structure avec ceux dans la situation de terrain vierge (sans structure en surface). L'influence de la structure sera visible à travers les variations des déplacements, des déformations, de la pente ou encore de la courbure du sol dans les deux cas. Il nécessite donc un profil des mouvements du sol en terrain vierge comme pour l'étude de l'interaction sol-structure.

3.1 Mouvements du sol en terrain vierge

Les essais en terrain vierge ont été réalisés afin de constituer une référence non seulement dans l'étude de l'interaction sol-structure, mais aussi dans l'étude de performance de la solution de protection par tranchée périphérique.

Les paramètres employés pour réaliser ces essais sont présentés dans le **Tableau 3.1**. Les valeurs correspondant à l'échelle prototype sont aussi exposées, avec le respect des lois de similitude pour un facteur d'échelle géométrique de $1/40^{\text{ème}}$ (le facteur d'échelle maximum applicable au modèle physique est retenu à $1/50^{\text{ème}}$, cf. section 2.2). Les valeurs des paramètres sont choisies pour représenter des cas réels de mines et carrières. Nous avons effectué les essais avec deux valeurs différentes de hauteur de recouvrement. Afin de

s'assurer de la reproductibilité des essais, la configuration avec la hauteur de 300 mm est réalisée avec 4 essais identiques du même jeu de paramètres, et avec 2 essais identiques pour la configuration avec la hauteur de 500 mm.

Tableau 3.1 : Paramètres utilisés pour les essais du modèle physique

Paramètres d'essai			
Modèle physique (1/40 ^{ème})		Prototype (échelle réelle)	
Hauteur du massif de sable (mm)	300	Hauteur du recouvrement (m)	12
	500		20
Largeur du vérin (mm)	250	Largeur de la cavité (m)	10
Déplacement vertical du vérin (mm)	0 à 30	Ouverture de la cavité (m)	0 à 1,2
Vitesse de déplacement du vérin (mm/s)	0,15	Vitesse de rupture de la cavité (mm/s)	0,95

La **Figure 3.1** illustre les configurations d'essai en terrain vierge. Les valeurs caractéristiques du sable données dans la figure correspondent à la densité moyenne du massif estimée par essai pénétrométrique Panda (cf annexe C.1). Après la mise en place et la préparation du massif de sable, le vérin est descendu avec une vitesse constante. On obtient à la surface une cuvette d'affaissement dont les composants sont les déplacements vertical et horizontal et leurs dérivées sont la pente et la déformation horizontale ainsi que la courbure du terrain (la définition théorique de ceux-ci sont données dans la section 1.3).

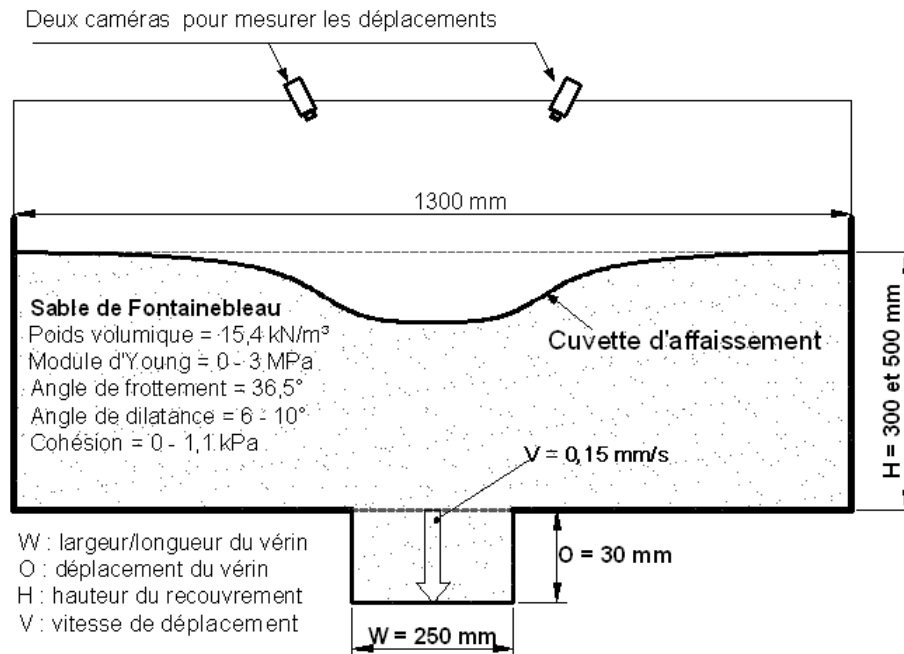


Figure 3.1 : Configuration d'essai en terrain vierge réalisé dans le bâti expérimental

Comme montrée dans le chapitre précédent, la forme 3D de la cuvette d'affaissement n'est pas parfaitement symétrique ou circulaire. Afin de prendre en compte la dissymétrie axiale du phénomène, trois directions différentes dans le plan horizontal sont utilisées : selon l'axe X , l'axe Y et la bissectrice XY dans le système des coordonnées rectangulaires. La forme de la cuvette dans le plan étant plutôt circulaire, le système de coordonnées cylindriques est préféré. On peut donc remplacer les directions X , Y et XY par les directions radiales qui passent aux centres de la cuvette et du vérin : $R0^\circ$, $R90^\circ$ et $R45^\circ$ respectivement (**Figure 3.2**).

Le logiciel de corrélation d'images Vic3D n'est capable de calculer les déplacements horizontaux que dans les deux directions perpendiculaires $R0^\circ$ et $R90^\circ$. Le déplacement horizontal dans la direction diagonale $R45^\circ$ est déterminé à l'aide des déplacements horizontaux suivant $R0^\circ$ et $R90^\circ$, par :

$$S_{h,R45^\circ} = \sqrt{S_{h,R0^\circ}^2 + S_{h,R90^\circ}^2} \quad [3.1]$$

Selon la relation ci-dessus, le déplacement horizontal suivant la direction diagonale est toujours plus important que celui suivant les directions perpendiculaires.

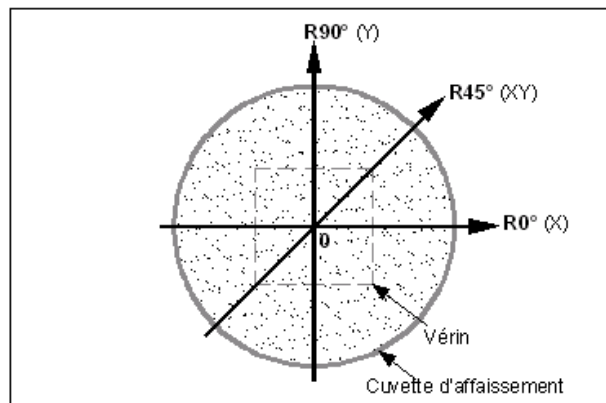


Figure 3.2 : Trois directions $R0^\circ$, $R90^\circ$ et $R45^\circ$ dans le plan horizontal utilisées

Les déplacements vertical et horizontal en surface de la cuvette dans les deux directions perpendiculaires $R0^\circ$ et $R90^\circ$ pour un essai avec la hauteur de recouvrement $H = 300$ mm et un autre essai avec $H = 500$ mm sont présentés dans la **Figure 3.3** ; la pente et la déformation horizontale en surface sont présentées dans la **Figure 3.4**. Nous présentons ici les résultats correspondant à l'état final de l'essai (le déplacement du vérin égale à 30 mm).

Les amplitudes maximales des déplacements vertical et horizontal suivant la direction $R0^\circ$ sont très similaires à ceux suivant la direction $R90^\circ$, pour les deux valeurs de hauteur de recouvrement. Cependant, une faible variabilité est notable pour les valeurs extrêmes de la pente et de la déformation horizontale. Cela peut provenir des variabilités intrinsèques du sable : glissement local des grains du sable ; la nature discrète du sable... Cela peut ainsi expliquer la dissymétrie observable sur la forme de la cuvette entre les deux directions orthogonales.

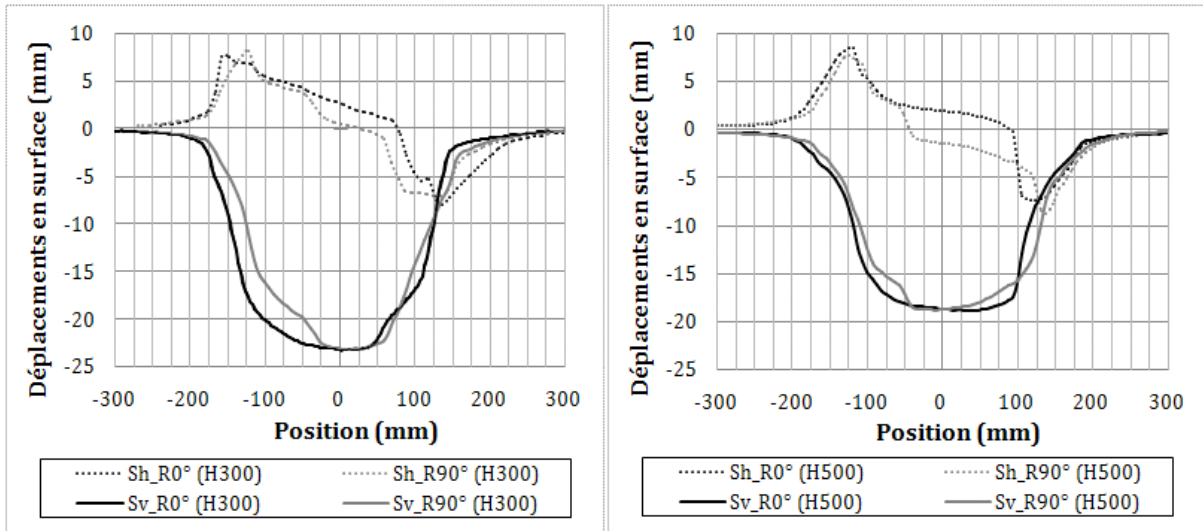


Figure 3.3 : Déplacements vertical (S_v) et horizontal (S_h) du sol en terrain vierge suivant deux directions $R0^\circ$ et $R90^\circ$; avec hauteur de recouvrement $H=300$ mm (gauche) et avec $H=500$ mm (droite)

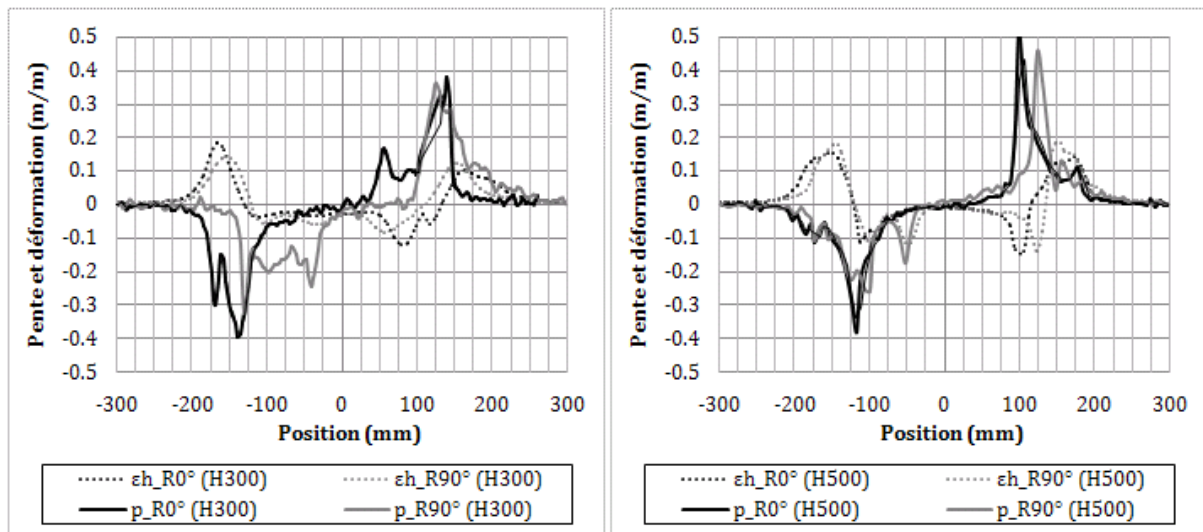


Figure 3.4 : Pente (p) et déformation horizontale (ϵ_h) du sol en terrain vierge suivant deux directions $R0^\circ$ et $R90^\circ$; avec hauteur de recouvrement $H=300$ mm (gauche) et avec $H=500$ mm (droite)

L'influence de la hauteur de recouvrement est visible sur la forme de la cuvette d'affaissement. D'une part, la largeur de cuvette (et donc la distance entre le point d'inflexion i et le centre de cuvette) est plus importante avec l'augmentation de la hauteur de recouvrement. D'autre part, l'amplitude maximale de l'affaissement est plus faible pour une hauteur de recouvrement plus importante. Cette observation joint les résultats d'étude paramétrique présentés dans le chapitre précédent (cf. section 2.3.3). Cette étude paramétrique a aussi montré que le déplacement horizontal diminue avec l'importance de la hauteur

de recouvrement. D'après la **Figure 3.3**, les valeurs maximales de déplacement horizontal semblent égales pour les deux cas de hauteur de recouvrement. Cela peut être expliqué l'influence de la mise en place du sable. Par contre, il devient raisonnable, si l'on considère les valeurs moyennes des essais identiques (**Tableau 3.2**).

Le **Tableau 3.2** présente les valeurs moyennes pour les quatre essais avec $H = 300$ mm et les deux essais avec $H = 500$ mm de différents paramètres. Les pentes du terrain (p) sont calculées par la dérivation des déplacements verticaux, elles sont donc non-déterminées directement par la corrélation des images. Les points d'inflexion (i) sont déterminés en interrogeant les courbes de déplacement horizontal (S_h) et de pente à localiser le point où S_h et p sont maximaux.

Tableau 3.2 : Valeurs moyennes des différents paramètres des mouvements du sol en terrain vierge suivant trois différentes directions horizontales, pour deux hauteurs de recouvrement $H=300$ mm et $H=500$ mm

Paramètre	Unité	H = 300 mm (4 essais)			H = 500 mm (2 essais)		
		R0°	R90°	R45°	R0°	R90°	R45°
$S_{v,max}$	mm	-22,7	-22,7	-22,7	-18,8	-18,8	-18,8
$S_{h,max}$ (g)	mm	9,7	7,7	12,4	8,1	7,8	11,2
$S_{h,max}$ (d)	mm	-8,8	-9,9	-13,2	-7,1	-8,6	-11,1
p_{max} (g)	%	-36,9	-34,7	-45,0	-30,3	-32,9	-38,2
p_{max} (d)	%	45,6	38,4	55,3	41,7	38	51,0
$\varepsilon_{hc,max}$	%	-7,7	-8,7	-	-8,0	-13	-
$\varepsilon_{ht,max}$	%	14,1	14,6	-	10,1	13,3	-
$R_{cc,min}$	mm	125,0	76,9	-	71,4	66,7	-
$R_{cv,min}$	mm	-166,7	-111,1	-	-100	-76,9	-
i (g)	mm	125	126	125	135	130	140
i (d)	mm	138	140	130	128	145	145

$S_{v,max}$: déplacement vertical maximal ; $S_{h,max}$: déplacement horizontal maximal ; p_{max} : pente maximale ; $\varepsilon_{hc,max}$: déformation horizontale maximale en compression ; $\varepsilon_{ht,max}$: déformation horizontale maximale en extension ; $R_{cc,min}$: rayon de courbure minimal en concave ; $R_{cv,min}$: rayon de courbure minimale en convexe ; i : distance entre le point d'inflexion et le centre de cuvette ; (g) et (d) : valeurs correspondant à la partie gauche et à la partie droite par rapport à l'origine.

Les valeurs maximales de la partie gauche des courbes de déplacement horizontal de pente et distance du centre au point d'inflexion sont comparées avec celles de la partie droite. On peut observer une variation entre les deux valeurs – ceci est lié à la dissymétrie de la cuvette induite par les variabilités intrinsèque du sable. Il est notable que la pente est plus importante pour la partie droite que gauche.

D'autre part, on aperçoit, dans tous les cas, que **la déformation horizontale maximale en extension est plus importante que la déformation en compression** – ceci est justifié par la résistance du sol qui est plus faible en extension qu'en compression. Con-

trairement, le rayon minimal de courbure ou la courbure maximale ($1/R_{min}$) est plus prononcé dans la zone concave que convexe.

La distance entre les points d'inflexion (gauche et droite) est, par ailleurs, légèrement plus importante que la largeur du vérin (250 mm) : environ de 5 à 15 mm plus large pour la configuration avec $H=300$ mm ; et de 15 à 45 mm plus large avec $H=500$ mm.

Il est important de noter que les amplitudes des mouvements de terrain obtenues sont trop significatives pour qu'une maison individuelle puisse les supporter – elle est sans doute soumise aux risques de dommage. Selon les seuils de dommage proposés par Kazmierczak et Al Heib (2008) dans le cas minier, par exemple, le dommage de structure est négligeable lorsque la déformation horizontale du terrain ne dépasse pas 0,2% et la pente est inférieure à 0,75%. On est largement supérieur à ces seuils.

Si l'on ramène à l'échelle prototype avec un facteur d'échelle géométrique $1/40^{\text{ème}}$, on obtient un déplacement vertical maximal de l'ordre de 0,8 à 0,9 m, le déplacement horizontal maximal de 0,3 à 0,5 m et la largeur de cuvette de 20 à 24 m (la largeur est considérée égale à $5 \times i$). Cela correspond généralement plus à un fontis qu'un affaissement minier.

3.2 Maquette de structure type maison individuelle

Comme présenté dans l'introduction de ce chapitre, une structure type **maison individuelle** est retenue pour l'étude de l'interaction sol-structure. Ainsi, elle doit servir à évaluer les dommages sur la structure. Dans le cadre des essais du modèle physique, la maquette de structure devra satisfaire les conditions suivantes :

- Avoir un comportement similaire au prototype. La maquette doit respecter au maximum les conditions de similitudes ;
- Etre instrumentée de manière à perturber le moins possible ses réactions. Les déplacements de la maquette sont ainsi mesurés par la technique de corrélation d'images numériques DIC à l'aide des cameras ;
- Avoir une raideur et un contact vis-à-vis du sol du modèle similaire à ceux du prototype vis-à-vis du sol réel afin de bien représenter le phénomène d'interaction sol-structure ;
- Se déformer de manière élastique afin d'éviter l'utilisation d'une nouvelle maquette à chaque essai.

3.2.1 Conception et dimensionnement

Nous avons réalisé dans le cadre du stage de Master de Thelier (2009) une maquette capable de représenter un bâti type maison individuelle. La conception de la maquette peut être résumée dans la **Figure 3.5** par trois différentes étapes : **1)** simplification de géométrie du prototype ; **2)** réduction de raideur du prototype simplifié ; **3)** transformation du prototype simplifié et assoupli à la maquette avec le respect des lois de similitude.

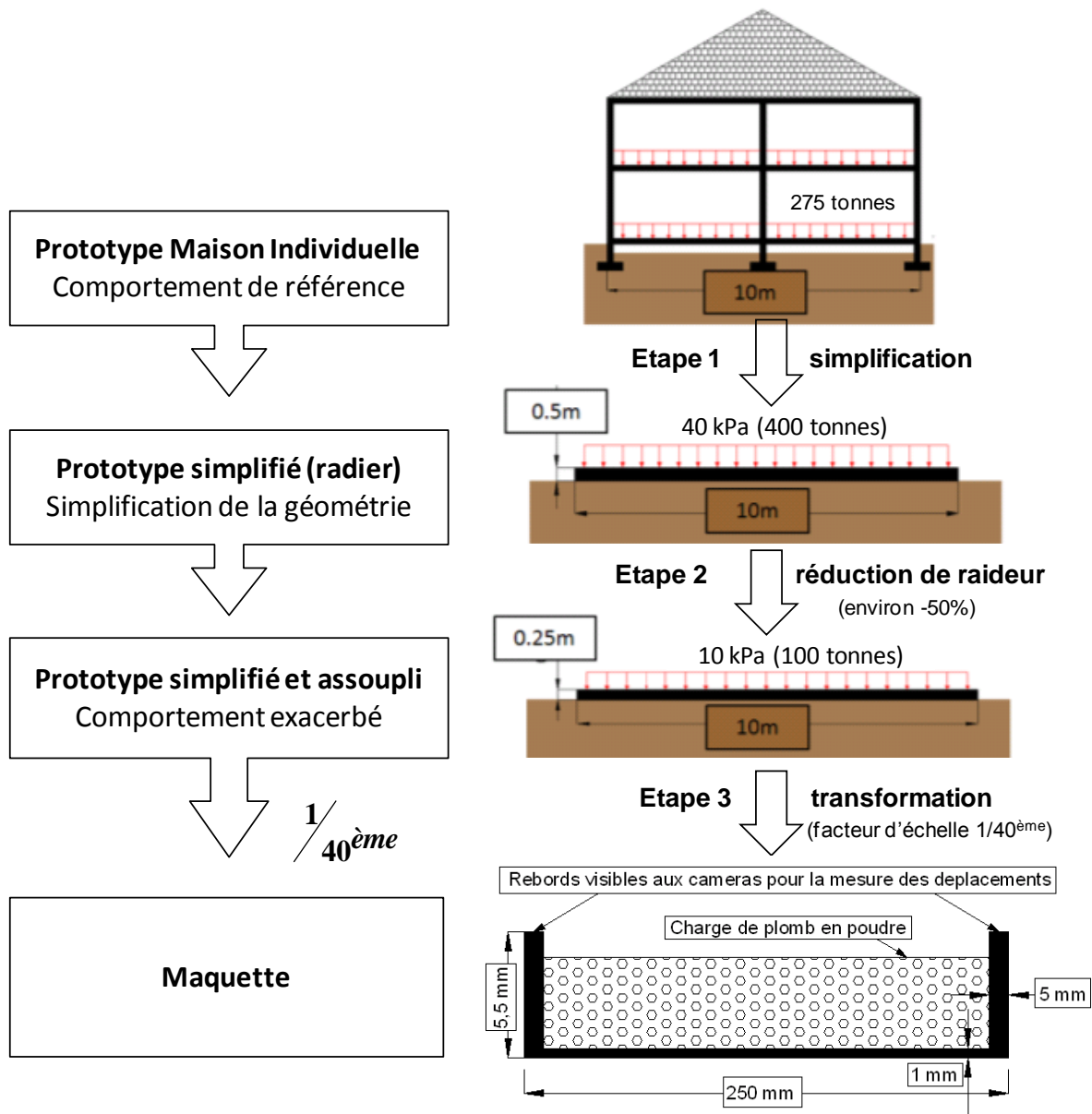


Figure 3.5 : Différentes étapes pour la conception de maquette de structure (dimensions non-respectées à l'échelle)

3.2.1.1 Etape 1 : Simplification de prototype réel

Le prototype réel est une maison individuelle typique de base carrée de 10x10 m², constituée de voiles en maçonnerie et planchers en béton armé, avec deux niveaux (R+1). L'ouverture totale de chaque façade représente 16%. Les fondations sont de types semelles filantes sans sous-sol et encastrées à la profondeur de 0,9 m. La charge totale de la maison est de 275 tonnes. La contrainte appliquée au sol est déterminée, elle est trouvée inférieure à la contrainte admissible déterminée pour les semelles continues superficielles reposant sur

le sol pulvérulent comme le sable. Les caractéristiques de la maison ainsi que les démarches pour déterminer la contrainte appliquée au sol et la contrainte admissible sont exposées plus en détail dans l'annexe D.1.

La conception et la fabrication d'une maquette de structure correspondant à une maison est trop complexe. **Nous avons alors simplifié la maison individuelle par un radier en béton armé de forme parallélépipède.** Ce radier permet d'analyser le comportement de structure dans le plan horizontal mais non vertical.

Afin de valider cette simplification, on a comparé le comportement global de la maison avec celui du radier. Cette étude est réalisée par modélisation numérique avec la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel RobotBat ; l'hypothèse et le développement sont présentés plus en détail dans l'annexe D.2. Nous ne présentons ici qu'une synthèse de cette étude.

La maison et le radier sont soumis aux sollicitations verticale et horizontale comme c'est le cas pour les mouvements de terrain. Le déplacement vertical dans la structure est développé par la modélisation d'une perte d'appui localisée de type fontis située sous un angle de la construction, tandis que l'effort horizontal soumis à la structure est créé par le déplacement horizontal imposé sur un côté de la structure (**Figure 3.6**). Différentes valeurs du rayon de fontis (de 0 à 4 m) sont étudiées pour obtenir différentes valeurs du déplacement vertical. Ainsi, différentes valeurs de déplacement horizontal (de 0 à 40 mm correspondant à la déformation de 0 à 0,4%) sont analysées pour obtenir les différentes valeurs de l'effort normal. Le déplacement vertical en fonction du rayon de fontis et l'effort normal en fonction de déplacement horizontal de la maison sont comparés avec ceux du radier de différentes épaisseurs (de 0,25 à 1,3 m) et de différents chargements (de 0 à 250 kPa).

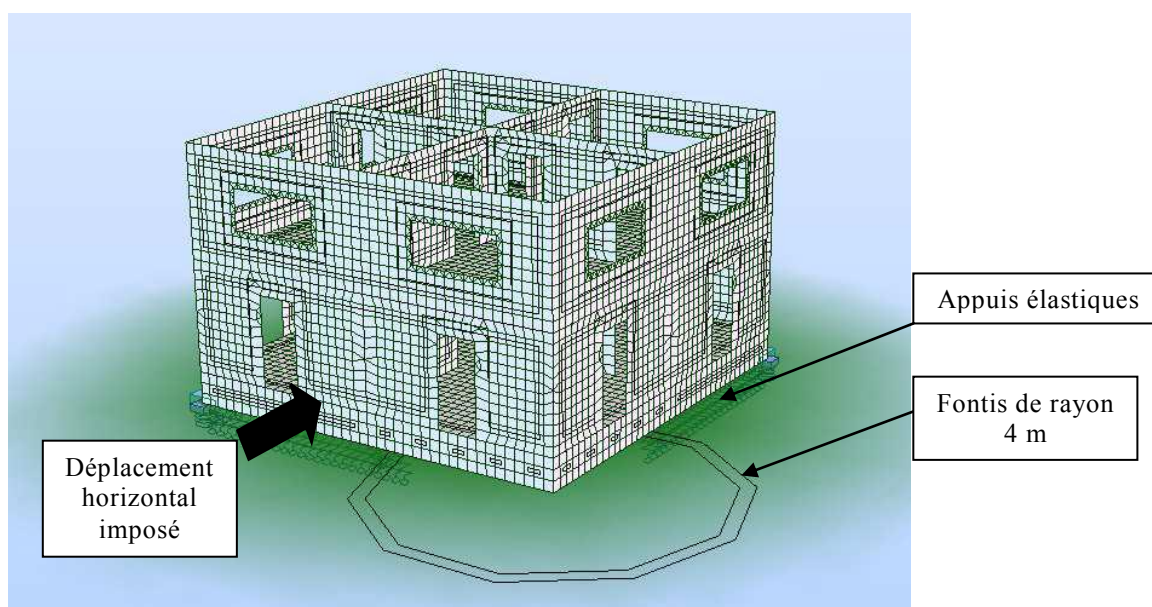


Figure 3.6 : Modélisation de la maison individuelle soumise à une perte d'appui et à un déplacement horizontal imposé

Le comportement global entre la maison (prototype réel) et le radier (prototype simplifié) est similaire. On a retenu alors un radier en béton armé de surface carrée ($10 \times 10 \text{ m}^2$) d'une épaisseur de 50 cm et soumis à une charge uniforme de 40 kN/m^2 . Ce prototype simplifié dispose d'un comportement vertical et horizontal équivalent au prototype réel de maison individuelle. Cette configuration accorde au radier le même comportement horizontal que la maison mais engendre une souplesse 40% supérieure en vertical.

Dans l'étude de l'interaction sol-structure et de l'évaluation de dommage, les structures à géométrie compliquée telles que bâtiments et maisons sont généralement simplifiées par une poutre ou une dalle afin d'affaiblir le coût et la complexité de calcul. Burland & Wroth (1974) et Potts & Addenbrooke (1997) ont simplifié la façade d'un bâtiment par une poutre simple 2D dans l'étude d'évaluation des dommages à la structure et l'étude de l'effet de structure sur les mouvements de sol. Malgré cette simplification, le critère de dommages de Burland & Wroth et l'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke sont largement utilisés. Pickhaver et al. (2010) a également prouvé la fiabilité de l'utilisation de poutres équivalentes pour simplifier les façades d'une maison dans l'étude des conséquences de mouvements de terrain induits par le creusement de tunnel sur les structures en surface.

3.2.1.2 Etape 2 : Réduction de raideur du prototype simplifié

La rigidité axiale du radier en béton armé de 50 cm d'épaisseur est trop importante par rapport à la rigidité du sable. Ce constat correspond à l'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke (1997). La transmission des mouvements de terrain aux structures en surface est plus importante pour la structure souple que rigide. Le radier est donc rendu plus souple afin d'exacerber son comportement en réduisant son épaisseur par 2 et sa charge par 4. Ce choix est un bon compromis pour garder toujours le comportement équivalent entre le prototype réel et le prototype simplifié et pour rester dans le domaine élastique. **On a obtenu donc un radier d'une épaisseur de 25 cm et une charge répartie de 10 kN/m^2 .** Par conséquent, la raideur axiale du radier est réduite de 50%.

D'autre part, créer une maquette basée sur un radier de 50 cm respecte globalement le comportement du prototype mais engendre des déplacements de l'ordre de quelques dizaines de micromètres à l'échelle $1/40^{\text{ème}}$. Sachant que tout système d'acquisition de mesures possède une incertitude fixe, augmenter l'ordre de grandeur des déplacements serait garantir une meilleure précision sur les valeurs observées. En réduisant l'épaisseur du radier, on réduit ainsi son inertie face aux sollicitations du sol. On augmente donc l'amplitude de ses déplacements, notamment horizontaux.

3.2.1.3 Etape 3 : Transformation du prototype simplifié à la maquette

Le prototype simplifié et assoupli doit être transformé à l'échelle réduite sous forme de maquette en respectant les lois de similitude. Les caractéristiques de la maquette (considérée comme une plaque mince au sens de la résistance des matériaux) doivent être déterminées afin que la rigidité axiale EA et la rigidité en flexion EI (avec E : le module d'Young du ma-

tériau utilisé, A : la section de maquette, I : le moment d'inertie de maquette) respectent les lois de similitude (cf. section 2.2) et le facteur d'échelle correspondant ($1/40^{\text{ème}}$). Le module EI que nous avons choisi de respecter pour le dimensionnement de maquette s'appuie sur la théorie des poutres qui n'est à première vue pas la plus adaptée pour modéliser une géométrie de type dalle ou radier. Cependant, les valeurs de des produits EI d'une poutre et d'un radier sont très proches avec un écart de 4% par rapport au produit EI du radier (cf. annexe D.3). On a donc fait l'hypothèse simplificatrice que le comportement global de la maquette vis-à-vis de la flexion ou de la compression/extension respecte la théorie des poutres. Le **Tableau 3.3** présente les conditions de similitudes des paramètres à respecter pour construire une maquette à partir du prototype simplifié.

Tableau 3.3 : Conditions de similitude à respecter pour une maquette idéale à l'échelle $1/40^{\text{ème}}$ transformée du prototype simplifié d'un radier de 25 cm d'épaisseur.

Paramètre	Unité	Prototype simplifié	Facteur d'échelle	Maquette idéale
Largeur (B)	m	10	1/40	0,25
Longueur (L)	m	10	1/40	0,25
Hauteur (H)	m	0,25	1/40	$6,25 \times 10^{-3}$
Section (A)	m ²	2,5	$1/40^2$	$1,56 \times 10^{-3}$
Moment d'inertie (I)	m ⁴	$1,3 \times 10^{-2}$	$1/40^4$	$5,09 \times 10^{-9}$
Module élastique (E)	MPa	3×10^4	1/40	750
Contrainte au sol (σ_0)	kN/m ²	10	1/40	0,25
Rigidité axiale (EA)	MN	$7,5 \times 10^4$	$1/40^3$	1,17
Rigidité en flexion (EI)	MN.m ²	$3,9 \times 10^2$	$1/40^5$	$3,81 \times 10^{-6}$

Il est important de noter que le respect des produits EA et EI est le critère le plus considéré dans le dimensionnement de maquette car ils conditionnent les comportements horizontal et vertical de la maquette. Cette constatation permet d'employer un matériau de module élastique différent de la valeur requise, ou encore une épaisseur autre que celle respectant la loi de similitude. On a choisi de respecter la longueur et la largeur du radier.

La première solution à laquelle nous avons pensé est une plaque en caoutchouc de module élastique 750 MPa et d'épaisseur 6,25 mm que l'on surcharge par un matériau dense et massif afin d'atteindre la contrainte au sol requise. Ces valeurs de grandeurs correspondent bien aux valeurs requises pour obtenir une maquette idéale. Cependant cette solution ne permet pas le suivi des déplacements par caméras puisque ces dernières (placées au dessus du modèle physique) ne sauraient voir les déplacements de la structure masquée par le chargement.

Une géométrie de type bac dont les dimensions sont présentés dans la **Figure 3.5** semble apporter un double avantage : le bac permet de contenir un matériau granulaire ou en poudre (très peu rigide par rapport au même matériau massif) et les rebords du bac, visibles aux caméras, permettent de suivre les déplacements de la structure (**Figure 3.7**). Cette

solution est donc retenue. La réflexion complète du pré-dimensionnement de la maquette est présentée en annexe D.3.

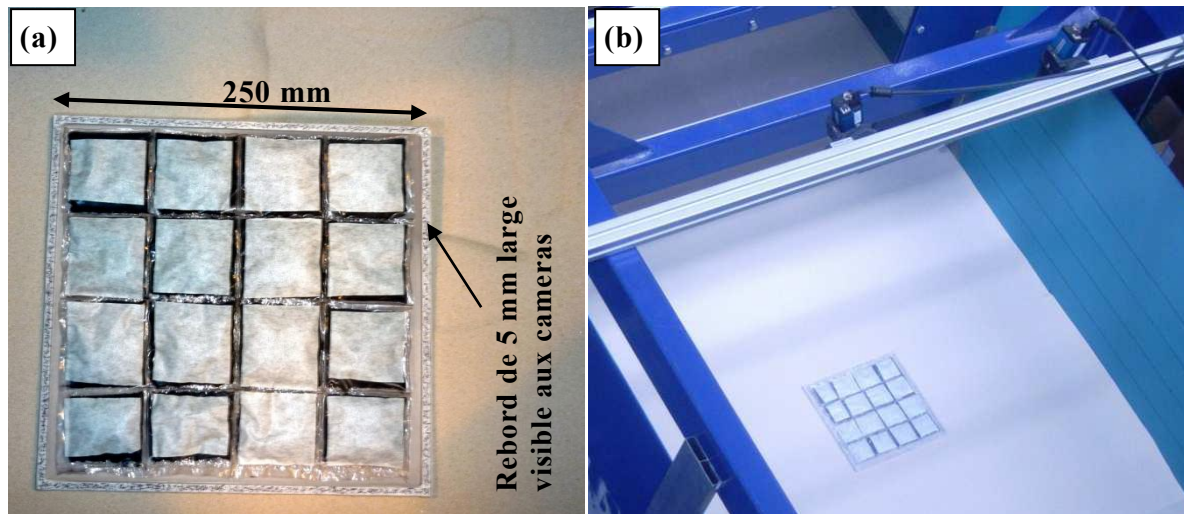


Figure 3.7 : Maquette de structure retenue. (a) la maquette de type bac en polycarbonate avec la surcharge des billes de plomb placée dans des petits sacs permettant d'assurer une bonne répartition de charge lors d'essai ; (b) Position des caméras visant la maquette

Le **matériau polycarbonate** est choisi pour la maquette et **les billes de plomb** sont choisies pour représenter la surcharge placée à l'intérieur de l'enveloppe. L'enveloppe en polycarbonate permet de rester dans le domaine élastique sous l'action de la surcharge et de mieux respecter les produit EA et EI . L'avantage du plomb en poudre sous forme de billes est sa rigidité très faible et sa masse volumique importante – il peut donc donner une masse importante avec un minimum de rigidité. Les caractéristiques de polycarbonate et des billes de plomb sont présentés dans le **Tableau 3.4**.

Le choix de ces matériaux est un meilleur compromis parmi les matériaux suspectés et en fonction des moyens disponibles – on ne respecte pas donc parfaitement les conditions de similitude mentionnées dans le **Tableau 3.3**. Par conséquent, on obtient l'écart relatif entre la maquette idéale et la maquette retenue en termes de la masse, rigidité axiale et rigidité en flexion. Le **Tableau 3.5** montre que la maquette retenue est plus souple de 25% pour la rigidité axiale et de 36% pour la rigidité en flexion. Cette souplesse supplémentaire peut donner, à l'échelle réelle, une interprétation peu réaliste, mais permet de rendre encore plus visible le phénomène d'interaction sol-structure.

Tableau 3.4 : Caractéristiques des matériaux de la maquette retenue

Matériau	Module élastique (MPa)	Masse volumique (kg/m^3)
Billes de plomb (diamètre de 0,3 à 0,5 mm)	13	7000
Polycarbonate de surface normale (lisse)	2200 (en flexion) 2500 (en traction)	1200

Tableau 3.5 : Ecart relatif des paramètres principaux entre la maquette idéale et la maquette retenue

Paramètre	Unité	Maquette idéale	Maquette retenue	Ecart
Masse ⁽¹⁾ (M)	kg	1,56	1,57	1%
Rigidité axiale (EA)	MN	1,17	0,75	-36%
Rigidité en flexion (EI)	MN.m ²	3,81e ⁻⁶	2,86e ⁻⁶	-25%

⁽¹⁾ le poids propre et la surcharge inclus

Nous avons effectué deux campagnes d'essais de l'interaction sol-structure : avec une hauteur de recouvrement 300 mm et 500 mm. La même maquette est utilisée pour les deux campagnes. Mais pour la deuxième, la surcharge de la maquette est doublée et égale à 0,5 kPa soit 3,14 kg du poids total. Cette augmentation de la surcharge a pour objectif de rendre plus marqué le contact entre le sol et la maquette de structure. Cette maquette avec la surcharge doublée présente, cependant, un écart très important en termes de masse mais très faible (2 à 3%) en termes de rigidités par rapport à celles de maquette idéale.

3.2.2 Rigidité relative de la maquette

La connaissance de la rigidité relative entre la structure et le sol est importante pour la compréhension du phénomène d'interaction sol-structure. Selon l'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke (1997), les rigidités relatives axiale et en flexion sont déterminées à partir des relations [1.2] et [1.3] du chapitre 1 respectivement. Si l'on considère la rigidité du sable sous faible contrainte de la maquette est de l'ordre 3 MPa (cf. section 2.4.1), on obtient alors les rigidités relatives de la maquette présentés dans le **Tableau 3.6**.

Tableau 3.6 : Rigidités relatives de la maquette et du prototype équivalent à 1/40^{ème}

Paramètre	Unité	Maquette retenue	Facteur d'échelle	Prototype équivalent
Largeur (B)	m	0,25	40	10
Longueur (L)	m	0,25	40	10
Hauteur totale ⁽¹⁾ (H)	m	5,5e ⁻³	40	0,22
Module élastique de maquette (E)	MPa	2200 (flexion) 2500 (traction)	40	8,8e ⁴ 1,0e ⁵
Module élastique du sol (E _s)	MPa	3,0	40	1,2e ²
Rigidité axiale (EA)	MN	0,75	40 ³	4,8e ⁴
Rigidité en flexion (EI)	MN.m ²	2,86e ⁻⁶	40 ⁵	2,9e ²
Rigidité relative axiale (α^*)	-	2,0	-	2,0
Rigidité relative en flexion (ρ^*)	-	3,9e ⁻³	-	3,9e ⁻³

⁽¹⁾ La forme de maquette est de type bac. Cette hauteur correspond à la hauteur de l'enveloppe ; l'épaisseur à l'intérieur du bac n'est que 1mm.

A partir des courbes définissant les facteurs de modification de Potts & Addenbrooke, qui sont en fonction des rigidités relatives et du rapport excentricité sur la largeur de structure e/B (cf. **Figure 1.17** de section 1.4.3), on peut prévoir alors le niveau de rigidité de la structure par rapport au sol en fonction de la valeur du facteur de modification, lors d'un mouvement de terrain.

Pour toute valeur du rapport e/B , les facteurs de modification pour la déformation en compression et en extension $M^{\varepsilon_{hc}}$ et $M^{\varepsilon_{ht}}$ varient de 0 à 0,1 ; et les facteurs de modification pour le ratio de déflexion en concave (sagging) et en convexe (hogging) $M^{DR_{sag}}$ et $M^{DR_{hog}}$ varient de 0 à 1,4. Lorsque la valeur des facteurs de modification est proche de zéro, la structure est considérée très rigide contre le sol, et considérée très souple lorsque les facteurs de modification atteignent leur valeur maximale.

Basées sur les valeurs des facteurs de modification présentées dans le **Tableau 3.7**, nous pouvons juger que notre **maquette est rigide quand elle est excentrée ($e/B=0,5$) par rapport à l'axe de cavité (vérin). La maquette centrée ($e/B=0$) est cependant semble moins rigide en déformation de compression ou en courbure concave de la cuvette.**

Tableau 3.7 : Facteurs de modification pour la maquette selon Potts et Addenbrooke (1997)

Rigidité relative	Rapport excentricité sur largeur de structure	
	$e/B = 0$	$e/B = 0,5$
Axiale : $\alpha^* = 2,0$	$M^{\varepsilon_{hc}} = 0,05$	$M^{\varepsilon_{hc}} = 0,015$
	$M^{\varepsilon_{ht}} = 0,005$	$M^{\varepsilon_{ht}} = 0,035$
Flexion : $\rho^* = 3,9e^{-3}$	$M^{DR_{sag}} = 0,6$	$M^{DR_{sag}} = 0,15$
	$M^{DR_{hog}} = 0,2$	$M^{DR_{hog}} = 0,4$

Il faut noter que les valeurs des rigidités relatives et donc des facteurs de modification obtenues dans le tableau ci-dessus sont variables suivant le module élastique du sol E_s .

3.2.3 Réalisation d'un essai avec la maquette de structure

Comme présenté en détail précédemment, la maquette de structure est une plaque en polycarbonate munie de rebords pour contenir la charge et pour permettre un suivi des déplacements par les caméras. Le chargement type billes de plomb est conditionné dans une enveloppe plastique pour une manipulation facile mais également pour éviter une pollution du massif de sable. L'ensemble pèse 1,56 kg comme déterminé par les lois de similitudes. La procédure de réalisation d'un essai avec la maquette de structure est résumée ci-dessous :

- 1) Après avoir préparé le massif de sable (cf. section 2.3.1), on prend un cliché sur le massif de sable avant la mise en place de la maquette. Ce cliché servira comme référence dans l'analyse des mouvements du sol en présence de la maquette. La maquette est mise en place sur le massif à l'aide d'un dispositif permettant d'assurer la position souhaitée d'un essai à l'autre (**Figure 3.8**). Malgré la référence faite sur les parois du bâti expérimental, une faible variabilité de la position de maquette par rapport à l'axe du vérin peut être présentée car la position du vérin est masquée par le

massif du sable (le vérin est placé au fond du bâti expérimental). **Il est important de garder à l'esprit que la maquette est posée sur le sable sans encastrement.** L'interaction sol-structure n'est que manifestée par le frottement entre le sable et la maquette. Cette solution de mise en place est envisagée, d'une part, pour éviter la perturbation sur l'état initial du massif et d'autre part pour la raison que la hauteur de la maquette est très faible (5,5 mm sur les bords) ce qui engendre une contrainte importante (la précision de l'épaisseur encastrée dans le sol, l'écoulement possible des grains du sable sur la maquette au cours d'essai).

- 2) L'acquisition des données par les caméras démarre en même temps que le vérin descend. Les déplacements de la maquette sont suivis sur ses bords (la surface desquels constitue le motif noir et blanc permettant un bon contraste pour la corrélation d'images). **Il est important de noter que seuls les déplacements de la fibre supérieure des bords de maquette sont déterminés.**
- 3) A la fin de l'essai, la maquette est enlevée de manière à ne pas perturber le sol. Puis on prend un cliché en absence de la maquette pour observer le comportement du sol à l'état final sous la structure. Ce cliché doit être comparé avec le cliché pris à l'état initial du sol afin de déterminer la cuvette finale modifiée par la maquette.

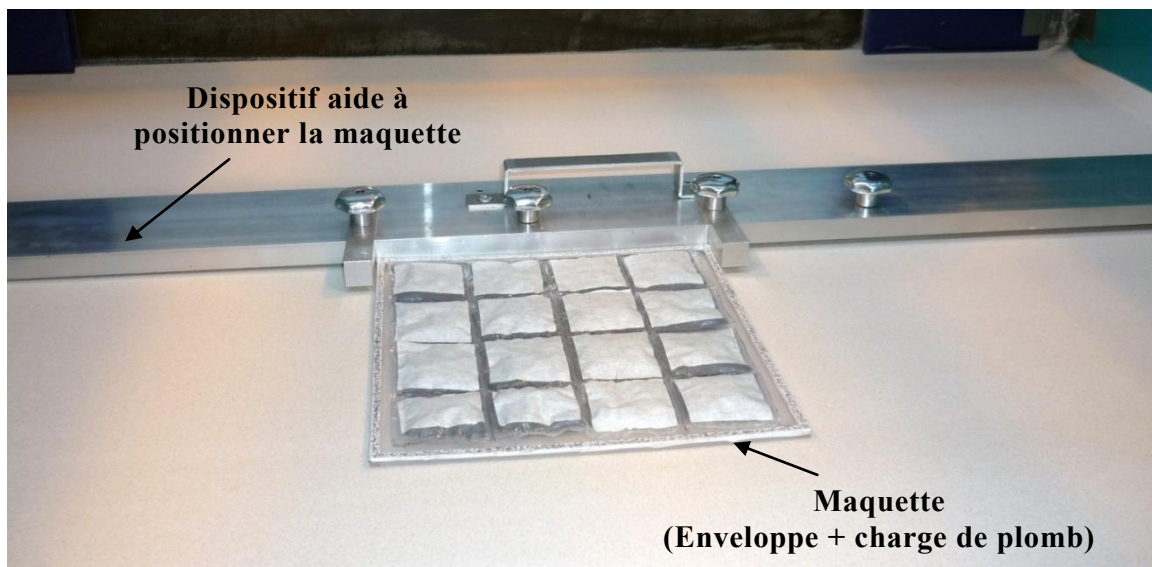


Figure 3.8 : Emplacement de la maquette à une position définie

La maquette a été mise en place en trois positions différentes. L'effet de sa position sur l'interaction sol-structure est l'objectif de la partie suivante.

3.3 Etude paramétrique de l'interaction sol-structure

Nous présenterons dans cette partie une étude paramétrique vis-à-vis de l'effet de position de la structure sur l'interaction sol-structure. La position de structure par rapport à la cavité (vérin) est un seul paramètre étudié.

La cuvette d'affaissement présente une zone de déformation horizontale en compression vers son centre et en extension vers ses bords. Les deux zones sont séparées par le point d'inflexion. Les résultats des essais en terrain vierge ont montré que la distance du centre de cuvette au point d'inflexion i est comprise entre 125 à 145 (cf. **Tableau 3.2**) soit équivalent à largeur de cuvette L_c de 600 à 725 mm ($L_c=5.i$). Il est vrai que la largeur et la longueur de la maquette de structure (250 mm) sont identiques à celles du vérin. Avec ces hypothèses, trois positions différentes (**Figure 3.9**) peuvent être étudiés:

- **Position 1** : la maquette est placée dans la zone de pente maximale de cuvette d'affaissement. Le centre de la structure est à l'aplomb du point d'inflexion (pour $i = 125$ mm) et le milieu d'un bord de maquette se trouve au centre du vérin. Le rapport de son excentricité par rapport au centre du vérin sur sa largeur est $e/B = 0,5$. La maquette sera donc soumise à la compression et à la traction. Pour cette position, les mouvements de sol seront perturbés par la structure au maximum dans la direction horizontale $R90^\circ$.
- **Position 2** : la majeure partie de la maquette se situe au bord de la cuvette. La maquette est ainsi considérée située dans la zone d'extension. Un coin de la maquette est à l'aplomb du centre du vérin ($e/B = 0,5$) ; une partie de la maquette (surface superposée entre la maquette et le vérin) se trouve donc dans la zone en compression. Pour cette position, la direction diagonale $R45^\circ$ permettra une interaction maximale entre le sol et la structure.
- **Position 3** : la maquette est centrée à l'axe du vérin ($e/B = 0$). Etant donné que la taille de maquette est identique à celle de vérin, les bords de maquette se trouvent à la limite du vérin. Elle est entièrement dans la zone de compression si i est égale ou supérieure à cette limite du vérin. Comme la structure est symétrique à la cuvette, l'interaction sol-structure aura a priori la même ampleur dans la direction $R0^\circ$ que $R90^\circ$.

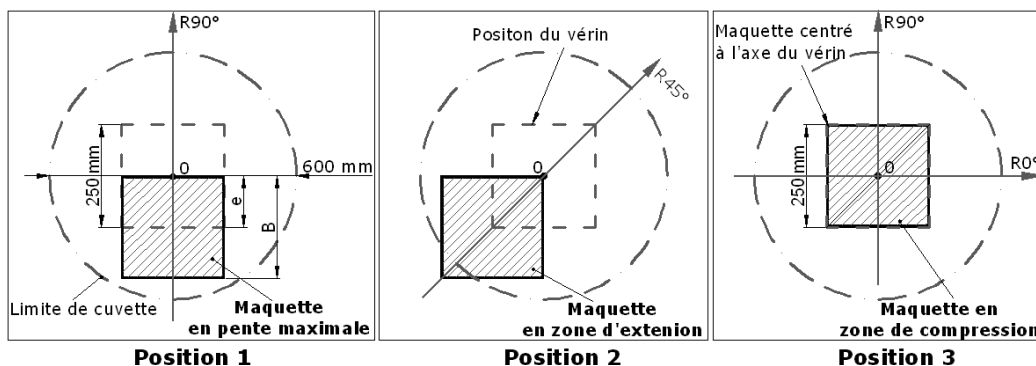


Figure 3.9 : Différentes positions horizontales de maquette par rapport au vérin et à la cuvette d'affaissement

Tableau 3.8 : Plan d'expérience pour l'étude paramétrique de l'interaction sol-structure

Nom d'essai	Nombre d'essai		Position de maquette	e/B
	H=300 mm (surcharge 0,25 kPa)	H=500 mm (surcharge 0,5 kPa)		
ISS-P1	4	2	Position 1 : en pente maximale	0,5
ISS-P2	4	2	Position 2 : en zone d'extension	0,5
ISS-P3	4	2	Position 3 : en zone de compression	0

H : hauteur de recouvrement ; e/B : rapport excentricité sur largeur de maquette

Le **Tableau 3.8** présente le plan d'expérience qui regroupe l'ensemble des essais réalisés dans l'étude paramétrique.

Deux campagnes expérimentales ont été menées. La première est effectuée avec la hauteur de recouvrement $H = 300$ mm et comporte quatre essais identiques pour chaque position de structure. La deuxième est réalisée avec $H = 500$ mm et comporte deux essais identiques pour chaque position de structure. La configuration des deux campagnes d'essai est identique à celle des deux campagnes d'essai en terrain vierge (cf. **Figure 3.1**).

L'essai est effectué de façon identique aux essais en terrain vierge de manière à ce que la seule différence soit la présence de la structure en surface. L'intérêt de réaliser des essais similaires en condition de terrain vierge puis avec une structure est de pouvoir directement comparer les comportements et les mesures effectuées au cours des essais.

L'analyse de l'interaction sol-structure sera investiguée en deux parties : 1) l'influence de la présence de la structure sur les mouvements de terrain en surface ; 2) le transfert des mouvements de terrain vers la structure.

3.3.1 Influence de la structure sur les mouvements de sol

Les analyses de l'influence de la structure sur les mouvements de sol en surface est portée sur la comparaison des différents composants du mouvement de sol en condition de terrain vierge avec ceux en présence d'une structure à la surface. Ces différents composants sont : la cuvette d'affaissement (déplacement vertical), le déplacement horizontal, la pente et la déformation horizontale.

Dans les analyses suivantes, les mouvements du sol en terrain vierge sont notés par TV et ceux en présence de la structure en position 1, 2 et 3 sont noté par ISS-P1, ISS-P2 et ISS-P3 respectivement.

La **Figure 3.10** présente les contours des cuvettes d'affaissement dans le plan horizontal en terrain vierge et en présence de la maquette de structure dans différentes positions. Le résultat de chaque configuration est issu des essais effectués avec la hauteur de recou-

vrement $H = 500$ mm. On peut clairement observer que la structure de toutes les trois positions modifie les mouvements du sol en dessous, quelle que soit sa position.

La cuvette, globalement symétrique en condition de terrain vierge, montre **une dissymétrie bien marquée en présence de structure**. Sous l'effet du poids de la structure, de sa rigidité et du contact avec le sol, la taille de la cuvette est élargie. Cela confirme l'importance de l'interaction sol-structure dans l'aspect tridimensionnel.

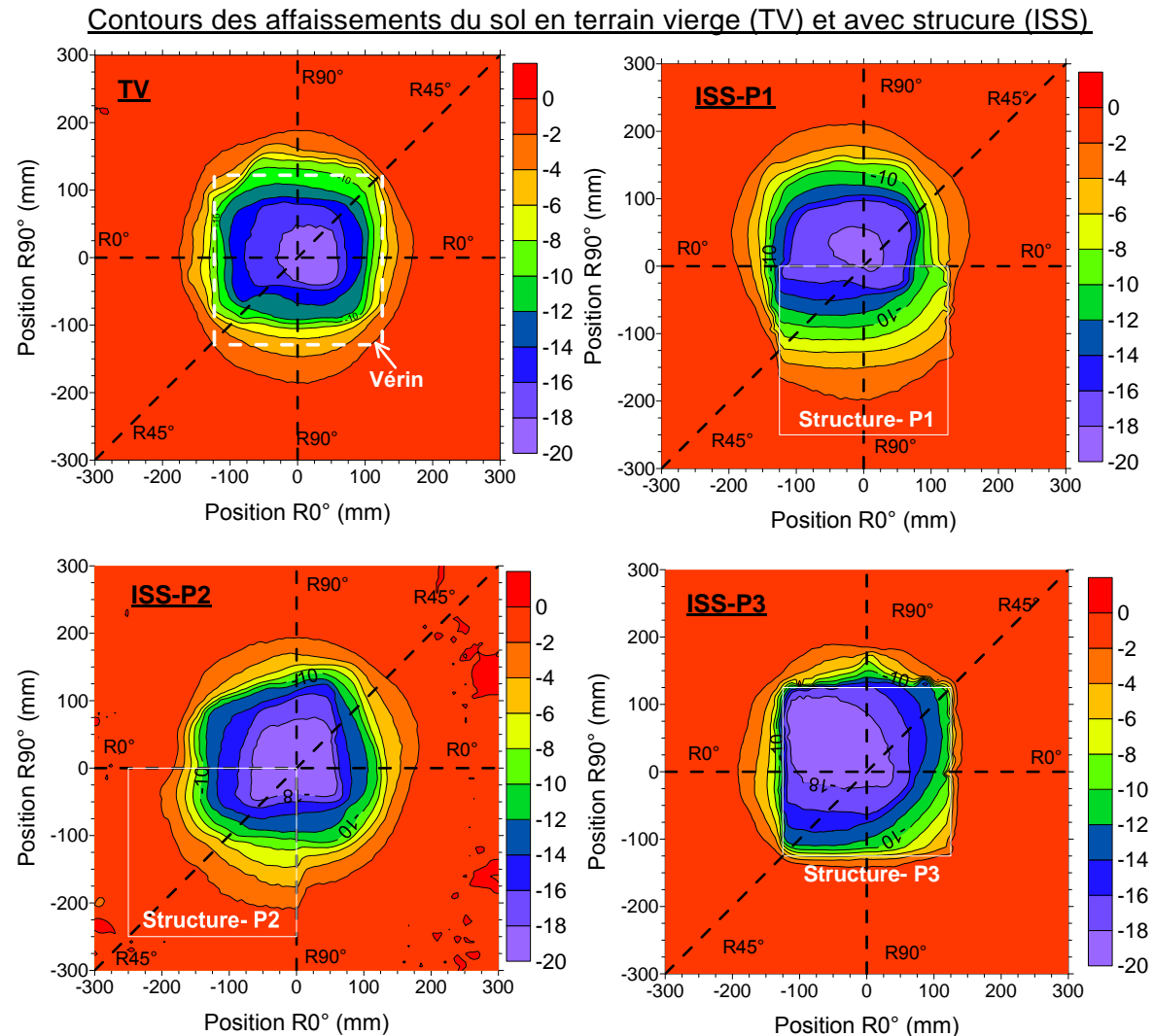


Figure 3.10 : Contours des cuvettes d'affaissement en terrain vierge (TV) et en présence de maquette de structure de différentes positions (ISS) pour l'essai avec $H=500$ mm

Pour mieux appréhender le phénomène, on superpose les coupes des différents paramètres du mouvement de sol dans les configurations TV et ISS, suivant la direction la plus perturbée par la présence de structure : $R90^\circ$ pour maquette en position 1 ; $R45^\circ$ pour maquette en position 2 ; $R90^\circ$ ou $R0^\circ$ pour maquette en position 3. La **Figure 3.11** montre l'influence de maquette de structure sur les déplacements vertical et horizontal et la **Figure 3.12** montre l'influence sur la pente et de la déformation horizontale, pour l'essai avec une hauteur de

recouvrement $H = 300$ mm et l'essai avec $H = 500$ mm. La déformation horizontale suivant la direction $R45^\circ$ du sol avec la maquette en position 2 ne peut pas être déterminée par la corrélation d'images Vic3D.

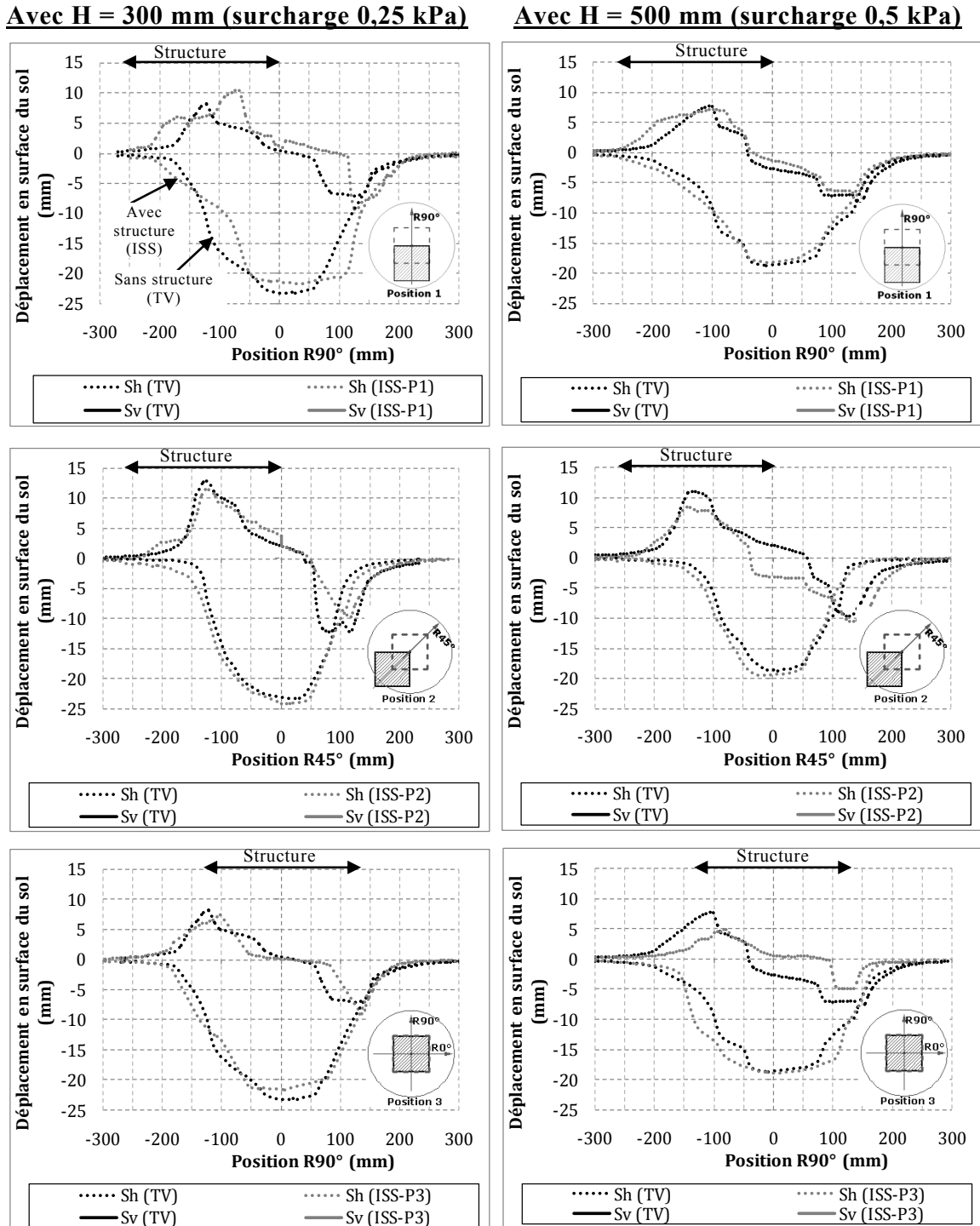


Figure 3.11 : Influence de la maquette de structure sur les déplacements vertical (S_v) et horizontal (S_h) du sol en surface

Avec H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)

Avec H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

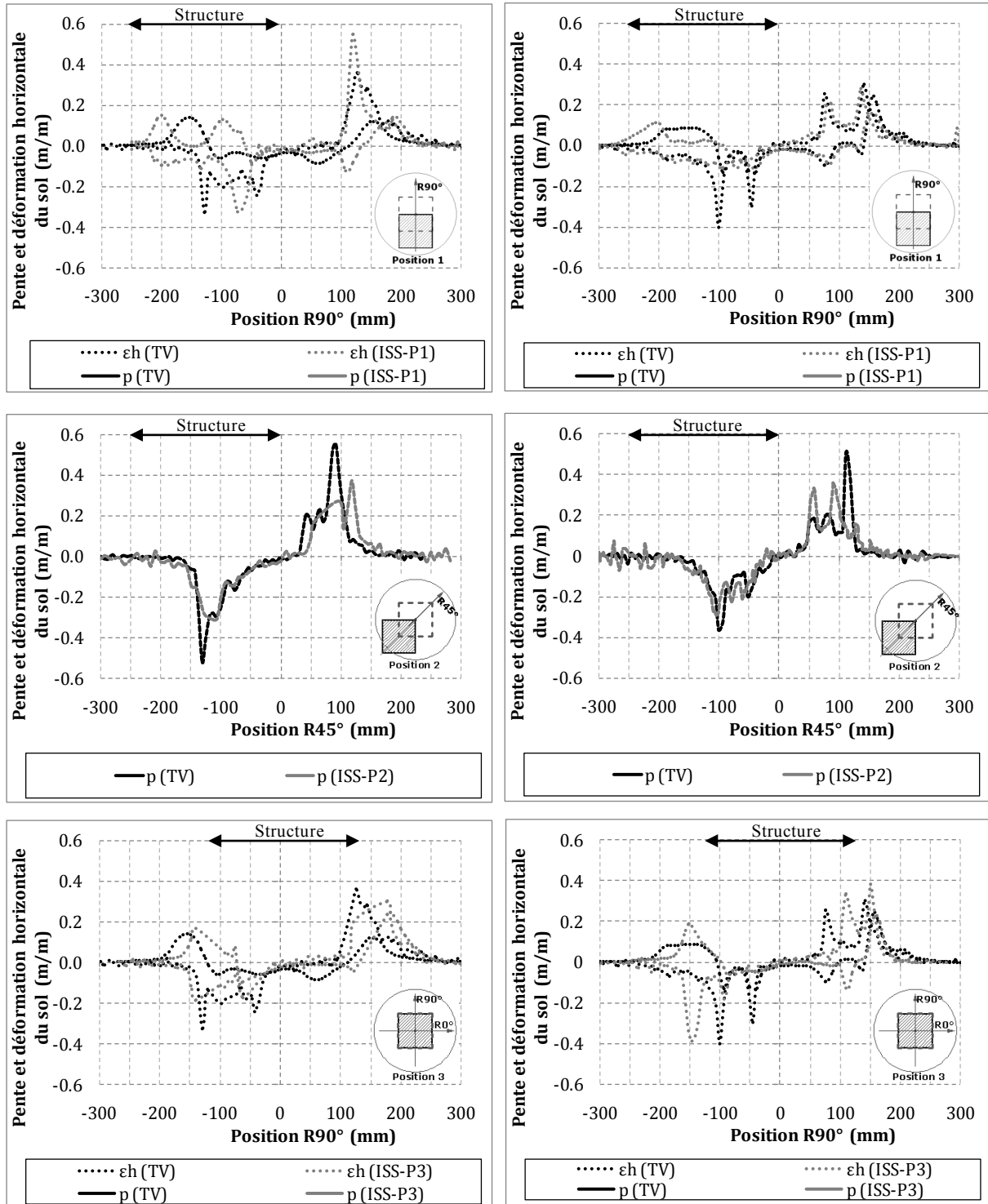


Figure 3.12 : Influence de la maquette de structure sur la pente (p) et la déformation horizontale (ϵ_h) du sol en surface

Une bonne concordance est visible sur la partie droite des courbes de cuvette d'affaissement, mais la partie gauche des courbes est modifiée par la présence de structure en position 1 et 2. En revanche, la partie centrale est modifiée par la maquette centrée à l'axe du vérin (position 3). Cela montre l'effet de la position sur l'interaction sol-structure.

La maquette excentrée à l'axe de vérin en positions 1 et 2 augmente l'extension de cuvette, tandis que la maquette centrée semble élargir la partie centrale de la cuvette.

L'amplitude de l'affaissement maximal est légèrement modifiée par la présence de la maquette de structure. La variabilité est visible d'une configuration à l'autre. On observe une réduction de l'affaissement maximal par la maquette en position 1 et 3 pour les essais avec $H = 300$ mm, mais cette réduction est absente pour les essais avec $H = 500$ mm. En outre, l'affaissement maximal du sol est un peu plus important dans la configuration avec la maquette en position 2.

En ce qui concerne le **déplacement horizontal** du sol, les résultats issus des essais avec $H = 500$ mm montrent une **réduction par la maquette pour les trois positions** ; la maquette centrée à l'axe de cavité réduit le plus le déplacement horizontal (**Figure 3.11** droite). Cela rejoint les observations faites par plusieurs auteurs (Lafer, 2001 ; Son & Corning, 2005 ; Caudron, 2007) car la rigidité de structure peut atténuer le déplacement horizontal. A contrario, les résultats des essais avec $H = 300$ mm montrent que le déplacement horizontal avec la maquette en pente maximale (position 1) est plus important que celui en terrain vierge (**Figure 3.11** gauche). Ceci paraît anormal et peut être expliqué par le glissement important des grains de sable lorsque la maquette doit être retirée par l'opérateur d'essai pour observer les mouvements du sol sous la maquette.

La cuvette est plus large sous l'effet du poids et de la rigidité des maquettes excentrées en position 1 et 2. Par conséquent, **la pente est réduite (Figure 3.12)**.

Une forte variabilité des valeurs maximales de la pente et de la déformation horizontale est observable. Cela est lié à la variabilité intrinsèque du sable ainsi qu'à la méthode de calcul des dérivées non lissées sur plusieurs points

Les conclusions ci-dessus sont basées uniquement sur le résultat d'un essai. Ces conclusions peuvent être variées selon la méthode de préparation et de mise en place du sol et de la structure. Afin de tenir compte de cet effet, nous présentons dans le **Tableau 3.9** la valeur moyenne des résultats obtenus pour les quatre essais identiques avec $H = 300$ mm et des deux essais identiques avec $H = 500$ mm.

L'effet de la mise en place pour la maquette en pente maximale (position 1) est illustré dans la **Figure 3.13**. Trois essais identiques pour $H = 300$ mm (un des quatre essais est inexploitable) et deux essais identiques pour $H = 500$ mm en présence de la structure y sont présentés ainsi qu'un essai en terrain vierge.

Des écarts sont observés entre les essais identiques mais le comportement général reste identique. Les deux essais avec $H = 500$ mm présentent une très bonne concordance tant au niveau de l'allure des courbes que des valeurs maximales. Par contre, une faible variabilité est observée sur l'affaissement maximal des essais avec $H = 300$ mm : l'essai numéro 2 présente un affaissement maximal moins important que deux autres essais 3 et 4.

D'après ces résultats, l'effet de la mise en place ne constitue pas un facteur majeur pouvant affecter les résultats des essais en présence la structure en surface.

Avec H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)

Avec H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

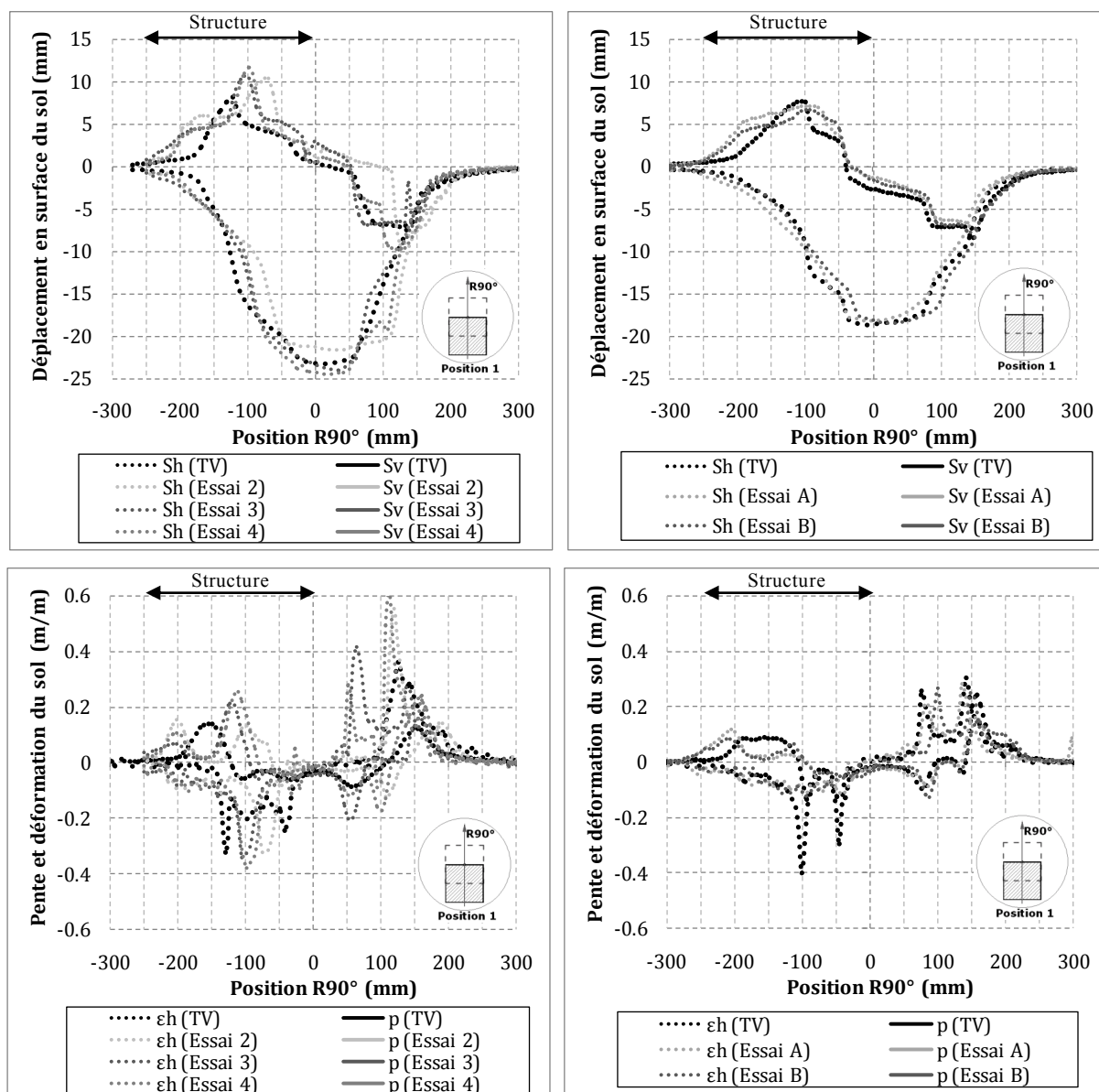


Figure 3.13 : Répétitivité des essais identiques sur les différents paramètres du mouvement de terrain en présence de la maquette de structure en pente maximale (position 1)

Tableau 3.9 : Comparaison des paramètres des mouvements du sol en terrain vierge (TV) et ceux des essais en présence de la structure (ISS) en différentes positions

Paramètre du sol en surface	H = 300 mm (4 essais avec surcharge 0,25 kPa)						H = 500 mm (2 essais avec surcharge 0,5 kPa)					
	Position 1 (R90°)		Position 2 (R45°)		Position 3 (R90°)		Position 1 (R90°)		Position 2 (R45°)		Position 3 (R90°)	
	TV	ISS	TV	ISS	TV	ISS	TV	ISS	TV	ISS	TV	ISS
$S_{v,max}$ (mm)	-22,7	-23,3	-22,7	-23,9	-22,7	-22,2	-18,8	-18,3	-18,8	-19,2	-18,8	-19,4
$S_{h,max}$ (mm)	7,7	11,0	12,4	11,1	7,7	7,4	7,8	7,0	11,2	8,8	7,8	5,1
p_{max} (%)	-34,7	-34,6	-45,0	-30,4	-34,7	-22,5	-32,9	-11,6	-38,2	-29,7	-32,9	-37,6
$\varepsilon_{hc,max}$ (%)	-8,7	-8,0	-8,2	-	-8,7	-10,0	-13,0	-8,0	-10,5	-	-13,0	-9,9
$\varepsilon_{ht,max}$ (%)	14,6	20,7	14,4	-	14,6	17	13,3	10,1	11,7	-	13,3	16,7

$S_{v,max}$: affaissement maximal ; $S_{h,max}$: déplacement horizontal maximal ; p_{max} : pente maximale ; $\varepsilon_{hc,max}$: déformation maximale en compression ; $\varepsilon_{ht,max}$: déformation maximale en traction

L'analyse du **Tableau 3.9** présentant les valeurs moyennes des essais identiques est similaire à ce que l'on a observé graphiquement sur le résultat d'un essai (**Figure 3.11** et **Figure 3.12**).

De manière générale, la maquette de bâtiment modifie les mouvements de terrain. La présence de la structure entraîne une légère variation au niveau de l'affaissement maximal. La structure en extension (position 2) entraîne une faible augmentation de l'affaissement maximal de 1,2 mm soit environ 5% de l'affaissement maximal en terrain vierge. En revanche, le déplacement horizontal maximal est beaucoup réduit pour tous les cas, hormis pour la structure en pente maximale pour une hauteur de recouvrement de 300 mm où le cas contraire est observé. **Le déplacement horizontal maximal du sol est réduit près de 35%** par la structure en zone de compression avec surcharge de 0,5 kPa.

La pente et la déformation horizontale en compression du terrain est, dans la plupart des cas, diminuée par la présence de structure, alors que la déformation horizontale en extension semble être amplifiée par la structure. Il faut noter cependant que les valeurs maximales de la pente et de la déformation horizontale sont très variables sur le profil de cuvette d'affaissement : plusieurs pics sont présentés.

L'interaction sol-structure est ainsi identifiée par l'analyse expérimentale avec la maquette de bâtiment. L'effet de la structure sur les mouvements de sol dépend de l'emplacement de la structure.

3.3.2 Transfert des mouvements de sol vers la structure

La transmission des mouvements horizontaux de sol vers la maquette de bâtiment ne résulte que du frottement du contact entre le sol et la maquette car la maquette est posée sur le sol sans système de fondation. Les contraintes verticales appliquées sur le sol sont de 0,25 kPa (pour les essais avec $H = 300$ mm) et de 0,5 kPa (pour les essais avec $H = 500$ mm). Les ca-

ractéristiques mécaniques de l'interface sol-structure sous faibles contraintes sont mentionnées dans le chapitre précédent (cf. section 2.4.2).

La maquette représentant un radier en béton armé a une forme de type bac avec les rebords. La partie intérieure du bac est remplie par la surcharge de billes de plomb qui sont placées dans des petits sacs permettant une bonne répartition de chargement sur la surface de la maquette. Ainsi, cette partie centrale de la maquette ne peut être suivie par les caméras car elle est masquée par le chargement. Les déplacements de la maquette sont donc suivis uniquement sur ses rebords. La **Figure 3.14** montre un exemple de l'analyse par corrélation d'images pour la structure placée en pente maximale (position 1). Le comportement de la maquette est alors analysé par les déplacements observés sur ses bords. La forme de la maquette est carrée ; quatre bords sont donc identifiés : les bords gauche (bg) et droit (bd) sont observés suivant la direction $R90^\circ$; les bords haut (bh) et bas (bb) sont observés suivant la direction $R0^\circ$. La définition de ces quatre bords est illustrée dans la **Figure 3.15**.

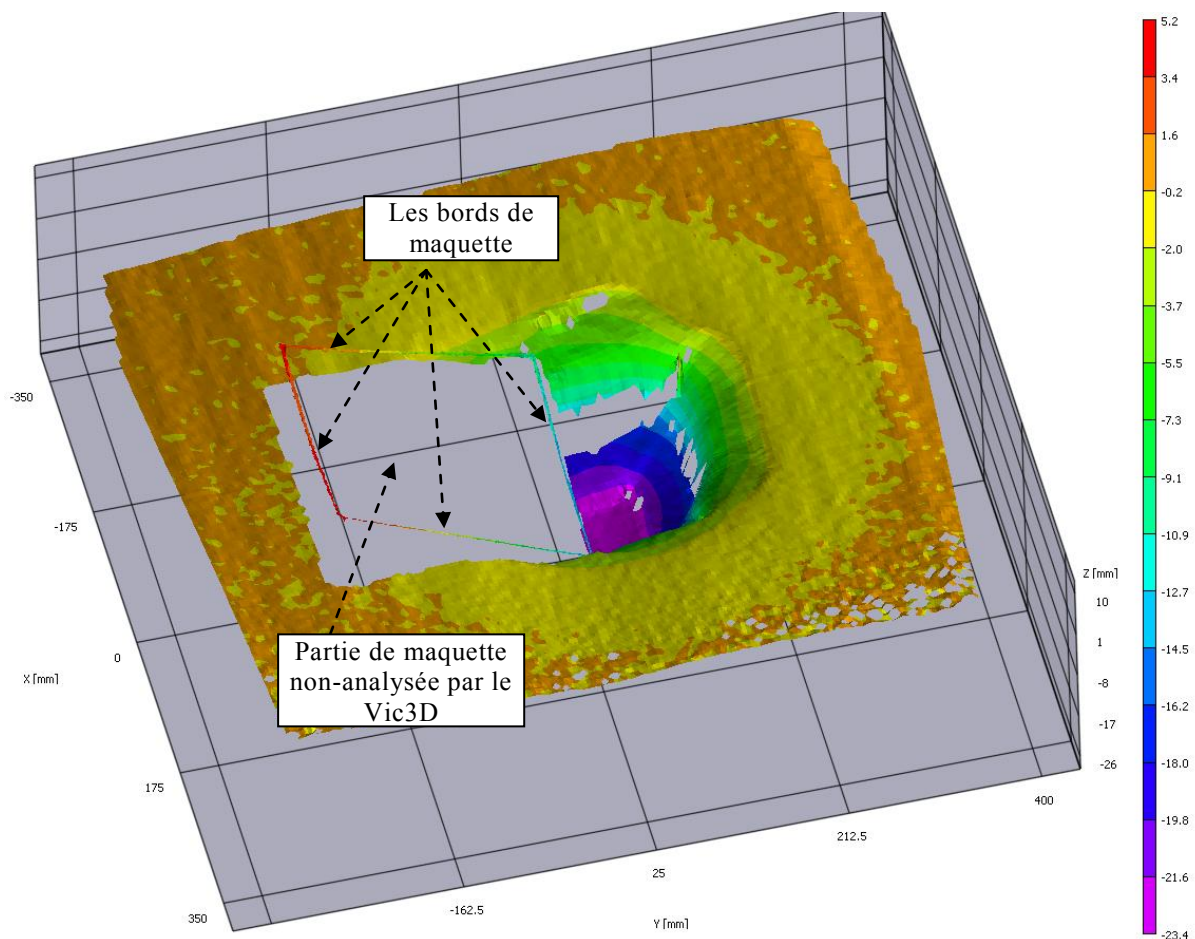


Figure 3.14 : Représentation 3D du déplacement vertical du sol et de la maquette de structure en surface située en pente maximale de la cuvette (seuls les bords de la maquette sont analysés par la corrélation d'images de Vic3D)

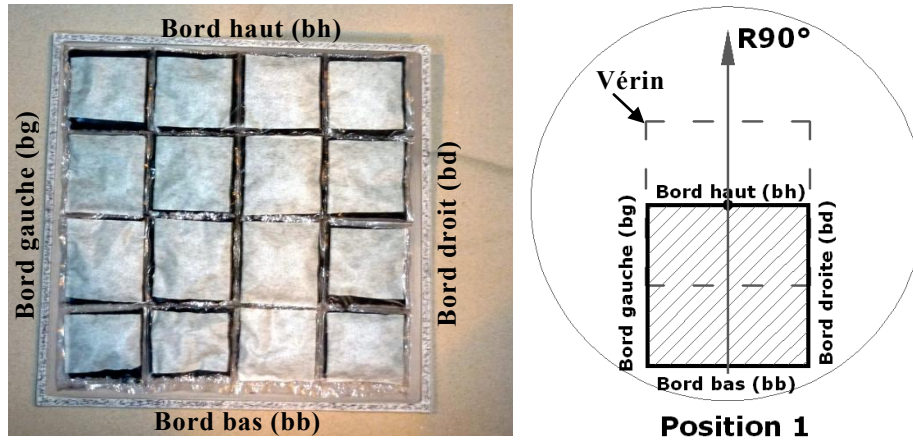


Figure 3.15 : Définition des quatre bords de la maquette utilisés pour analyser son comportement : les bords gauche et droite suivent la direction $R90^\circ$ et les bords haut et bas suivent la direction $R0^\circ$

3.3.2.1 Comportement de la structure en surface

La **Figure 3.16** montre le résultat d'un essai avec la structure en position 1. La maquette se déforme comme une structure quasiment rigide car le déplacement horizontal présente une valeur presque constante le long de la longueur de structure. Cela est cohérent avec résultats de Potts & Addenbrooke (1997) en considérant la rigidité relative de la structure ($\alpha^* = 2$; $\rho^* = 3,9e^{-3}$).

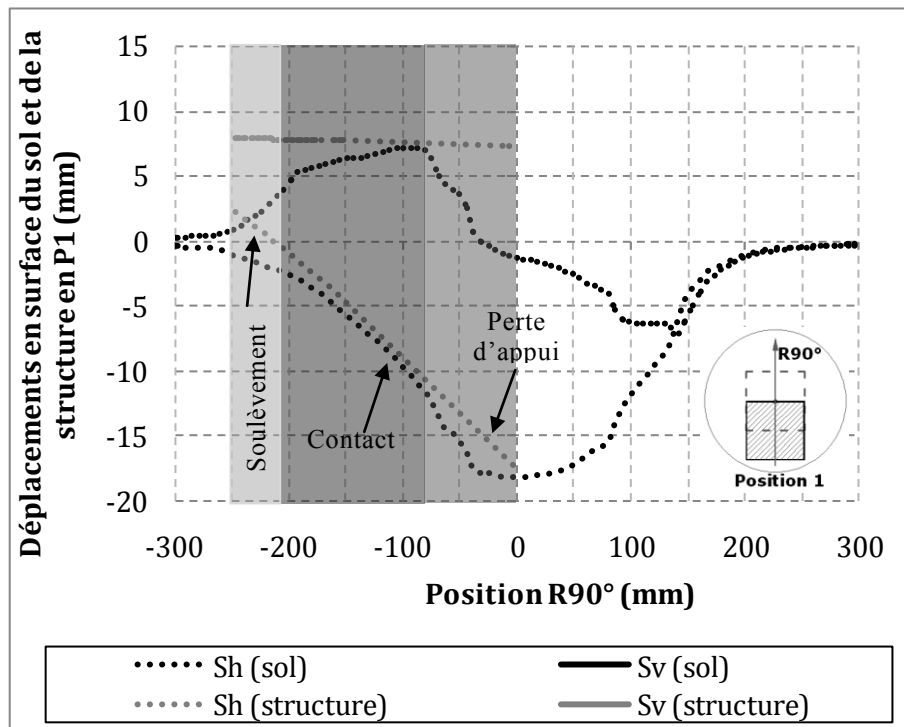


Figure 3.16 : Déplacements de la maquette de structure en position 1 (P1) par rapport à ceux du sol des essais avec la hauteur de recouvrement 500 mm

En analysant le déplacement vertical relatif entre le sol et la maquette, trois zones différentes peuvent être distinguées :

- Dans la partie centrale de la cuvette, une perte d'appui apparaît. Le déplacement important du sol engendre le décollement entre le sol et la structure.
- Dans la partie centrale de la maquette, le contact avec le sol est maintenu. Le transfert des mouvements de sol vers la structure est donc effectué dans cette zone.
- Dans la partie au bord de la cuvette, la rotation de corps rigide de la maquette entraîne un soulèvement de la surface du sol et une perte de contact avec le sol.

Le comportement de la structure décrit ci-dessus rejoint l'observation analytique pour une structure soumise à la courbure convexe du terrain : les limites de la structure sont en porte-à-faux et le contact apparaît dans la partie centrale où la contrainte subie par la structure est augmentée (CSTB, 2004 ; Deck, 2002).

L'effet de la position de la structure sur son comportement peut être investigué sur la **Figure 3.18**. Seul un des quatre bords de maquette correspondant à la direction choisi est présenté. Cette figure présente les déplacements du sol et de la maquette pour chaque position étudiée suivant la direction $R90^\circ$ où la maquette se déforme le plus.

La maquette située en zone de traction (position 2) se comporte de manière similaire à celle en pente maximale (position 1). Trois zones différentes sont également identifiées. Cependant, les déplacements horizontal et vertical ainsi que le soulèvement de la maquette en position 2 sont moins marqués qu'en position 1. Cela provient du fait que la zone de contact est moins concernée par la maquette placé au bord de la cuvette que celle en pente maximale. La maquette en position 2 est aussi sollicitée par la courbure convexe.

La maquette centrée à l'axe du vérin (position 3) est, par contre, soumise à la courbure concave car la maquette est globalement dans la zone en compression de la cuvette. On observe que la courbure de la maquette en position 3 est plus marquée que pour les autres positions. Ceci est lié à l'effet de flexion qui sollicite sur la portée libre de la maquette (zone de décollement entre le sol et la structure). Si la maquette est bien centrée à l'axe du vérin et la cuvette est parfaitement symétrique, le déplacement horizontal de la maquette doit être nul et les déplacements verticaux des deux extrémités de maquette doivent être égaux. Pourtant, le déplacement horizontal est non nul et il existe une différence entre les déplacements verticaux. Les raisons peuvent être l'emplacement de maquette un peu excentré, une mauvaise répartition de la surcharge, la dissymétrie de la cuvette due à la variabilité intrinsèque du sable et plus particulièrement d'une fuite du sable en cours d'essai qui entraîne l'écoulement du sable sur une partie de la structure (**Figure 3.17**). Cet écoulement du sol engendre aussi la perte d'information sur certaines parties des bords de la structure.

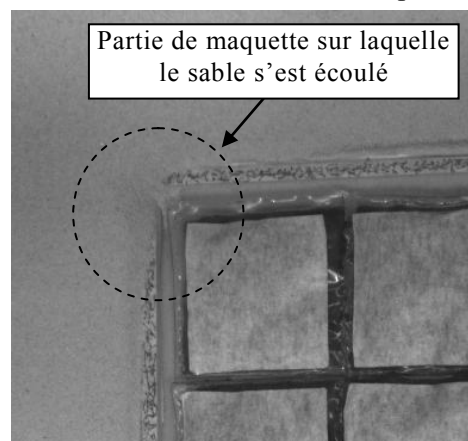


Figure 3.17 : Exemple d'écoulement de sable sur la maquette en position 3

Avec H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)

Avec H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

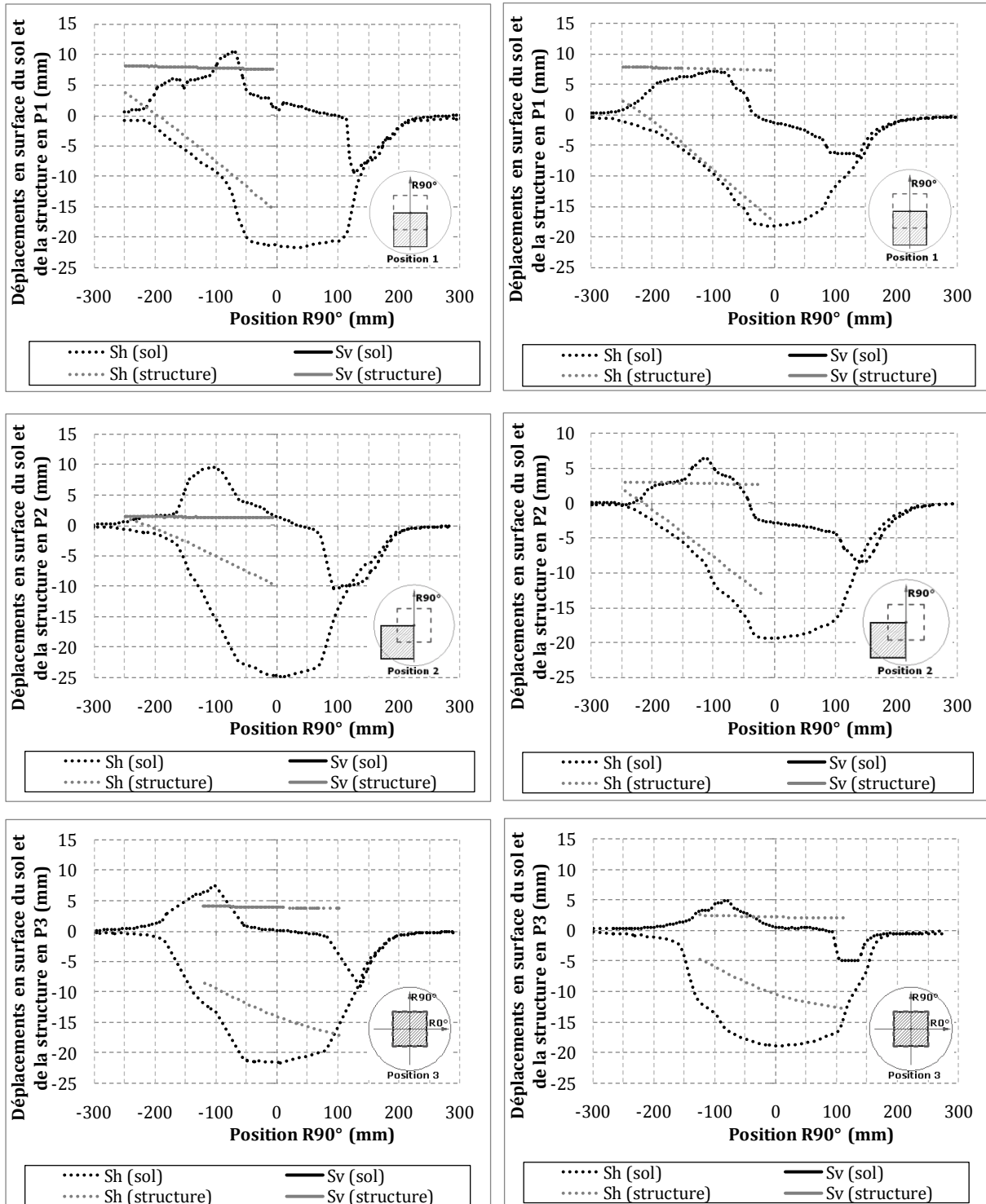


Figure 3.18 : Déplacements en surface du sol et de la maquette de différentes position et des deux campagnes d'essais avec hauteur de recouvrement 300 mm et 500 mm

L'effet de la surcharge est aussi observable sur la **Figure 3.18**. La surcharge pour les essais avec $H = 300$ mm est de 0,25 kPa, elle est doublée pour les essais avec $H = 500$ mm. Même si le déplacement vertical maximal du sol qui sollicite la maquette avec surcharge doublée est moins important que sur la maquette avec surcharge 0,25 kPa, on observe que la maquette en position 1 et 2 avec surcharge 0,5 kPa se déplace de manière plus significative que la maquette 0,25 kPa.

3.3.2.2 *Mouvements de structure en surface*

On a discuté précédemment le comportement global de la structure vis-à-vis des mouvements de terrain. Dans cette partie, nous allons déterminer les paramètres sollicitant la structure. Ces paramètres vont être ensuite comparés avec ceux du sol en terrain vierge afin d'investiguer l'ampleur de l'interaction sol-structure : la transmission des mouvements du sol vers la structure.

Les paramètres importants caractérisant les mouvements de la structure que l'on va déterminer sont : le déplacement vertical (tassement et soulèvement) et horizontal, la pente moyenne, la déformation horizontale moyenne et le ratio de déflexion.

La variation des déplacements vertical et horizontal de la maquette est observée entre les essais réalisés avec le même jeu de paramètres.

La **Figure 3.19** présente les résultats de quatre essais avec hauteur de recouvrement $H = 300$ mm et de deux essais avec $H = 500$ mm. Les déplacements du bord gauche (bg) et du bord droit (bd) de la maquette sont présentés. Des variations sont observables mais le comportement de la maquette comme un corps rigide reste identique. La variation est plus faible sur les résultats des essais avec $H = 500$ mm. Sur les résultats des essais avec $H = 300$ mm, pour le bord gauche, le déplacement vertical maximal varie de -10 à -22 mm environ, alors que le déplacement horizontal maximal varie de 5 à 8 mm environ. Les déplacements de l'essai 1 sont les plus marqués par rapport aux essais successifs. Une des explications pour ces observations peut être la variabilité de méthode de mise en place.

La **Figure 3.20** présente aussi la variation des déplacements sur les bords gauche et droit de maquette en position 2. La variation est toujours plus importante pour les essais avec $H = 300$ mm. On peut observer un écart important sur l'essai numéro 8 par rapport aux autres essais. Ceci peut être dû au glissement particulier du sol lors de cet essai. D'autre part, on peut noter que le bord gauche de maquette, qui est moins concerné par les mouvements de sol, se déplace moins et se comporte de manière différente du bord droit.

Les déplacements des quatre bords de la maquette en position 3 sont présentés dans la **Figure 3.21**. Seuls les résultats des deux essais avec $H = 500$ mm sont illustrés. L'écart entre les deux essais est faible.

Avec H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)

Avec H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

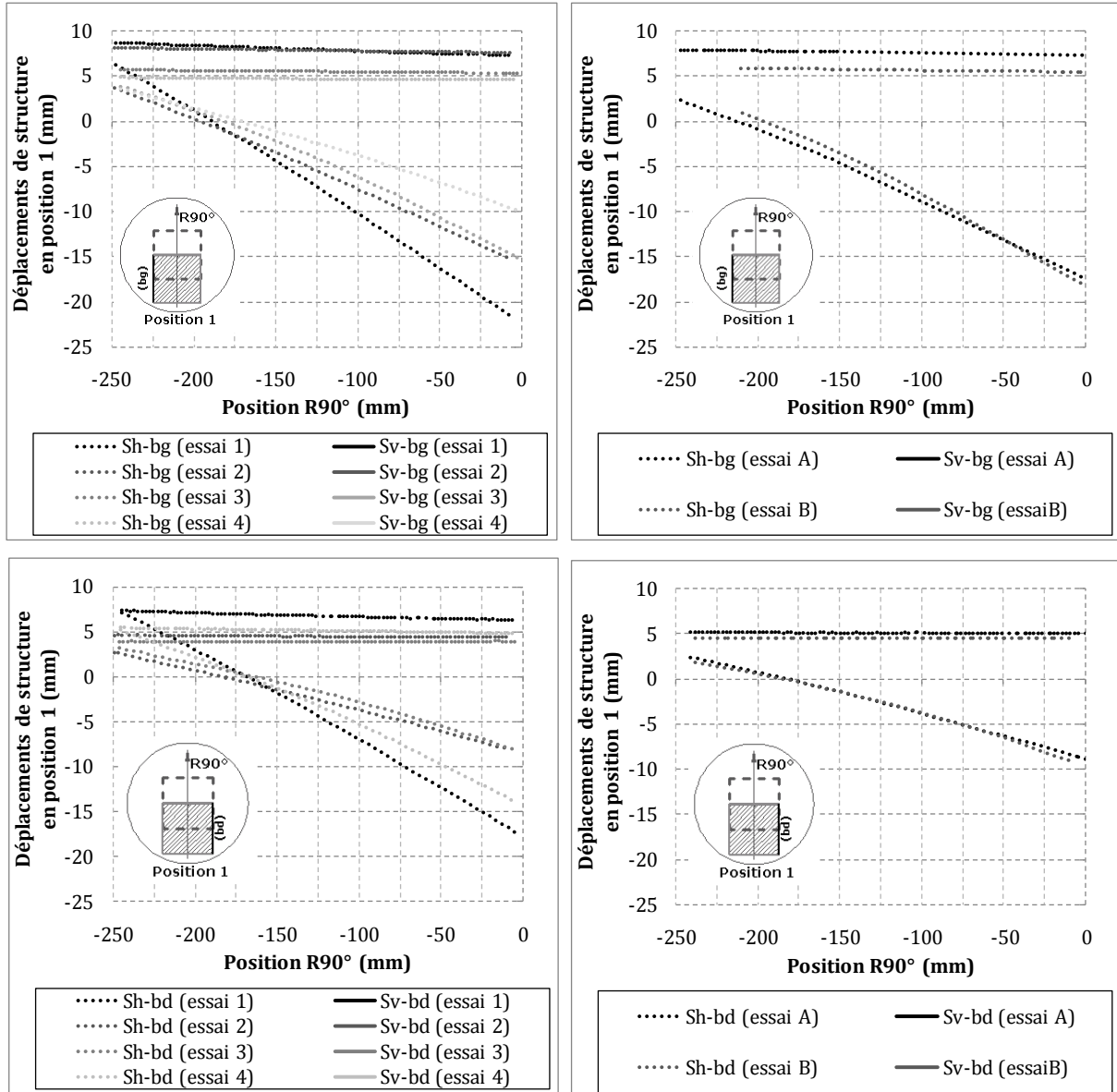


Figure 3.19 : Déplacements vertical et horizontal de la maquette de structure en pente maximale (position 1) obtenus des quatre essais avec H=300 mm et de deux essais avec H=500 mm, suivant la direction R90° correspondant aux bords gauche et droite de maquette

Avec H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)

Avec H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

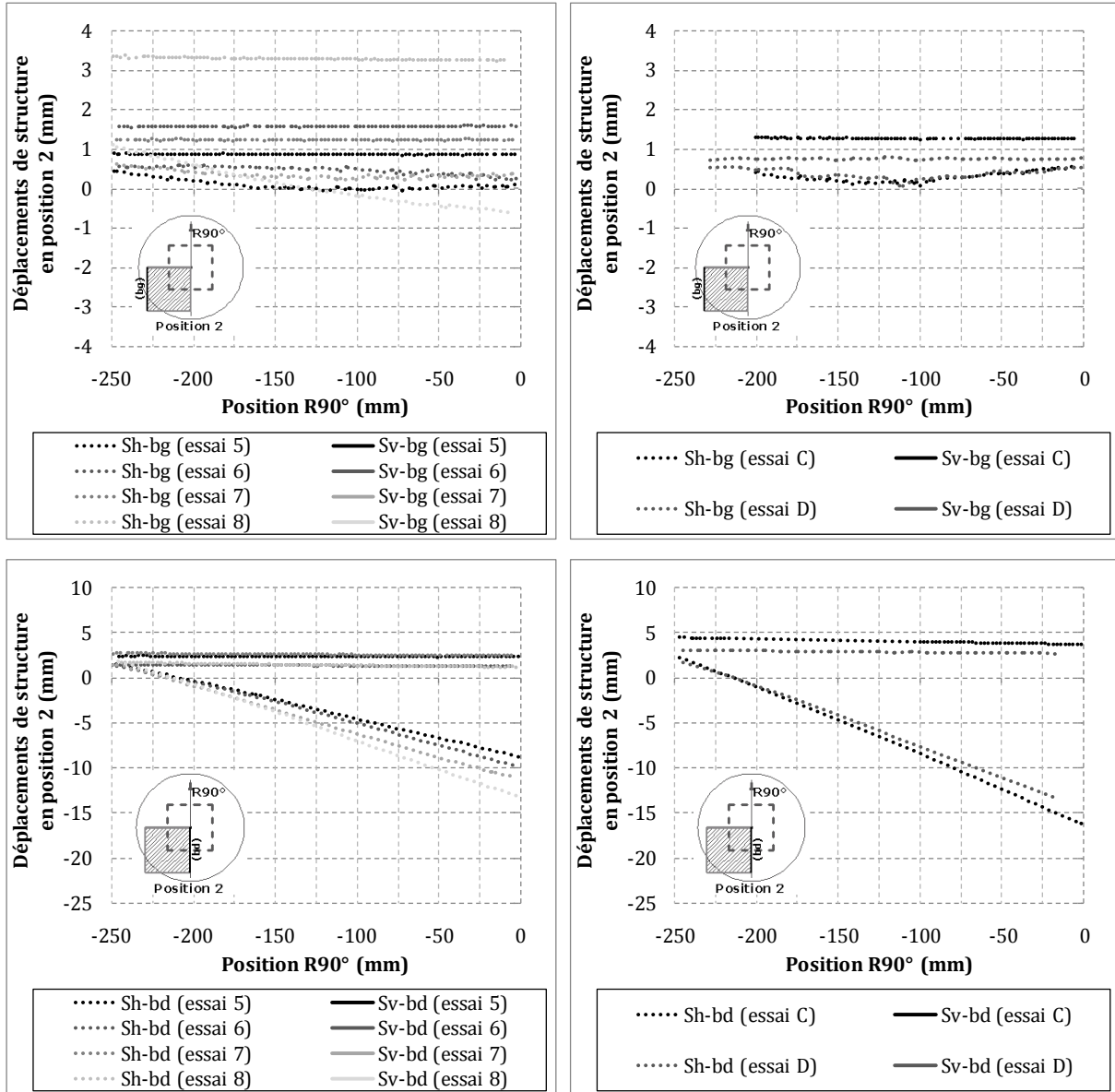


Figure 3.20 : Déplacements vertical et horizontal de la maquette de structure en zone de traction du terrain (position 2) obtenus des quatre essais avec H=300 mm et de deux essais avec H=500 mm, suivant la direction R90° correspondant aux bords gauche et droite de maquette

Avec H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

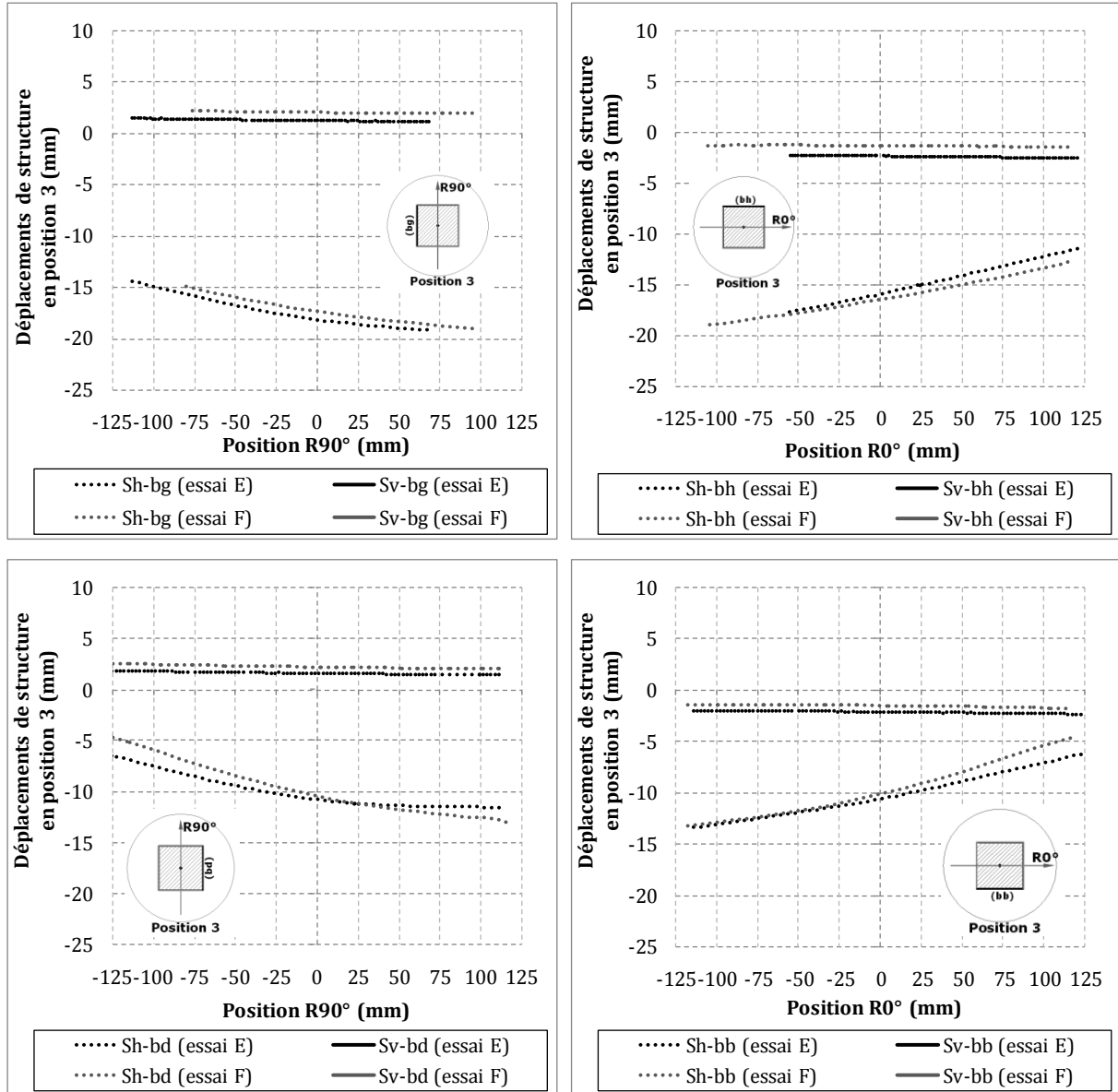


Figure 3.21 : Déplacements vertical et horizontal de la maquette de structure en zone de compression (position 3) obtenus de deux essais avec H=500 mm, suivant la direction R90° correspondant aux bords gauche et droite de maquette et suivant la direction R0° correspondant aux bords haut et bas

La variation entre essais doit être prise en compte. L'analyse est basée alors sur les valeurs moyennes des résultats d'essais identiques. Le **Tableau 3.10** présente la valeur moyenne, issue des quatre essais avec $H = 300$ mm, des paramètres de mouvement de la structure pour les 3 positions différentes comparée à celle obtenue en condition de terrain vierge. Le **Tableau 3.11** présente les valeurs moyennes obtenues pour les essais avec $H = 500$ mm.

Les définitions de la pente moyenne et du ratio de déflexion sont décrites dans la **Figure 3.22**.

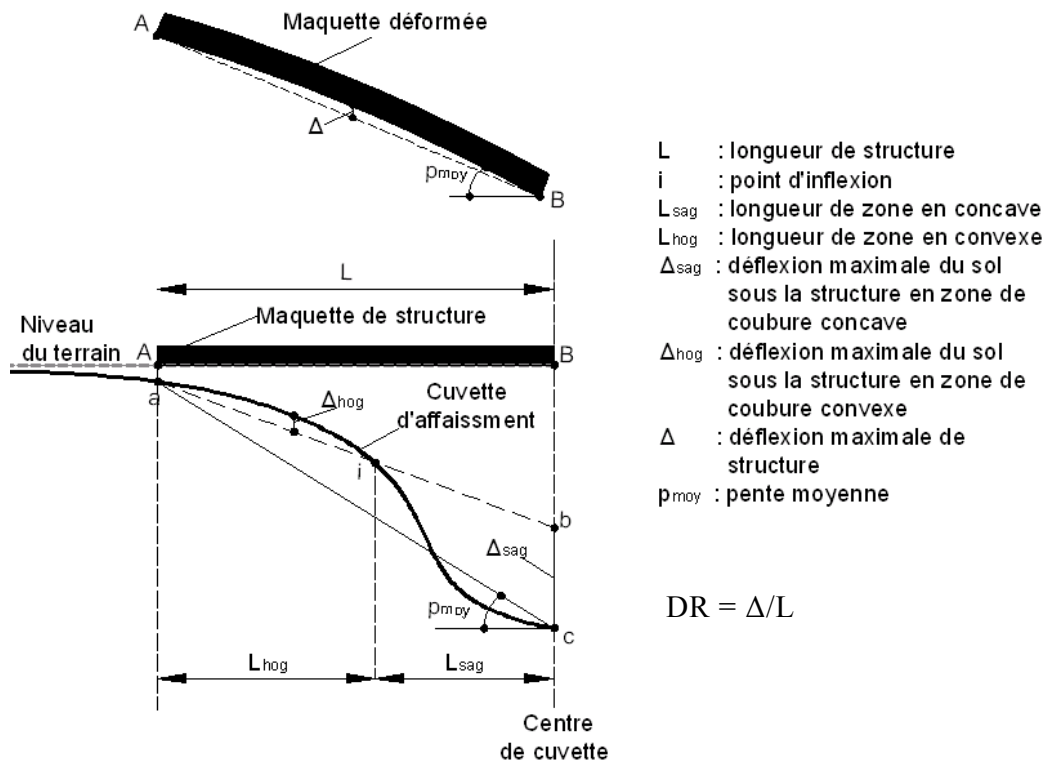


Figure 3.22 : Définition de la pente moyenne et du ratio de déflexion de la structure et du sol

La pente moyenne (p_{moy}) de la structure est caractérisée par la différence de déplacement vertical entre ses deux limites A et B divisé par la distance L entre ces deux points, alors que la pente moyenne du sol est considérée comme le rapport de différence de l'affaissement maximal entre deux points (a et c) à la verticale des limites de la structure sur la longueur de la structure L .

La déformation horizontale moyenne ($\varepsilon_{h,moy}$) de la structure est définie par la différence des déplacements horizontaux mesurés à la fibre supérieure de structure entre ses extrémités A et B sur la distance entre ces deux points. Une valeur positive correspond à une déformation en extension, elle est négative si la déformation est en compression. La déformation du sol qui est comparée avec celle de la structure est la déformation maximale déterminée sous l'emplacement de la structure.

Pour déterminer le ratio de déflexion (DR) de la structure, il suffit de faire un rapport de la déflexion maximale (Δ) sur la distance L entre les deux points de référence A et B. Si la structure subit une courbure convexe, on obtient alors le ratio de déflexion en valeur positive (DR_{hog}) ; et si elle subit une courbure concave, on obtient le ratio de déflexion en valeur négative (DR_{sag}). Le ratio de déflexion du sol, par ailleurs, est le rapport de déflexion maximale du sol déterminé dans la **Figure 3.22** sur la longueur correspondante. Si la portion de la cuvette sous la structure contient le point d'inflexion (cas des positions 1 et 2), on distingue les ratios de déflexion du sol en zone concave et convexe. Pour la structure centrée à l'axe de cavité (position 3), seul le ratio de déflexion en zone concave peut être déterminé.

Tableau 3.10 : Comparaison des mouvements du sol avec ceux de la structure obtenus pour les essais avec la hauteur de recouvrement $H=300$ mm

Paramètres du sol en terrain vierge et de structure en surface	H = 300 mm (4 essais avec surcharge de 0,25 kPa)					
	Position 1 (R90°)		Position 2 (R90°)		Position 3 (R90°)	
	Sol	Structure	Sol	Structure	Sol	Structure
Déplacement vertical maximal (mm)	-22,7	-13,8	-22,7	-10,6	-22,7	-17,8
Soulèvement (mm)	-	4,3	-	0,8	-	-
Déplacement horizontal maximal (mm)	7,7	6,1	7,7	1,9	7,7	3,6
Pente moyenne (%)	-9,0	-8,2	-9,0	-3,5	-9,0	-3,0
Déformation horizontale (%)	14,6	0,23	14,6	0,09	-8,7	-0,19
Ratio de déflexion (%)	3,2	0,48	3,2	0,09	-4,4	-0,18

Tableau 3.11 : Comparaison des mouvements du sol avec ceux de la structure obtenus pour les essais avec la hauteur de recouvrement $H=500$ mm

Paramètres du sol en terrain vierge et de structure en surface	H = 500 mm (2 essais avec surcharge de 0,5 kPa)					
	Position 1 (R90°)		Position 2 (R90°)		Position 3 (R90°)	
	Sol	Structure	Sol	Structure	Sol	Structure
Déplacement vertical maximal (mm)	-18,8	-13,4	-18,8	-15,1	-18,8	-15,6
Soulèvement (mm)	-	1,9	-	1,3	-	-
Déplacement horizontal maximal (mm)	7,8	5,9	7,8	2,5	7,8	2,1
Pente moyenne (%)	-7,4	-5,5	-7,4	-6,8	-6,0	-2,7
Déformation horizontale (%)	13,3	0,14	13,3	0,24	-13,0	-0,16
Ratio de déflexion (%)	2,0	0,47	2,0	0,28	-4,2	-0,62

Dans tous les cas, le transfert du déplacement vertical du sol vers la maquette de bâtiment en surface est supérieur à 50%. Le transfert est plus marqué pour la maquette avec le chargement plus important : l'effet du poids de la structure est manifeste. Entre les trois posi-

tions étudiées, la maquette centrée à l'axe du vérin (position 3) subit le tassement maximal. Quant à la maquette placée en pente maximale (position 1), elle se soulève plus haut que la maquette placée en zone de traction (position 2).

Le maximum de déplacement horizontal du sol est transmis à la maquette en pente maximale, soit plus de 80% par rapport à 30% environ pour la maquette en traction. Ceci est justifié car l'amplitude maximale du déplacement horizontal de la cuvette d'affaissement se trouve théoriquement à la pente maximale (cf. **Figure 1.3**).

De même la transmission maximale (environ 90%) de la pente moyenne est observée sur la maquette en pente maximale. La transmission est aussi importante pour la maquette en position 2 utilisée pour les essais avec $H = 300$ mm.

Il est important de noter que la composante principale de la déformation et du ratio de déflexion sont prédominantes : les structures en zone de traction et en pente maximale (position 1 et 2) sont soumises à la courbure convexe plutôt que concave et subissent la déformation de traction ; alors que la structure en zone de compression (position 3) est soumise à la courbure concave et subit la déformation en compression. Le pourcentage de transfert de la déformation horizontale et du ratio de déflexion du sol vers la maquette de bâtiment en surface est montré dans les **Figure 3.23** et **Figure 3.24** respectivement. Chaque figure compare le résultat de la maquette surchargée de 0,25 kPa (essais avec $H = 300$ mm) avec celui de la maquette surchargée de 0,5 kPa (essais avec $H = 500$ mm). Le résultat obtenu de l'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke (cf. **Tableau 3.7**) y est aussi reporté. De cette approche, on a déterminé la valeur des facteurs de modification vis-à-vis de notre maquette de structure, que l'on peut considérer comme la valeur définissant le transfert de mouvements du sol vers la structure.

Le transfert de la déformation horizontale, basé sur les données de nos essais, est inférieur à 2,5% pour la maquette dans les trois positions différentes. L'amplitude du transfert est variable selon la position. La variation est plus significative pour les résultats des essais avec $H = 300$ mm que ceux avec $H = 500$ mm. On peut observer la transmission maximale de 2,2% sur la maquette en position 3 contre 0,6 % du minimum pour la maquette en position 2. Selon les résultats d'essais avec $H = 500$ mm, le transfert maximal apparaît sur la maquette en zone de traction de l'ordre 1,8%. Cela rejoint l'observation réalisée par Deck & Anirudh (2010) qui ont montré que, pour les structures rigides (dalle), le transfert de déformation est très faible jusqu'à 60 fois plus faible que la déformation du sol, soit 1,7% du transfert. Concernant les résultats de l'approche de Potts & Addenbrooke, l'amplitude du transfert de déformation est de 2 à 3 fois environ plus importante pour les différentes positions. L'explication de cette différence peut être que la raideur relative adoptée sous-estime la rigidité de la maquette contre le sol, et de l'hypothèse de contact solidaire adoptée dans le développement de l'approche de Potts & Addenbrook (1997).

De même l'approche de Potts & Addenbrooke présente un transfert de ratio de déflexion largement plus important que ceux observés. On aperçoit également que, pour toutes les différentes positions, le transfert du ratio de déflexion est plus prononcé pour la ma-

quette surchargée de 0,5 kPa que la maquette surchargée de 0,25 kPa. Ceci est lié à l'effet du poids sur la structure. Le ratio de déflexion du sol est plus important pour la maquette en pente maximale, 24% pour la maquette de 0,5 kPa et 15% pour la maquette de 0,25 kPa.

Pour résumer, les déplacements vertical et horizontal ainsi que la pente sollicitant la structure transmis par le sol en dessous sont très significatifs. A contrario, le transfert de la déformation horizontale et du ratio de déflexion sont faibles. Ceci peut être expliqué par le comportement de la maquette comme un corps rigide et par le mode de contact entre le sol et la structure (frottement uniquement, pas de système de fondation encastree dans le sol).

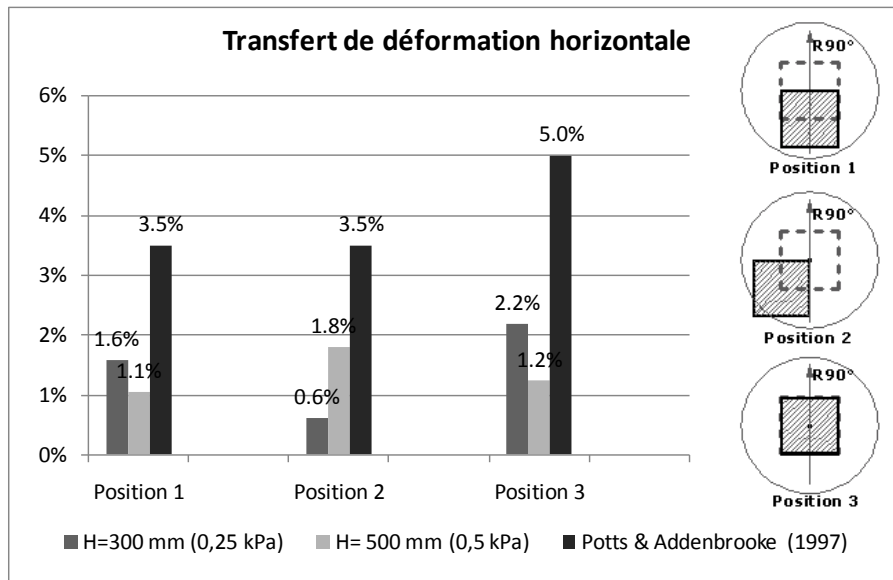


Figure 3.23 : Transfert de déformation horizontale du sol vers la structure en surface

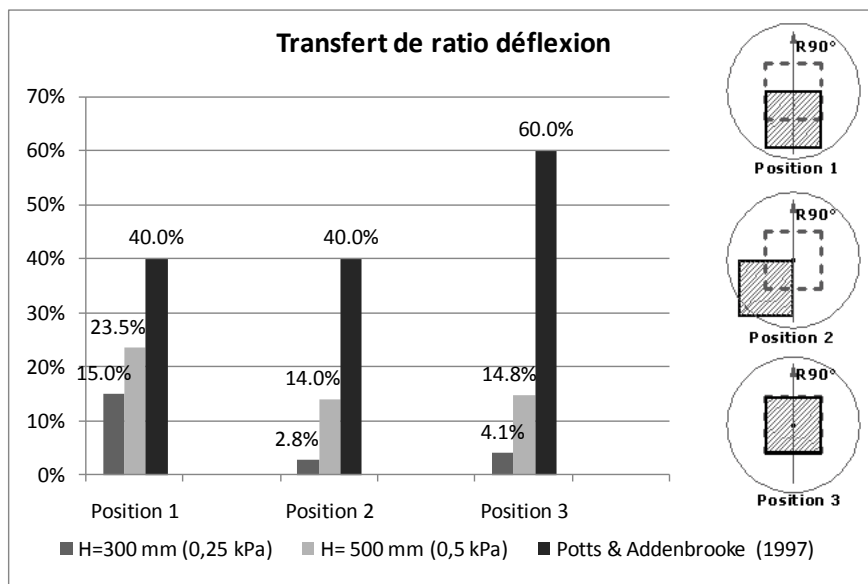


Figure 3.24 : Transfert de ratio de déflexion du sol vers la structure en surface

3.4 Estimation des dommages sur la structure

Il s'agit dans cette partie de pointer la nécessité de prendre en compte l'interaction sol-structure dans l'estimation des dommages.

Dans l'estimation du dommage sur le bâti, les méthodes traditionnelles souvent considèrent que le bâti subit les mouvements du sol en condition de terrain vierge sans prendre en compte l'interaction sol-structure. Ceci est clairement une surestimation de la réalité car la présence du bâti peut modifier les mouvements du sol et le transfert des mouvements du sol.

Si l'on se base sur la procédure d'évaluation de risques de dommage aux bâtis comportant les trois phases présentée dans la section 1.4.4 du chapitre 1, le dommage de la maquette de structure n'est pas négligeable car la pente et l'affaissement maximal obtenus de l'expérience ($p > 2,5\%$ et $S_{v,max} > 500$ mm à l'échelle prototype avec $1/40^{\text{ème}}$) sont très largement plus importants que les seuils admissibles ($p < 0,2\%$ et $S_{v,max} < 10$ mm). Le dommage est ainsi non-négligeable par rapport aux seuils admissibles observés dans les cas de mines (Kazmierczak & Al Heib, 2008).

Nous allons dans cette partie évaluer les dommages sur la maquette de structure en employant deux approches existantes : la méthode empirique de prévision de dommage observé dans les cas miniers par Wagner & Shümann (1991) et la méthode semi-analytique par Burland (1997) utilisée dans les constructions de tunnel. Les deux approches sont basées sur deux paramètres et sont rappelées dans la **Figure 3.25**. L'approche de Wagner & Shümann estime le dommage en fonction de la déformation du sol en terrain vierge et de la longueur de structure. L'approche de Burland prend en compte la déformation et le ratio de déflexion comme critères d'estimation. L'avantage de cette approche est qu'elle permet d'évaluer le dommage en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure défini par Potts & Adenbrooke (1997). Les hypothèses plus détaillées de ces méthodes sont décrites dans le chapitre 1 de ce mémoire (cf. section 1.4.2).

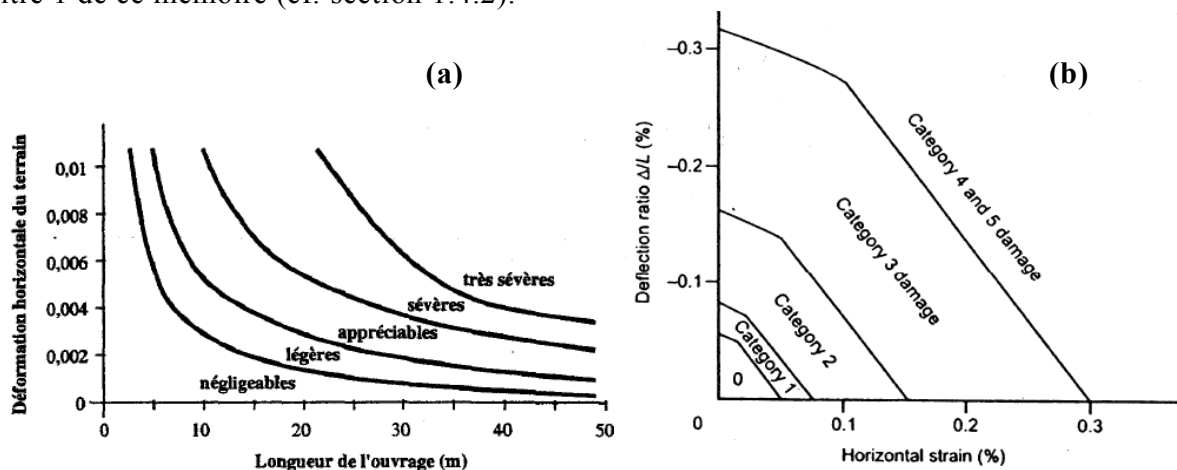


Figure 3.25 : (a) Prévision de dommage en fonction de la longueur de structure et de la déformation horizontale du terrain, Wagner & Shümann (1991) ; (b) Prévision de dommage en fonction de la déformation horizontale et du ratio de déflexion de structure, Burland (1997)

Les paramètres nécessaires pour évaluer le dommage sont résumés dans le **Tableau 3.12**. Les valeurs présentées correspondent à l'échelle réelle ; c'est-à-dire à une maison individuelle, et elles sont prises directement des **Tableau 3.10** et **Tableau 3.11**. Les résultats de la méthode d'estimation utilisant l'approche de Burland (1997) et l'approche de Potts & Addenbrooke sont obtenus par la multiplication de la déformation et du ratio de déflexion du sol en terrain vierge avec le facteur de modification correspondant à chaque position de la structure. Les valeurs du facteur de modification ont été données dans le **Tableau 3.7**.

Tableau 3.12 : Paramètres de dommage pour les différentes approches (à l'échelle réelle)

Méthode d'estimation de dommage	Paramètre de dommage	H = 300 mm (surcharge 10 kPa)			H = 500 mm (surcharge 20 kPa)		
		Pos.1	Pos.2	Pos.3	Pos.1	Pos.2	Pos.3
		(¹) Wagner & Shümann (1991)	L (m)	10	10	10	10
	$\varepsilon_{h,sol}$ (%)	14,6	14,6	-8,7	13,3	13,3	-13,0
(2) Burland (1997) utilisant les données de mesures	$\varepsilon_{h,structure}$ (%)	0,23	0,09	-0,19	0,14	0,24	-0,16
	DR _{structure} (%)	0,48	0,09	-0,18	0,47	0,28	-0,62
(3) Burland (1997) utilisant l'approche de Potts & Addenbrooke (1997)	$\varepsilon_{h,structure}$ (%)	0,51	0,51	-0,44	0,47	0,47	-0,65
	DR _{structure} (%)	0,80	0,80	-2,52	1,28	1,28	2,64

L : longueur de structure ; ε_h : déformation horizontale ; DR : ratio de déflexion

(¹) Cette approche emploie la déformation du sol en terrain vierge comme critère de dommage

(²) La déformation et le ratio de déflexion sont obtenus par mesure directe sur la structure

(³) La déformation et le ratio de déflexion sont basés sur les mouvements du sol en terrain vierge prenant en compte l'interaction sol-structure

Tableau 3.13 : Degré de dommage estimé par les différentes approches

Méthode d'estimation de dommage	Degré de dommage					
	H = 300 mm			H = 500 mm		
	Pos.1	Pos.2	Pos.3	Pos.1	Pos.2	Pos.3
Wagner & Shümann (1991)	TS	TS	TS	TS	TS	TS
Burland (1997) utilisant les données de mesures	S à TS	A	A à S	S à TS	S à TS	S à TS
Burland (1997) utilisant Potts & Addenbrooke (1997)	S à TS	S à TS	S à TS	S à TS	S à TS	S à TS

A : appréciable ; S : sévère ; TS : très sévère

Les valeurs obtenues présentées dans le **Tableau 3.12** sont ensuite projetées sur les deux abaques d'estimation de dommage de la **Figure 3.25** afin d'évaluer la dégradation potentielle susceptible d'affecter le bâtiment. Le résultat est résumé dans le **Tableau 3.13**. Les degrés de dommage correspondant aux catégories définies par l'approche de Burland (1997) sont donnés dans le **Tableau 1.3** du chapitre 1. Les catégories 0, 1, 2, 3, 4 et 5 correspondent à des dommages négligeables, très légers, légers, appréciables, sévères et très sévères, respectivement.

Du fait de la déformation excessive du sol de l'ordre de 8% à 15% environ, le dommage de la structure estimé par l'approche de Wagner & Shümann (1991) est très sévère dans tous les cas analysés. Cette méthode présente clairement une surestimation de la réalité puisque la raideur relative sol-structure affecte le transfert de la déformation du sol.

La prise en compte de cet effet par l'approche de Potts & Addenbrooke permet de mieux quantifier l'amplitude de la déformation affectant le bâtiment. Malgré l'application de cette méthode, le dommage sur la structure, selon le critère de Burland (1997), reste sévère à très sévère dans tous les cas. Le paramètre de dommage est plus prononcé sur le ratio de déflexion que sur la déformation.

Les mouvements dans la structure mesurés sur les essais sont beaucoup plus faibles que ceux obtenus par des approches basées sur les mouvements du sol en terrain vierge sans et avec la prise en compte de l'interaction sol-structure. La déformation horizontale et le ratio de déflexion mesurés sont, cependant, considérables par rapport à ce qu'une maison individuelle peut subir sans dommage. Pour la structure surchargée de 10 kPa (0,25 kPa à l'échelle réduite), cette approche utilisant les données de mesure estime une dégradation sur la structure en pente maximale (position 1) de sévère à très sévère, une dégradation appréciable sur la structure en zone de traction (position 2), et une dégradation appréciable sur la structure en zone de compression (position 3). **La structure en pente maximale qui subit à la fois les déformations en compression et en extension présente un dommage plus prononcé que les structures soumises globalement à un seul mode de déformation.** Le dommage estimé sur la structure avec surcharge plus importante 20 kPa (0,5 kPa à l'échelle réduite) va de sévère à très sévère pour les trois positions différentes. Ceci est expliqué par l'effet du poids qui entraîne un ratio de déflexion plus marqué. Le dommage paraît sévère à très sévère à cause de ce ratio de déflexion. **Si l'on ne considère que la déformation comme paramètre de dommage, on obtiendra une dégradation moins importante, de légère à appréciable dans tous les cas.**

Selon les résultats, le dommage estimé de la structure est de sévère à très sévère dans plusieurs cas. Néanmoins, en réalité, on ne trouve aucune fissure ou dommage important sur la maquette de structure (après plusieurs essais effectués sur la même maquette, on observe cependant une légère courbure résiduelle sur la maquette). L'explication est que les abaques utilisés pour la prévision des dommages sont applicables aux structures en maçonnerie. La raison provient aussi des hypothèses adoptées dans la conception de la maquette. La maquette est conçue pour lui permettre de se déformer de manière élastique afin d'éviter l'utilisation d'une nouvelle maquette à chaque essai. Le comportement élastique de la maquette en polycarbonate peut être soumis à une déformation maximale en compression ou en extension de 2,5% environ et à un ratio de déflexion de 0,6% environ.

3.5 Synthèse et Conclusion

L'interaction sol-structure a été étudiée par le modèle physique tridimensionnel permettant de simuler les cuvettes d'affaissement au niveau du terrain. Une maquette simple, à l'échelle 1/40^{ème}, représentant une maison individuelle de 10 x 10 m² a été développée afin d'observer l'importance de l'interaction sol-structure à prendre en compte pour la prévision des mouvements affectant la structure. Pour investiguer ce phénomène, nous avons effectué deux séries d'essais : une série d'essais en terrain vierge (sans structure) et une autre série avec une maquette de structure. Chaque série comporte quatre essais identiques réalisés avec une hauteur de recouvrement $H = 300$ mm et deux essais identiques avec $H = 500$ mm. Pour les deux configurations d'essai, trois positions différentes de la structure ont été testées afin d'étudier ses influences sur l'interaction sol-structure. Le chargement sur la maquette utilisée pour les essais avec $H = 500$ mm est deux fois plus important (0,5 kPa) que la maquette utilisée pour les essais avec $H = 300$ mm (0,25 kPa). Basées sur les résultats expérimentaux, on obtient les principales conclusions suivantes :

- **L'extension de la cuvette d'affaissement en surface est élargie** par la présence de la structure placée au bord de la cuvette. L'affaissement maximal de la cuvette est légèrement modifié. En revanche, **le déplacement horizontal maximal est beaucoup réduit** pour plusieurs cas, hormis pour la structure en pente maximale avec une hauteur de recouvrement 300 mm. Le déplacement horizontal maximal du sol est réduit de près de 35% par la structure en zone de compression avec surcharge de 0,5 kPa. Ceci peut être expliqué par la raideur relative importante entre sol et structure.
- La pente et la déformation horizontale en compression du terrain est, dans la plupart des cas, diminuée par la présence de structure, alors que la déformation horizontale en extension semble être amplifiée par la structure.
- La maquette de structure pour les trois positions se déplace comme un **corps rigide**. Ce déplacement de la structure est développé par l'effort de glissement sur l'interface entre la structure et le sol. Une légère courbure, cependant, est observable pour les trois positions de structure car elle **se met en porte-à-faux à cause de la perte d'appui** lors de l'apparition de la cuvette. Pour les structures excentrées par rapport à l'axe du vérin (position 1 et 2), on aperçoit un soulèvement vers le bord de la cuvette. Ces différentes observations sont conformes à ce qui pouvait être physiquement attendu de chaque position.
- **L'effet du poids sur la structure est aussi identifié**. On observe que la maquette en position 1 et 2 avec surcharge 0,5 kPa se déplace de manière plus significative que la maquette 0,25 kPa, surtout au niveau du déplacement vertical.
- Le transfert des déplacements du sol vers la structure à la surface est significatif. A contrario, **le transfert de la déformation horizontale est faible**. On a obtenu un rapport de déformation de la structure sur celle du sol **inférieure à 2,5%** pour tous les cas analysés. Ceci peut être expliqué par la raideur axiale importante de la structure et particulièrement par le fait que la maquette est posée sur le sol sans encastrement. Le transfert de ratio de déflexion est, cependant, plus marqué. On a obtenu un maximum de l'ordre 23,5% sur la structure avec surcharge 0,5 kPa en pente

maximale. **La composante principale de la déformation horizontale et le ratio déflexion est prédominante** : les structures placées en zone de traction et en pente maximale sont soumises à une déformation en extension et à une courbure convexe, alors que la structure en zone de compression subit une déformation en compression et une courbure concave.

Le dommage sur structure a été évalué par une méthode empirique appliquée aux mines (Wagner & Shümann, 1991) et par une autre méthode semi-analytique utilisée pour les tunnels (Burland, 1997). Cette dernière permet d'estimer le dommage basé sur les mouvements de structure mesurés et sur les mouvements du sol en terrain vierge prenant en compte l'effet de l'interaction sol-structure par l'approche de Potts & Addenbrooke (1997).

Le dommage à la structure avec une surcharge plus importante (0,5 kPa) est trouvé sévère à très sévère pour les différentes positions et les différentes méthodes d'estimation. Cela montre une bonne concordance parmi les méthodes utilisées. Cependant, il est important de noter que le critère qui catégorise **le dommage sévère à très sévère dans l'abaque de Burland ne provient pas de la déformation horizontale mais de la déflexion excessive**. La structure en pente maximale (position 1) qui subit à la fois les déformations en compression et en extension présente un dommage plus prononcé que les structures subissant un seul mode de déformation (position 2 et 3).

La comparaison des dommages potentiels sur la structure obtenu par les différentes méthodes a permis de **mettre en défaut la méthode traditionnelle** qui prévoit le dommage en appliquant directement les mouvements du sol déterminés en condition de terrain vierge à la structure, ce qui surévalue le dommage sur la structure et aboutit donc à des mesures de protection coûteuses et inutiles.

L'étude expérimentale par le modèle physique permet d'identifier l'influence de l'interaction sol-structure. Cette influence est variable selon la position de la structure ainsi que l'amplitude de surcharge sur celle-ci. Avec ce modèle physique, on est capable d'estimer le dommage sur la structure en se basant sur les mouvements du sol en terrain vierge ou sur les mouvements de la structure. Néanmoins, plusieurs points doivent être améliorés afin de mieux rendre compte de la réalité :

- L'interface entre le sol et la structure doit être plus réaliste : encastrement dans le sol, système de fondation,...
- Un élément vertical de la structure (murs en maçonnerie, poutre-poteau,...) doit être présent afin d'être capable d'observer la dégradation.
- L'étude du cheminement d'un état à un autre du mouvement de terrain en présence de la structure et pas uniquement l'état final comme c'est le cas ici.
- Une instrumentation supplémentaire est importante pour accéder aux déformations de la structure non visibles par les caméras (la partie intérieure de la maquette et le sol en dessous).
- Le développement d'un affaissement plus généralisé permettant de positionner la totalité de la structure dans la zone de compression ou de traction. Ceci peut être réalisé en augmentant le nombre de vérins qui représentent la cavité.

Chapitre 4

Analyse Expérimentale de la Performance d'une Tranchée Périphérique

4 Analyse Expérimentale de la Performance d'une Tranchée Périphérique

Si la dégradation des structures, causée par les mouvements de terrain, est trouvée importante, les solutions de réduction de la vulnérabilité sont essentielles à mettre en œuvre.

La tranchée périphérique est une des solutions proposées pour réduire la vulnérabilité de bâti existant ou futur et des infrastructures. Cette solution serait considérée très efficace sans être d'un coût prohibitif. Elle consiste en la réalisation d'une tranchée entourant la structure. Le but est de limiter les déformations du sol au niveau de l'ouvrage. La tranchée devra donc être en mesure de s'ouvrir ou de se refermer suivant les sollicitations du sol. Afin qu'elle ne s'effondre pas d'elle-même, on comprend alors qu'il faille la remplir avec des matériaux qui devront être compressibles pour que la tranchée remplisse le rôle qui lui est attribué. Les caractéristiques et l'efficacité de la tranchée comme solution de protection vis-à-vis des déplacements horizontaux induits par l'affaissement minier, proposés à l'issue de retours d'expérience et d'études numériques, ont été décrits précédemment dans le chapitre 1 de ce mémoire (cf. section 1.5.1).

Ce chapitre est dédié à l'étude expérimentale de la performance d'une tranchée périphérique par le moyen du modèle physique de l'INERIS.

L'efficacité de la tranchée périphérique peut être observée sur la variation de sollicitations et de l'endommagement de la structure, d'une part, et sur le comportement du sol environnant la structure, d'autre part. Les principaux éléments pris en compte pour évaluer l'efficacité de la tranchée, sont : le déplacement horizontal et la déformation horizontale du sol et de la structure. Une étude paramétrique vis-à-vis de la position de la tranchée par rapport à la structure et de la distance entre la tranchée et la structure a été réalisée. Ces paramètres sont considérés comme influençant de façon importante de la performance de la tranchée.

Une maquette de tranchée est essentielle dans l'étude expérimentale. La conception et le dimensionnement de celle-ci seront abordés dans la section suivante.

4.1 Maquette de tranchée périphérique

Les critères importants à considérer dans la conception et le dimensionnement de la maquette de tranchée sont : le matériau de remplissage de la tranchée, les caractéristiques géométriques et la méthode de mise en place.

4.1.1 Choix de matériau

Le matériau de remplissage de la tranchée doit être caractérisé par une raideur très faible et inférieure à celle du sol pour mieux absorber les déformations du terrain. Elle ne doit pas dépasser 10% de raideur du sol (Al Heib, 2011). Les essais de caractérisation mécanique du sable (cf. section 2.4.1) montrent que pour des faibles confinements de 0,25 à 7,5 kPa (ces valeurs correspondent à la contrainte appliquée dans le modèle physique), son module d'élasticité est compris entre 0,5 à 3 MPa.

D'après ce critère, pour mieux observer les déformations du terrain lors de l'affaissement, différentes configurations de tranchée périphérique ont été réalisées avec différents matériaux. Le choix de ces matériaux de remplissage s'est appuyé sur leur comportement mécanique en compression et leur module d'élasticité. Nous avons réalisé, avec le travail du stage de Master de Kathirkameswaran (2010), deux solutions : **la mousse mélamine** et le système « sandwich » **carton-ressort-carton**. Ces deux matériaux sont beaucoup plus souples que le sable du modèle physique (**Figure 4.1**).

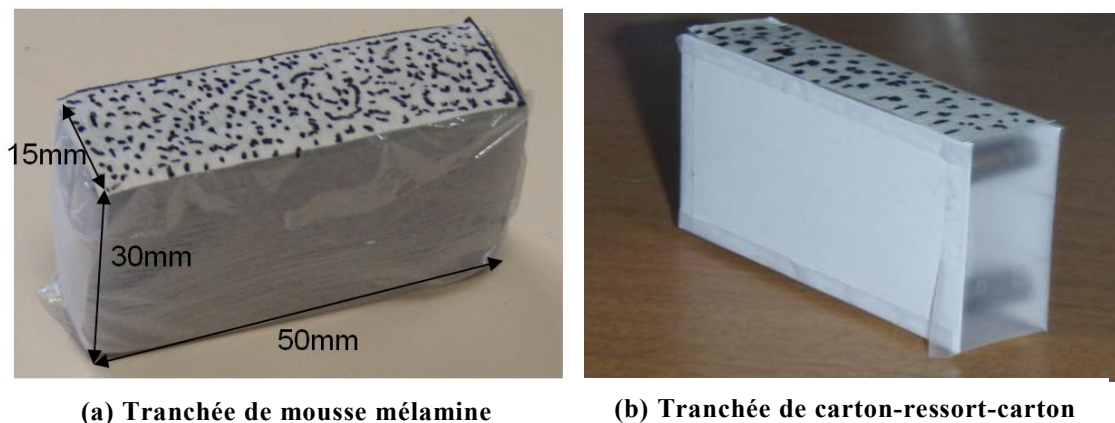


Figure 4.1 : Matériaux envisageables pour la tranchée périphérique

La mousse mélamine a été choisie pour sa déformabilité à la compression, et son aspect physique, elle a des petits pores qui la rendent plus compressible lors d'une sollicitation. De plus en termes de similitude des matériaux, la tranchée en mousse est plus proche des matériaux réels de remplissage de la tranchée (tourbes, foins,...)

La solution carton-ressort-carton permet d'ajuster la rigidité de la tranchée périphérique en variant le nombre de ressorts. La rigidité de la tranchée en carton-ressort-carton peut être alors plus souple que celle en mousse. Cependant, les premiers résultats des essais (Kathirkameswaran, 2010) ont montré que la tranchée en mousse est plus efficace que celle en carton-ressort-carton. De plus, l'avantage de la mousse est sa facilité à la fabrication ainsi que sa capacité à être réutilisée pour plusieurs essais en maintenant son état initial.

La tranchée périphérique en mousse mélamine a donc été choisie pour étudier la performance de la tranchée.

La mousse polymère de mélamine se comporte en général comme un matériau viscoélastique avec une phase élastique parfaite lors de faible déformation et une phase visqueuse idéale lors de forte déformation (Jaouen et al., 2008). Pour l'essai du modèle physique réduit, la tranchée devrait soumettre à une faible contrainte, elle se comporterait donc comme un matériau élastique. Le **Tableau 4.1** résume les caractéristiques de la maquette de tranchée en mousse ainsi que celles du sol et de la structure.

Tableau 4.1 : Caractéristiques des différents matériaux utilisés

Caractéristique	Sol (sable de Fontainebleau)	Structure (polycarbonate)	Tranchée (mousse)
Poids volumique (kN/m ³)	15,4	12	0,08 – 0,11
Module d'élasticité (MPa)	0,5 – 3	2200 – 2500	0,01 – 0,02
Cohésion (kPa)	0 – 1,1	-	-
Angle de frottement (°)	36,5	-	-

Les caractéristiques du sol présentées dans le **Tableau 4.1** correspondent aux valeurs sous faibles contraintes (0 à 20 kPa). On peut observer que **le module d'élasticité de la tranchée en mousse est environ 25 à 50 fois plus faible que celui du sol**, si l'on compare avec le plus faible module du sol. Il faut noter que le module d'élasticité de la mousse a été déterminé avec notre mesure spécifique en mettant différentes masses sur une surface de 9 cm x 9 cm afin de constituer la courbe contrainte-déformation permettant d'estimer ce module d'élasticité.

4.1.2 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de la tranchée périphérique choisies sont basées sur les pratiques réelles et la faisabilité dans le modèle physique.

La maquette de tranchée périphérique est composée de blocs parallélépipédiques alignés sur chaque côté de la structure (**Figure 4.2a**), afin d'éviter l'effort de flexion induit par la poussée et la butée du terrain lors d'apparition d'une cuvette d'affaissement. La section de la tranchée est de 15 mm de large et de 30 mm de profondeur sous la fondation (niveau du terrain). Elle est placée à 10 mm et à 35 mm de l'extrémité de la structure (**Figure 4.2b**). Le **Tableau 4.2** présente les valeurs correspondant à l'échelle prototype.

Tableau 4.2 : Caractéristiques du modèle de tranchée

Caractéristique	Echelle réduite (1/40 ^{ème})	Echelle prototype
Largeur	15 mm	0,6 m
Profondeur	30 mm	1,2 m
Distance entre tranchée et structure	10 mm et 35 mm	0,4 m et 1,4 m

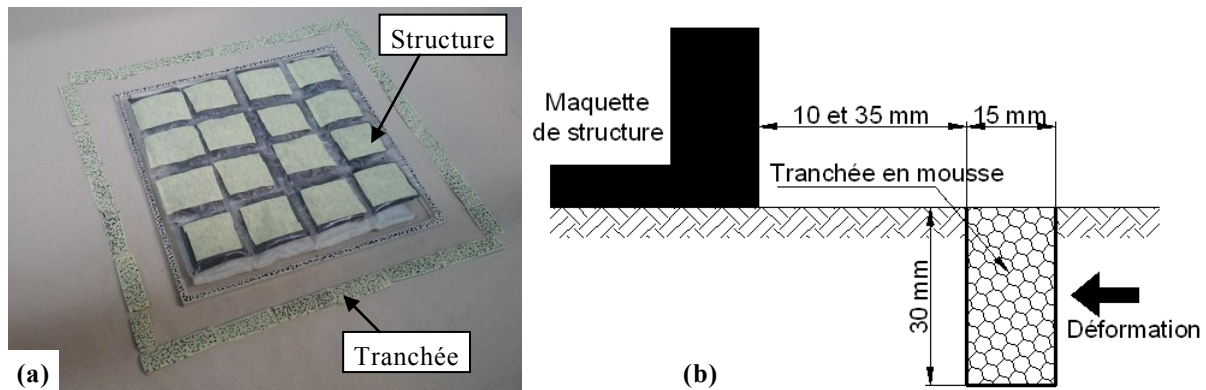


Figure 4.2 : (a) Maquette de tranchée placée à 35 mm autour de la maquette de structure ; (b) caractéristiques géométriques de la maquette de tranchée

Les facteurs d'échelle géométriques de la tranchée périphérique ne sont pas totalement respectés pour des problèmes de manipulation des matériaux et de mise en place de celle-ci dans le sable.

Pour éviter la pénétration du sable dans la mousse (les pores de la mousse sont supérieurs au diamètre du grain de sable 0,08mm à 0,4mm), celle-ci est enveloppée avec un film plastique (Figure 4.1). De même que pour le modèle de structure, pour avoir une meilleure qualité d'images la surface de la tranchée vue par les cameras est grisée.

4.1.3 Réalisation d'un essai en présence de la tranchée périphérique

La réalisation d'un essai en présence de la tranchée se décompose en 4 étapes successives :

- 1) Après la préparation du massif de sable, comme décrite dans la réalisation d'un essai en terrain vierge (cf section 2.3.1), **on positionne la maquette de structure à l'emplacement souhaité (Figure 4.3a)**. La méthode de positionnement de la maquette de structure est présentée dans le chapitre précédent (cf. section 3.2.3).
- 2) **Les blocs de mousse sont ensuite mis en place à l'aide d'un dispositif centré par rapport à la maquette de structure (Figure 4.3b)**. Ce dispositif est enfoncé dans le sol de manière à obtenir une perturbation minimale sur la surface du sable bien préparée. Il joue le rôle de parois de palplanches pour bloquer l'écoulement du sable au voisinage de l'emplacement de la tranchée. De plus, ce dispositif permet de placer correctement la tranchée à une distance voulue de chaque côté de la structure.
- 3) Le sable se trouvant à l'emplacement de la tranchée est enlevé pour encastrier la tranchée dans le sol. **Le tranchée est formée à partir de la mise en place bloc par bloc sur chaque côté de la structure (Figure 4.3c)**. Les blocs constituant la tranchée périphérique sont numérotés afin de maintenir son emplacement d'un essai à l'autre. Un jeu entre les blocs de tranchée et le dispositif de 2 à 3 mm est nécessaire afin d'éviter l'extraction des blocs de tranchée lorsque l'on retire le dispositif de la surface du sol. Ces blocs de tranchées périphériques sont stabilisés par le massif de sable. Puis la zone travaillée est compactée pour remanier le sable dans la zone à

l'intérieur de la tranchée périphérique. La densité du sable à l'intérieur peut être donc différente à celle à l'extérieur de la tranchée. Après le ré-nivellement de la surface du sable, on prend un cliché pour observer le massif de sable et la tranchée à l'état initial.

- 4) Ensuite on met en place la structure qui doit être centrée par rapport à la tranchée périphérique (**Figure 4.3d**). **L'acquisition des données** par les caméras démarre en même temps que la descente du vérin. Les déplacements de la tranchée sont suivis sur la surface grisée (constituée le motif noir et blanc permettant un bon contraste pour la corrélation d'images). **Il est important de noter que seuls les déplacements à la surface de la tranchée peuvent être déterminés.** A la fin de l'essai, la maquette est enlevée de manière à ne pas perturber le sol. Puis on prend un cliché en l'absence de la maquette pour observer le comportement du sol à l'état final sous la structure. Ce cliché doit être comparé avec le cliché pris à l'état initial du sol afin de déterminer la cuvette finale modifiée par la maquette et la tranchée.

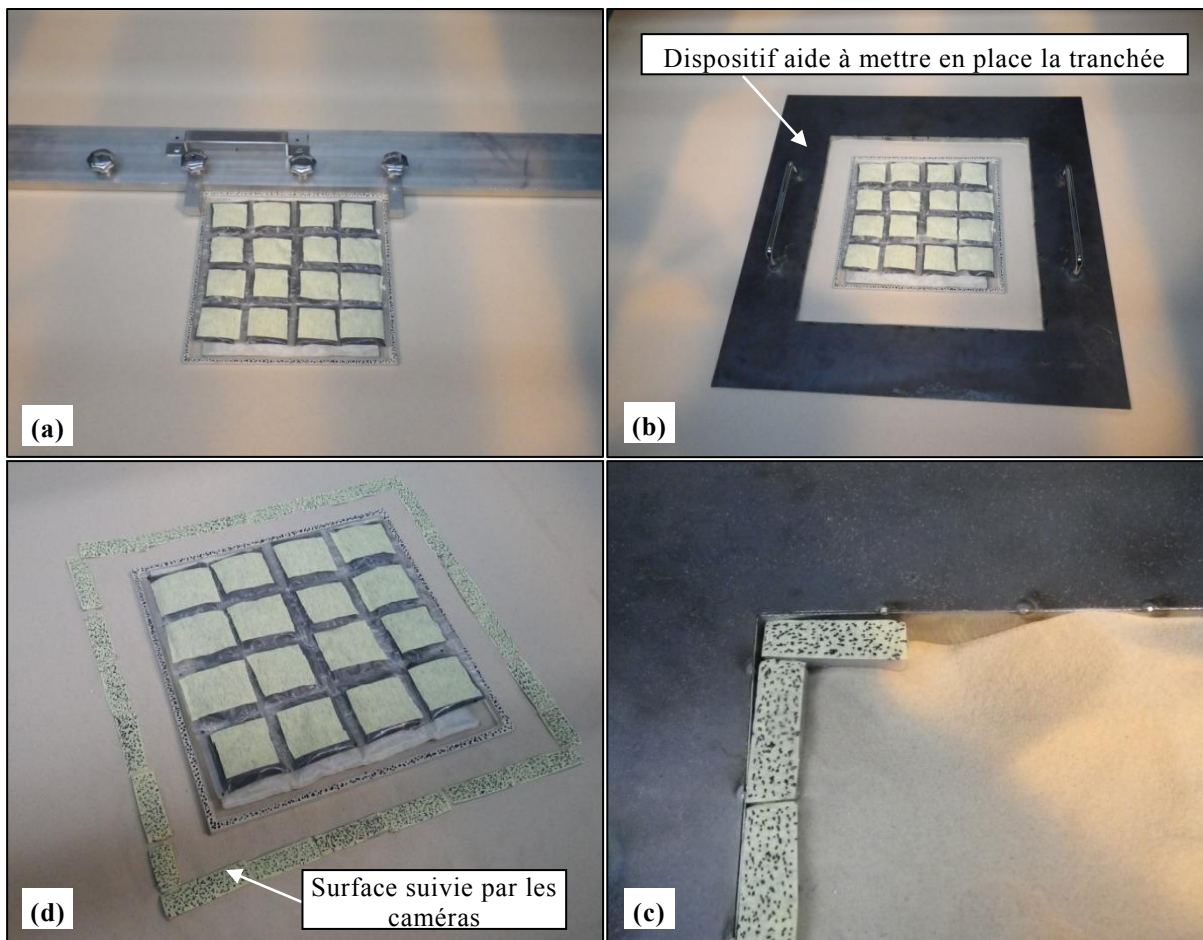


Figure 4.3 : Procédure de mise en place de la maquette de tranchée. (a) positionnement de la structure ; (b) positionnement de la tranchée périphérique centrée par rapport à la structure ; (c) mise en place bloc par bloc de la tranchée sur chaque côté de la structure ; et (d) la structure et la tranchée sont prêts pour la réalisation de l'essai

4.2 Performance de tranchée périphérique

Afin d'investiguer l'efficacité de la tranchée, les essais ont été effectués dans trois configurations (**Figure 4.4**). Pour chaque configuration, deux essais identiques ont été effectués afin de mieux assurer la fiabilité des conclusions sur l'analyse des résultats obtenus.

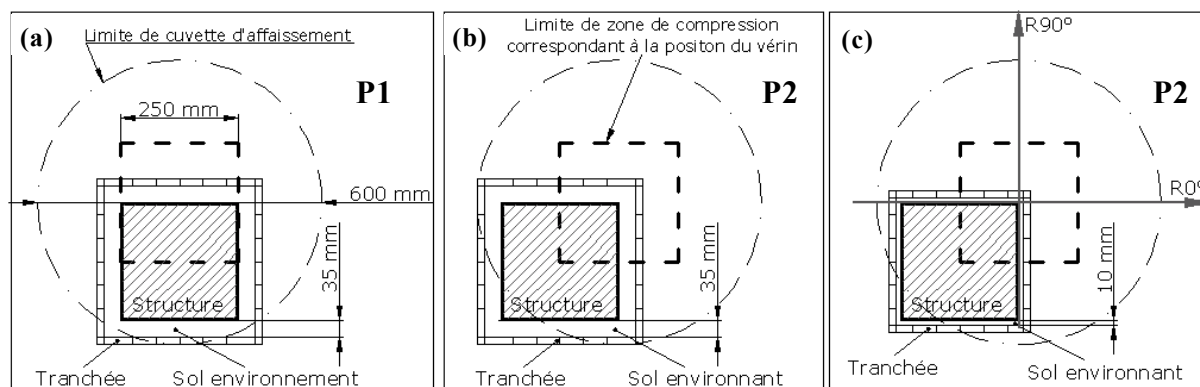


Figure 4.4 : Différentes configurations d'essais avec la tranchée. (a) tranchée à 35 mm de la structure en pente maximale (P1) ; (b) tranchée à 35 mm de la structure en zone de traction (P2) ; et (c) tranchée placée à 10 mm de la structure en zone de traction (P2)

Deux paramètres importants sont pris en compte dans l'étude : la position de la structure et la distance entre la tranchée et la structure. Le modèle de bâtiment est placé dans la zone de pente maximale (P1) et la zone de traction (P2) par rapport à la cuvette d'affaissement. Deux distances de 10 et 35 mm entre la tranchée et la structure en position 2 sont testées, tandis qu'une seule distance de 35 mm est utilisée pour la structure en position 1.

La présence de la structure peut influencer le comportement de la tranchée. Pour mieux appréhender son comportement, on a effectué des essais avec la tranchée mais sans la structure en surface. La configuration de ces essais est identique à celle montrée dans la **Figure 4.4a** mais la structure n'est pas présente.

Le **Tableau 4.3** récapitule l'ensemble des essais réalisés dans l'étude de la performance de la tranchée.

Tableau 4.3 : Ensemble d'essais réalisés dans l'étude de la performance de tranchée

Nom d'essai	Nombre d'essai	Position de maquette	Distance entre tranchée et structure
	H=500 mm (surcharge 0,5 kPa)		
TP35-TV ⁽¹⁾	2	en pente maximale	35 mm
TP35-P1	2	en pente maximale	35 mm
TP35-P2	2	en zone d'extension	35 mm
TP10-P2	2	en zone d'extension	10 mm

⁽¹⁾ Essai avec la tranchée en terrain vierge

Les paramètres utilisés pour la réalisation d'essai (largeur et déplacement du vérin, vitesse de déplacement, et hauteur de recouvrement) avec la tranchée sont identiques à ceux utilisés pour l'essai en terrain vierge (cf. **Figure 3.1**). Les essais pour l'étude de performance de la tranchée ne sont effectués qu'avec la hauteur de recouvrement 500 mm et avec la surcharge de 0,5 kPa.

Le modèle physique permet d'estimer l'efficacité de la tranchée par la comparaison de la déformation horizontale du modèle de bâtiment ou de la déformation horizontale du sol environnant de celle-ci, entre les conditions sans et avec la tranchée.

Selon la littérature, la tranchée est plus efficace pour protéger les bâtis en zone de compression qu'en extension. Cependant, certaines parties des modèles de structure et de tranchée n'existent pas dans la zone de déformation en compression (**Figure 4.4**). Le modèle physique à l'état actuel (avec un seul vérin) n'est capable de produire qu'une cuvette d'affaissement assez localisée (le rayon de la cuvette est plus ou moins égale à la largeur de maquette de structure) – cela empêche de placer la totalité de la structure et de la tranchée dans la zone de compression. La **Figure 4.4b** montre que la zone de compression est limitée au voisinage de la surface du vérin – ceci étant obtenu pour des essais effectués en terrain vierge. Les déformations de la structure et du sol environnant seront donc déterminées sur les bords situés dans la zone de compression. La déformation de la structure en pente maximale est observée sur le bord haut selon la direction $R0^\circ$, alors que le bord droit selon la direction $R90^\circ$ est considéré pour déterminer la déformation de la structure en zone de traction (les définitions des bords sont données dans la **Figure 3.15**). La déformation du sol environnant est déterminée selon le bord de structure considéré, suivant $R90^\circ$ pour le bord haut et $R0^\circ$ pour le bord droit.

Dans un premier temps, nous allons analyser la performance de la tranchée vis-à-vis des mouvements du sol en l'absence de la structure. Puis nous analyserons l'efficacité de la tranchée vis-à-vis du déplacement horizontal et de la déformation horizontale du sol environnant la structure. Ensuite, l'efficacité de la tranchée sera évaluée en se basant sur la déformation horizontale de la structure. Enfin on va estimer le dommage de la structure dans les situations sans et avec la tranchée périphérique.

4.2.1 Performance de la tranchée en l'absence de structure

Afin de mieux appréhender le comportement de la maquette de tranchée en mousse lors d'apparition d'une cuvette d'affaissement, deux essais identiques en présence de la tranchée mais en l'absence de structure sont réalisés. La position de la tranchée étudiée correspond à une distance de 35 mm de la structure en pente maximale (position 1).

Un exemple des iso-valeurs de déplacement vertical dans le cas sans et avec tranchée obtenu par Vic3D est présenté dans la **Figure 4.5**. La présence de la tranchée modifie de manière

peu significative la cuvette d'affaissement : la forme globale de la cuvette est similaire à celle observée en terrain vierge. Le plateau observé au centre de la cuvette est réduit par la présence de la tranchée.

Le côté haut de tranchée, qui se trouve à l'aplomb de vérin, semble suivre les mouvements de terrain induit par le déplacement du vérin.

La **Figure 4.6** illustre la comparaison entre les déplacements verticaux et horizontaux, passant au centre de cuvette, en terrain vierge et ceux avec la tranchée en l'absence de structure. Elle montre que la présence de la tranchée réduit l'extension de la cuvette mais l'amplitude de l'affaissement maximal reste similaire. La tranchée fonctionne comme une paroi verticale permettant d'affaiblir l'effondrement du terrain vers le centre de cuvette.

De plus, on peut observer une réduction d'environ 20% du déplacement horizontal maximal sur la coupe suivant la direction $R0^\circ$. La tranchée joue un rôle de barrière permettant d'atténuer l'influence des mouvements du sol. La modification est plus marquée suivant la direction $R0^\circ$ où la position des tranchées est centrée à l'axe du vérin.

Néanmoins, ces modifications pourraient provenir aussi d'une variation des résultats due à la mise en place, et non uniquement de la présence de tranchée. Par ailleurs, on peut observer que le déplacement horizontal dans le sol avec tranchée pour la position $R90^\circ$ entre -100 et 0 mm est plus beaucoup plus important que celui en terrain vierge. Ceci peut être expliqué par la dissymétrie de la cuvette, d'une part, et par la différence entre la position de l'origine (centre de la cuvette) dans le cas sans tranchée et celle avec tranchée, d'autre part.

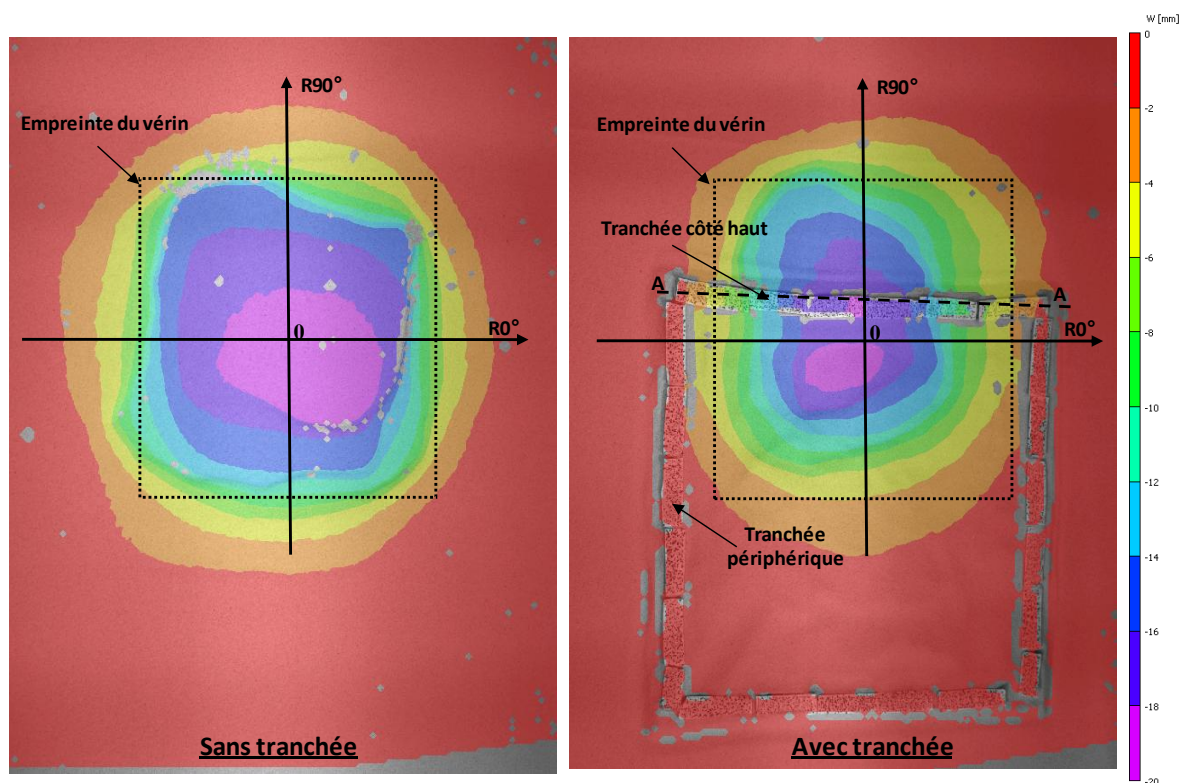


Figure 4.5 : Iso-valeurs du déplacement vertical dans le cas sans et avec tranchée

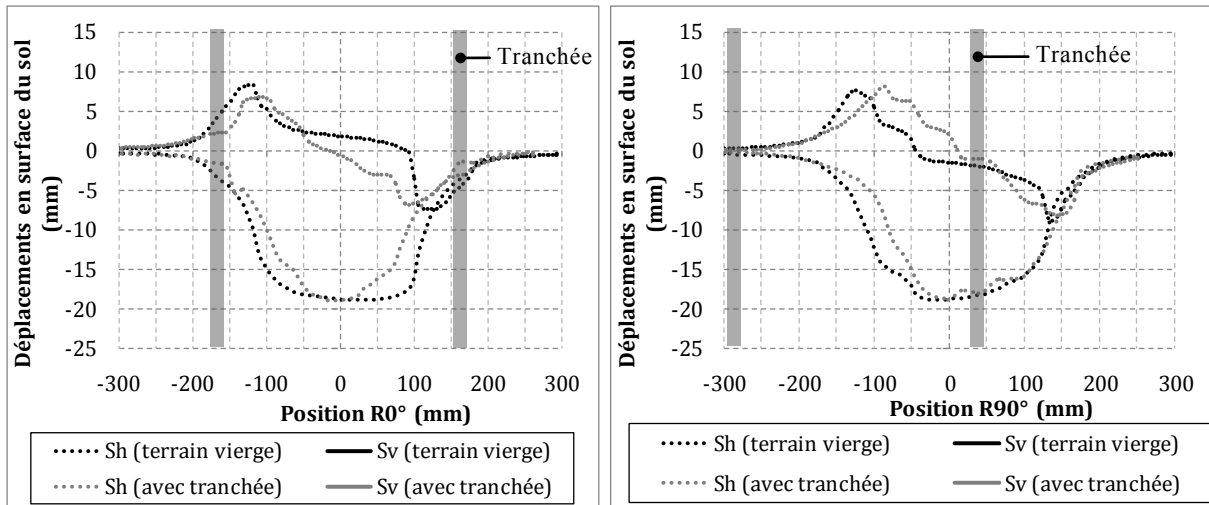


Figure 4.6 : Comparaison des déplacements horizontal (S_h) et vertical (S_v) du sol en condition de terrain vierge et ceux en condition avec présence de la tranchée sans la structure

On a déterminé les déplacements de la tranchée suivant une coupe A-A comme indiquée dans la Figure 4.5. Il s'agit des déplacements du côté haut de la tranchée périphérique. Ces déplacements vertical et horizontal de la tranchée sont comparés avec ceux du sol suivant la direction $R0^\circ$ passé au centre de la cuvette (la distance entre le centre de la cuvette et la tranchée de coté haut est environ 35 mm). La Figure 4.7 montre cette comparaison pour les deux essais réalisés.

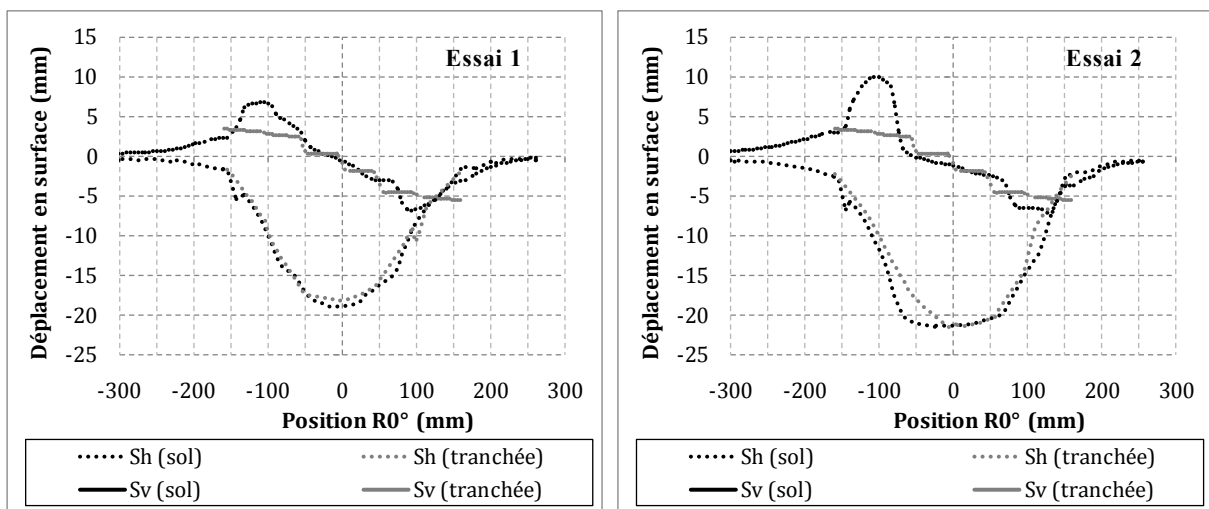


Figure 4.7 : Déplacements horizontal (S_h) et vertical (S_v) du sol suivant la direction $R0^\circ$ passé au centre et ceux du côté haut de la tranchée

On aperçoit que le déplacement vertical de la tranchée suit le déplacement vertical du sol. Cela paraît normal car la tranchée se trouve à l'aplomb du vérin (**Figure 4.5**). En revanche, le déplacement horizontal maximal de la tranchée est au moins 50% inférieur à celui du sol. L'origine peut être du glissement important de terrain qui entraîne les discontinuités locales et donc le déplacement important, alors que la tranchée en blocs se comporte de manière plus continue et plus généralisée (**Figure 4.8**). D'autre part, on aperçoit un écart entre les deux essais identiques : les déplacements vertical et horizontal de l'essai 2 sont plus prononcés que ceux de l'essai 1.

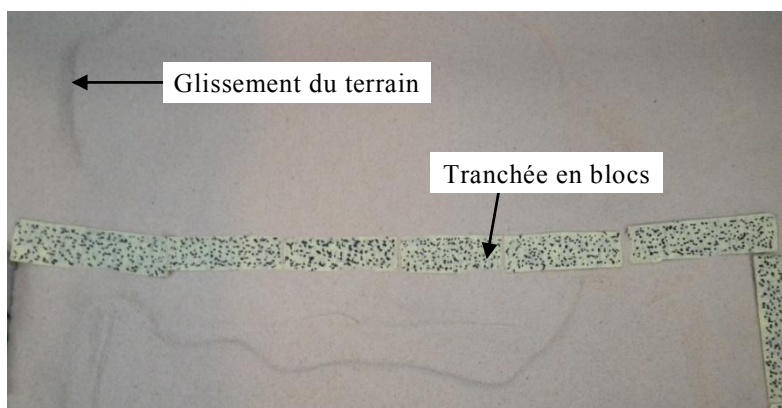


Figure 4.8 : Comportement de tranchée et de terrain lors d'un mouvement

Le paramètre important qui caractérise la performance de la tranchée est la déformation horizontale. On a déterminé alors les déformations horizontales moyennes en compression de la tranchée le long du côté haut suivant les directions $R0^\circ$ et $R90^\circ$ (seules les valeurs négatives représentant la déformation en compression sont considérées). Les déformations de la tranchée sur son côté haut sont comparées avec celles du sol déterminées selon l'axe $R0^\circ$ passant par le centre de cuvette et avec celles en terrain vierge (**Figure 4.9**). Les valeurs moyennes, obtenues de deux essais identiques, des déformations moyennes en compression du sol et de la tranchée sont présentées dans le **Tableau 4.4**.

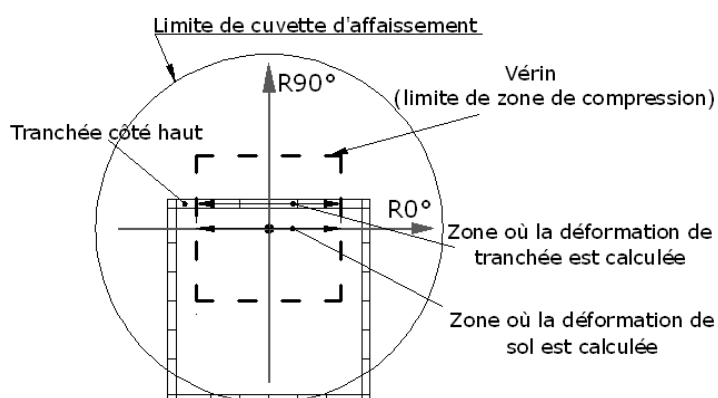


Figure 4.9 : Zones où les déformations de tranchée et de sol sont calculées

Tableau 4.4 : Déformations en compression du sol et de la tranchée (sans structure)

Déformation horizontale moyenne en compression	Suivant R0°	Suivant R90°
Sol (en terrain vierge)	-4,1%	-4,6%
Sol (avec tranchée et sans structure)	-3,7%	-3,8%
Tranchée (côté haut)	-3,0%	-1,1%

La déformation horizontale du sol en terrain vierge est plus prononcée que celle du sol avec la présence de la tranchée. **On obtient une réduction de 10% environ suivant la direction R0° et de 17% environ suivant la direction R90°.** Ces résultats prouvent l'efficacité de la tranchée à réduire la déformation horizontale du sol. La différence entre les deux directions est due à la position de la tranchée par rapport à la cuvette d'affaissement.

La tranchée en mousse est beaucoup plus souple que le sol. Elle doit absorber une déformation plus importante que celle que le sol peut subir. Cependant, le résultat du **Tableau 4.4** montre que la déformation horizontale de la tranchée est plus faible que celle du sol, suivant les deux directions R0° et R90°. Pour expliquer cela, deux raisons sont possibles : 1) la déformation horizontale de la tranchée obtenue est mesurée à la surface du terrain et non la déformation moyenne sur sa profondeur ; 2) la raideur du sable à la surface qui ne subit aucune contrainte peut être plus faible que celle de la tranchée car le module d'élasticité varie avec la contrainte appliquée. D'autres raisons peuvent être liées aux erreurs aléatoires vis-à-vis de la méthode de mise en place : il est possible que le niveau de la tranchée à la surface soit plus élevé que la surface du sol.

4.2.2 Performance de la tranchée en présence de la structure

Nous avons précédemment montré que dans la situation sans structure en surface, la tranchée périphérique peut réduire la déformation horizontale du sol en zone de compression. Nous allons dans cette partie analyser l'efficacité de la tranchée en présence de la structure. L'efficacité peut être évaluée, de la même manière, au travers du déplacement horizontal et de la déformation horizontale du sol environnant la structure et ceux de la structure, en faisant la comparaison entre les valeurs sans et avec la tranchée.

La **Figure 4.10** présente les déplacements horizontaux du sol passé par le centre de cuvette suivant R0° et R90° pour les trois configurations étudiées (cf. **Figure 4.4**).

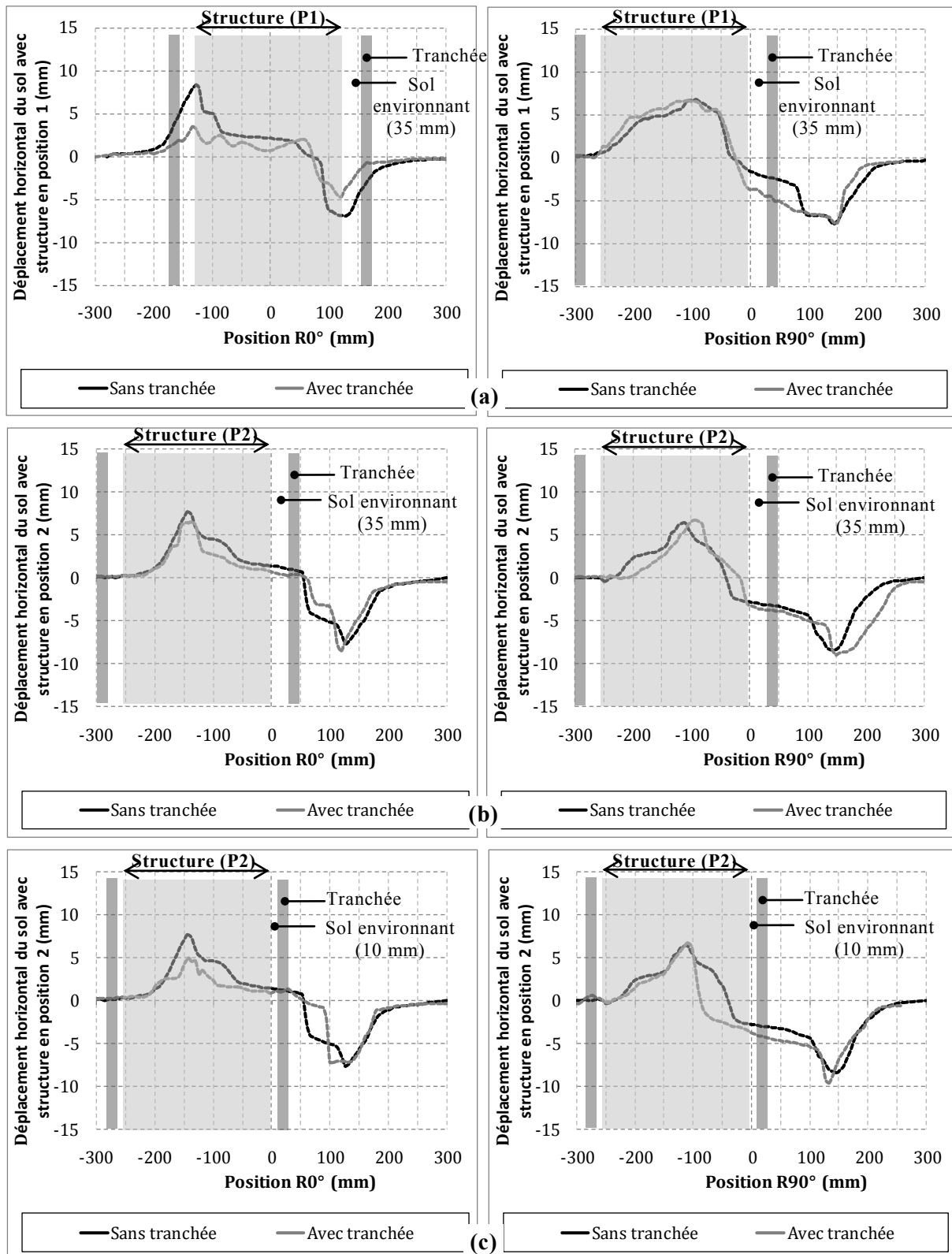


Figure 4.10 : Déplacements horizontaux du sol avec et sans la tranchée. (a) tranchée à 35 mm de la structure en pente maximale ; (b) tranchée à 35 mm de la structure en zone de traction ; et (c) tranchée à 10 mm de la structure en zone de traction

Le déplacement horizontal du sol est plus perturbé dans la direction $R0^\circ$ que $R90^\circ$, notamment pour la structure en position 1 (P1). Une réduction importante plus de 50% du déplacement horizontal maximal est observable dans la direction $R0^\circ$. Cette réduction provient non seulement de la présence de tranchée périphérique mais aussi de la présence de structure. La présence de structure peut influencer aussi les mouvements du sol comme montré dans le chapitre 3 : le déplacement horizontal du sol a été réduit par la structure.

Selon la direction $R0^\circ$, on observe une réduction moins importante de déplacement horizontal maximal pour la structure en position 2 (P2). La réduction est plus marquée pour la tranchée à 10 mm qu'à 35 mm de la structure. Selon la direction $R90^\circ$, par contre, les déplacements horizontaux dans le cas sans et avec tranchée restent similaires. Théoriquement les résultats selon les deux directions $R0^\circ$ et $R90^\circ$ doivent être identiques du fait de la symétrie pour la structure en position 2 par rapport à la cuvette d'affaissement. La différence des résultats entre les deux directions peut être expliquée par la dissymétrie de la cuvette d'affaissement et du mauvais emplacement de la structure (il est possible que la structure n'est pas été précisément placée à l'emplacement désiré).

Ces observations ne sont basées que sur un essai. Cependant, la variabilité des résultats entre les deux essais identiques pour chaque configuration peut légèrement modifier ces conclusions.

La comparaison du déplacement horizontal de la structure en conditions sans et avec tranchée est illustré sur la **Figure 4.11**. Les résultats de deux essais identiques avec la tranchée sont y montrés. Rappelons que le déplacement horizontal est mesuré sur le bord haut pour la structure en position 1 et sur le bord droit pour la structure en position 2.

On peut observer que la différence de déplacements horizontaux entre les deux extrémités de la structure en condition sans tranchée est légèrement plus prononcée que celle en condition avec tranchée. Pour la structure en position 1, elle vaut environ 0,45 mm dans le cas sans tranchée par rapport à 0,33 (valeur moyenne de deux essais) mm dans le cas avec tranchée, soit une réduction d'environ 25%. Pour la structure en position 2, la réduction est d'environ 30 à 40% pour les deux configurations de tranchée à 35 mm et à 10 mm.

On aperçoit, par ailleurs, un écart des résultats entre les deux essais identiques avec tranchée. L'écart est très marquant pour les essais avec la tranchée à 35 mm de la structure en position 2. Ceci peut être expliqué par les erreurs aléatoires au cours d'essai (la mise en place, la fuite du sable,...) et/ou les variabilités intrinsèques du sable.

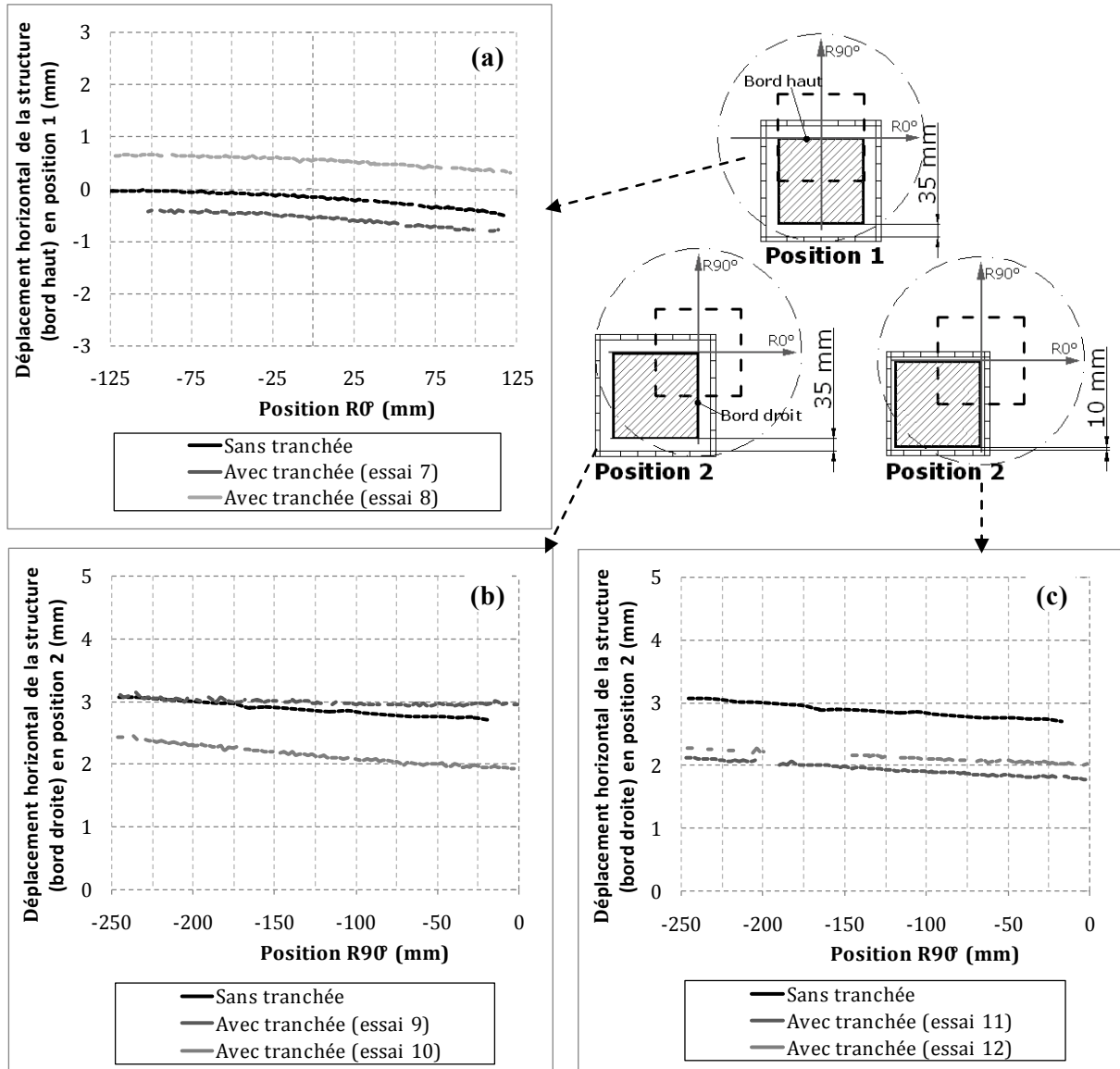


Figure 4.11 : Déplacements horizontaux de la structure avec et sans la tranchée. (a) tranchée à 35 mm de la structure en pente maximale ; (b) tranchée à 35 mm de la structure en zone de traction ; et (c) tranchée à 10 mm de la structure en zone de traction

Pour évaluer l'efficacité de la tranchée périphérique, il est important de déterminer les déformations horizontales de la structure et du sol environnant dans les cas sans et avec tranchée périphérique. Si la structure ou le sol environnant dans le cas avec tranchée se déforme moins que ceux sans la tranchée, la tranchée joue son rôle de protection.

Les déformations obtenues varient de manière importante d'un point à l'autre sur la surface analysée, comme montré dans la **Figure 4.13**. Les déformations sont donc déterminées à l'échelle macroscopique en considérant la valeur moyenne. La déformation de structure est calculée à partir de la différence des déplacements horizontaux de deux extrémités sur la longueur de la structure. La déformation du sol est mesurée sur la zone entre la struc-

ture et la tranchée (Figure 4.12). La valeur de déformation du sol est la moyenne des déformations données par Vic3D dans la zone de compression.

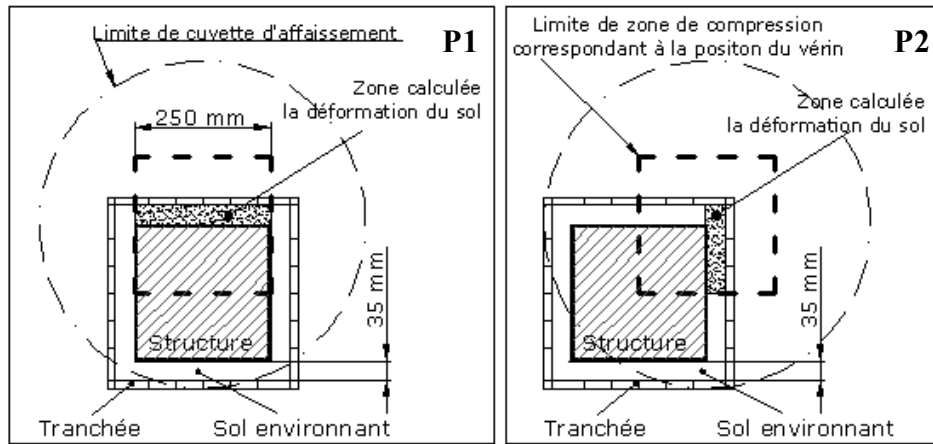


Figure 4.12 : Zones où la déformation horizontale du sol environnant est calculée

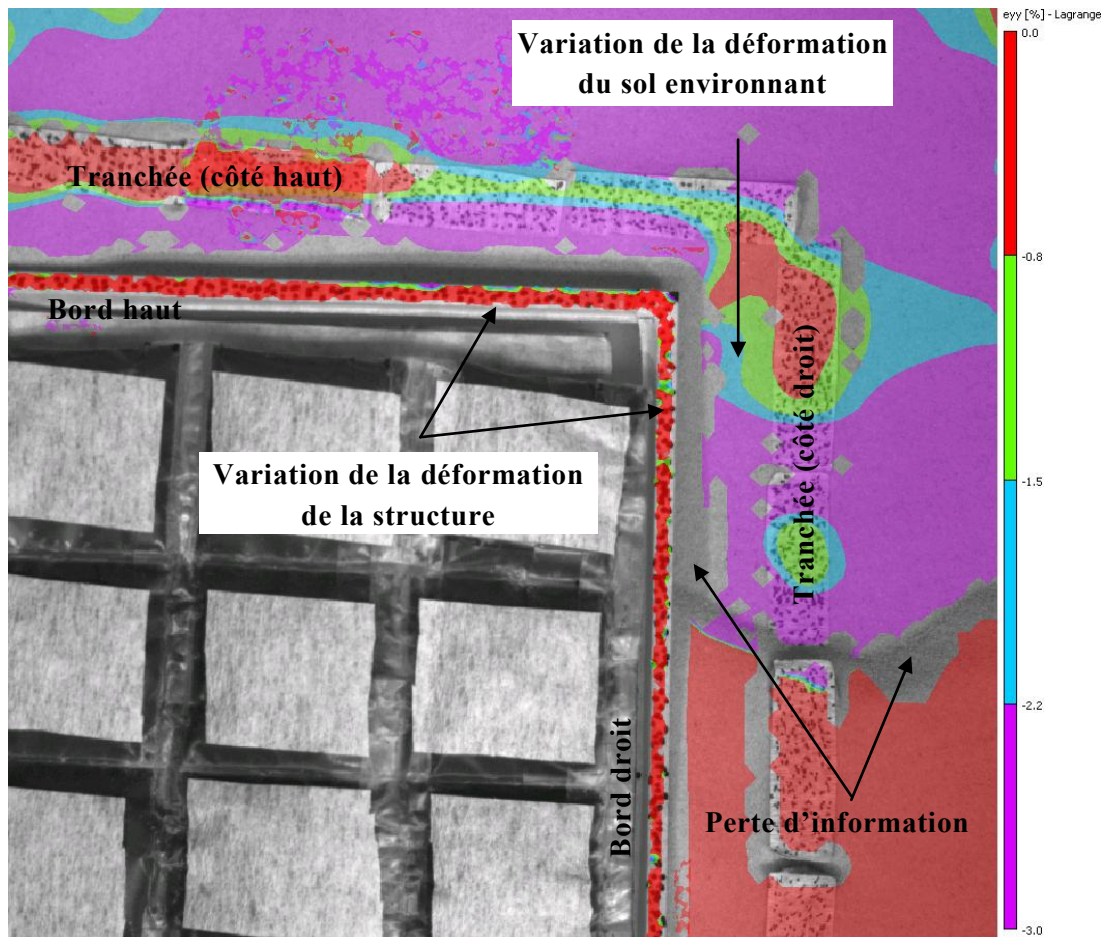


Figure 4.13 : Iso-valeurs des déformations horizontales selon $R90^\circ$ pour la configuration avec la tranchée placée à 35 mm de la structure en zone de traction

Le **Tableau 4.5** présente les déformations horizontales moyennes de la structure et du sol environnant pour les trois configurations considérées dans le cas sans et avec tranchée. Les déformations horizontales moyennes de sol en terrain vierge y sont aussi présentées. Une valeur négative signifie que la déformation est de compression et une valeur positive signifie qu'elle est en extension. Les résultats obtenus sont des valeurs moyennes de deux essais identiques pour chaque configuration. Dans la configuration où la tranchée est placée à 10 mm de la structure, la déformation du sol environnant est inexploitable par le logiciel Vic3D. Il est important de noter que tous les résultats sont analysés à la surface des modèles et certains points dans la zone d'intérêt perdent leur information à cause du glissement important du terrain et des effets parasites qui ne permettent pas un bon suivi par les caméras (**Figure 4.13**). Les histogrammes représentant la réduction des déformations du sol et de la structure et donc l'efficacité de la tranchée sont exposés dans la **Figure 4.14**.

Tableau 4.5 : Déformations horizontales moyennes du sol environnant et de la structure dans les situations sans et avec la tranchée périphérique

Position de structure	D (mm)	Déformation du sol en terrain vierge (%)	Déformation du sol environnant (%)		Déformation de Structure (%)	
			Sans tranchée	Avec tranchée	Sans tranchée	Avec tranchée
Position 1	35	-4,1	-2,70	-0,93	-0,18	-0,13
Position 2	35	-4,6	-2,01	-1,41	0,24	0,14
	10	-4,6	-	-	0,24	0,12

D : distance entre la structure et la tranchée

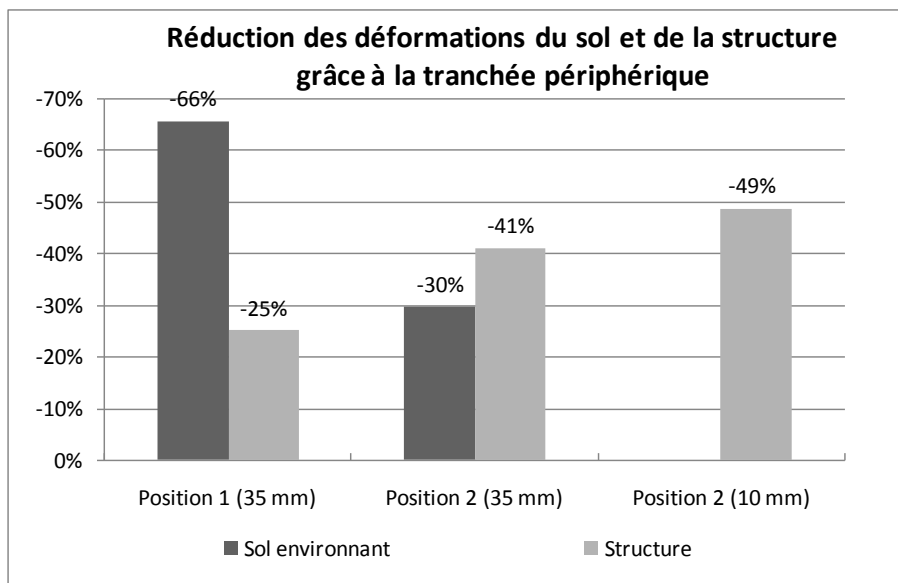


Figure 4.14 : Efficacité de la tranchée périphérique vis-à-vis de la déformation du sol et de la structure

D'après le **Tableau 4.5**, la déformation horizontale de la structure est remarquablement plus faible que celle du sol dans tous les cas. Cela est confirmé dans l'analyse de l'interaction sol-structure présentée dans le chapitre 3. D'autre part, la déformation horizontale du sol en terrain vierge est environ deux fois plus importante que celle dans le cas sans tranchée et largement plus importante que celle dans le cas avec tranchée, ceci montre l'influence de la présence de structure et de tranchée dans l'estimation de mouvements du sol.

Pour la structure en position 1, la **Figure 4.14** montre une diminution presque de 70% sur la déformation horizontale du sol environnant ; tandis que 25% de réduction est obtenue sur la déformation de la structure. Ceci est obtenu en faisant le rapport entre les déformations dans la condition sans et avec tranchée sur celles dans la condition avec la tranchée. La réduction de la déformation du sol obtenue est bien en accord avec l'observation dans les cas réels faite par Peng et al. (1996).

Pour la structure en position 2, la tranchée réduit de 30% la déformation du sol environnant. Ceci rejoint le résultat obtenu par modélisation numérique par Al Heib (2008). Près de 40% de réduction est observée sur la déformation de la structure avec la tranchée à 35 mm et près de 50% de réduction de déformation de structure avec la tranchée plus proche de la structure à 10 mm.

A partir de ces résultats, on peut proposer les remarques suivantes :

- **La performance de la tranchée dépend de la position de la structure. En matière de déformation horizontale du sol, la tranchée est beaucoup plus efficace pour la structure en pente maximale ; en revanche, elle est moins efficace si l'on compare la déformation de structure.** Une des explications peut être simplement la différence de position des tranchées périphériques par rapport à la cuvette d'affaissement. La tranchée entourant la structure en position 1 est plus concernée par la cuvette que celle avec la structure en position 2.
- **La performance de la tranchée varie aussi avec sa position par rapport à la structure. Plus la tranchée est proche de la structure, plus elle est efficace pour réduire la déformation horizontale de la structure.** Cela rejoint l'observation de la modélisation numérique réalisée par Luo et al. (1992). Cependant, cette conclusion peut être différente si l'on ne considère que le résultat d'un essai et non la valeur moyenne de deux essais identiques. On a trouvé un écart important entre les deux essais effectués pour la structure en zone de traction avec la tranchée à 35 mm de celle-ci, cet écart peut être mis en relation avec la méthode de la mise en place utilisée au cours des essais. Par ailleurs, selon Al Heib (2008 ; 2011), la tranchée périphérique trop proche de la structure (mur en maçonnerie, maison individuelle) pourrait perturber la stabilité de la structure elle-même : la présence de la tranchée à proximité immédiate peut induire dans la fondation un tassement important alors que le cas d'une tranchée positionnée à 1 m de distance le déplacement vertical est négligeable. Basés sur les faits ci-dessus, nous pouvons recommander que **la tranchée soit réalisée à une distance d'environ 1 m de la structure afin d'obtenir une performance pertinente**. Cette distance recommandée répondra ainsi de manière satisfaisante à l'aspect pratique de réalisation d'une tranchée.

Nous rappelons que la déformation horizontale du sol environnant pour les essais avec la tranchée à 10 mm de structure est inexploitable : l'efficacité de tranchée vis-à-vis de la déformation du sol environnant n'est donc être évaluée.

L'efficacité de la tranchée analysée par la modélisation physique est similaire à celle issue d'observations de cas réels et de modélisations numériques (cf. section 1.5.1).

L'objectif de la tranchée est de protection des dommages aux structures. Si l'on ne considère que la déformation horizontale étant le seul paramètre caractérisant le dommage et si les dommages sont définis selon le critère de Boscardin & Cording (1989) présenté dans le chapitre 1 de ce mémoire (cf. **Tableau 1.3**), on peut observer sur le **Tableau 4.6** que **l'utilisation de la tranchée périphérique peut réduire le dommage d'appréciable à léger sur les deux structures** pour les deux positions différentes avec la tranchée à 35 mm.

Tableau 4.6 : Comparaison des dommages estimés sur la structure dans la condition sans tranchée avec la condition avec la tranchée

Paramètre	Structure en pente maximale		Structure en zone de traction	
	Sans tranchée	Avec tranchée	Sans tranchée	Avec tranchée
Déformation (%)	-0,18	-0,13	0,24	0,14
Degré de dommage ⁽¹⁾	Appréciable	Léger	Appréciable	Léger

(1) Evaluation de dommage n'est basée que sur la déformation horizontale

4.3 Synthèse et conclusion

L'objectif de la modélisation physique menée est l'étude de la performance d'une solution de protection : tranchée périphérique. La maquette de tranchée est réalisée à l'aide d'une mousse mélamine. A échelle réduite, la largeur de la tranchée est de 15 mm et sa profondeur de 30 mm, elle est placée à 10 et 35 mm de la structure. A échelle réelle, cela correspond une tranchée de 0,6 m de large et de 1,2 m de profondeur, située à 0,4 et à 1,4 m de la structure. Ces caractéristiques géométriques sont basées sur les applications réelles et en fonction de la faisabilité avec le modèle physique utilisé.

Pour comprendre la performance de la tranchée lors d'un mouvement de terrain sans la structure en surface, nous avons effectué deux essais identiques. Les résultats de comparaison entre les mouvements du sol en terrain vierge et ceux en présence la tranchée ont montré que **la tranchée réduit légèrement l'extension de la cuvette d'affaissement ainsi que l'amplitude de déplacement horizontal**. En termes de la déformation horizontale, une réduction de 10 à 20% environ est trouvée grâce à l'implantation de la tranchée périphérique. En ce qui concerne le comportement de la tranchée lors d'un mouvement de terrain, on a observé qu'elle suit la cuvette d'affaissement mais son déplacement horizontal est moins marqué que celui du sol. L'origine est due probablement au glissement important des grains du sable par rapport à la tranchée en blocs de mousse.

Pour analyser l'efficacité de la tranchée avec la présence de la structure, deux paramètres ont été considérés : la position de la structure et distance entre structure et tranchée. Trois configurations différentes ont été réalisées : la tranchée est placée à 35 mm de la structure en pente maximale ; la tranchée est à 10 mm et à 35 mm de la structure en zone de traction. Chaque configuration a été testée avec deux essais identiques. La comparaison du résultat des essais en condition sans tranchée avec celui en condition avec la tranchée met en évidence les conclusions suivantes :

- La performance de la tranchée est variable selon la position de structure. Pour la position de structure en pente maximale, la tranchée réduit davantage la déformation du sol environnant mais réduit moins la déformation de la structure ; et inversement pour la structure en zone de traction. **La tranchée a permis une réduction maximale environ 50% de déformation horizontale de structure et 70% de déformation horizontale du sol environnant la structure.**
- La performance de la tranchée est aussi variable selon son emplacement par rapport à la structure. **Plus la tranchée est proche de la structure, plus elle est efficace à réduire la déformation sur la structure. La tranchée doit être positionnée à environ 1 m de la structure.**
- La tranchée réduit la déformation qui sollicite la structure, elle permet alors d'affaiblir le dommage sur les structures. Basée uniquement sur la valeur de la déformation horizontale, **la dégradation sur la structure estimée appréciable dans le cas sans tranchée devient légère avec l'utilisation de la tranchée périphérique.**

L'étude expérimentale par le modèle physique permet de prouver l'efficacité de la solution de protection par la tranchée périphérique. L'efficacité de cette solution est aussi confirmée par plusieurs observations existantes tant des cas réels que des études numériques (Whittaker et Reddish, 1989 ; Luo et al., 1992 ; Peng et al., 1996. ; Al Heib, 2008...).

Néanmoins, il est important de noter que les conclusions obtenues ci-dessus sont basées sur des mouvements de certaine partie du sol et de la structure qui se trouve dans la zone subissant la déformation en compression. D'autre part, l'écart lié à la mise en place entre deux essais identiques est assez important. Plusieurs améliorations sur le modèle physique actuel doivent être faites pour rendre plus pertinent les résultats :

- Augmenter le nombre du vérin pour créer des mouvements du sol plus généralisés et donc agrandir la zone de compression.
- Etudier des configurations réelles de la structure (avec fondation et éléments verticaux : murs, poutre-poteau,...).
- Développer un système permettant d'assurer un emplacement identique de la tranchée d'un essai à l'autre et de modifier le moins possible le comportement du sol lors de la mise en place de tranchée périphérique.

On dispose à présent d'une première base de connaissance sur la performance de la tranchée périphérique. A court ou moyen terme, des études portant sur l'influence de différents paramètres pourront être réalisées, tels que la géométrie de la tranchée (largeur et profondeur) et la rigidité relative vis-à-vis du sol.

Chapitre 5

Modélisation Numérique de l'Expérimentation Physique

5 Modélisation Numérique de l'Expérimentation Physique

Introduction

La modélisation numérique peut être un moyen très performant pour l'étude de phénomènes mécaniques complexes. Cependant elle n'est qu'une technique d'approximation de la réalité. Il est donc nécessaire de bien définir les enjeux de la simulation ainsi que les phénomènes prépondérants qui doivent être pris en compte. De plus, la validation préalable de l'approche numérique choisie par rapport à une ou plusieurs expériences de référence est nécessaire afin de s'assurer de la pertinence de la solution retenue.

Un grand nombre d'approches existent pour la modélisation des mouvements des sols et leurs conséquences sur la structure en surface : éléments finis, éléments discrets, différences finis, ... Comme présenté dans le chapitre 1 de ce mémoire, la méthode des éléments finis (FEM) est largement utilisée et prouvée pertinente pour les études de l'interaction sol-structure.

Dans un premier temps, les objectifs de la modélisation seront présentés. Basés sur ces objectifs, un code de calcul a été choisi. Nous allons ensuite présenter le logiciel retenu « Marc-Mentat » basé sur la méthode des éléments finis. Par la suite, le calage des paramètres du sol et de l'interface sol-structure sera réalisé à partir des simulations des essais de cisaillement direct. Ces paramètres calés seront utilisés dans les modélisations des mouvements du sol et de l'interaction sol-structure. Puis les résultats des simulations numériques vont être comparés avec les résultats expérimentaux dans le but de valider le modèle numérique. Finalement, des simulations tenant compte de la tranchée périphérique seront effectuées ; son efficacité sera déterminée puis comparée avec celle obtenue par la modélisation physique.

5.1 Objectifs de la modélisation

Le modèle numérique doit être capable de représenter les configurations et les résultats des essais expérimentaux réalisés dans la première partie sur le modèle physique réduit.

Il doit tout d'abord pouvoir créer les mouvements de terrain en 3D sous formes d'une cuvette d'affaissement de forte amplitude de déformations (plus de 10%) à la surface. Il doit ensuite permettre d'étudier l'interaction sol-structure. Cela nécessite alors un code de calcul très performant vis-à-vis des mécanismes de contact. Le modèle numérique doit enfin pouvoir prendre en compte la présence de la tranchée périphérique dans le sol.

En se basant sur ces différents objectifs, plusieurs approches sont envisageables : les méthodes basées sur le milieu continu (FEM, FDM,...) ou sur le milieu discontinu (DEM).

Cependant, la modélisation n'a pas pour but de représenter la ruine de la cavité et la chute de blocs car ce qui nous intéresse ce sont les mouvements en surface. On a fait également abstraction de la cavité pour les essais du modèle physique. D'autre part, le comportement du modèle de structure utilisé dans la modélisation physique est dans le domaine élastique. Il n'est pas donc nécessaire de simuler l'apparition de fissurations et la rupture de la cavité. L'approche du milieu discontinu par des éléments distincts ne nous semble pas essentielle. De plus, cette approche nécessite un investissement en temps très important. En effet comme montré par Caudron (2007) dans son étude sur la modélisation 2D d'un fontis par la DEM du logiciel PFC^{2D}, le temps de calcul pour environ 25000 particules est supérieur à six semaines sur un ordinateur standard de l'année 2005-2006. Dans notre étude sur la modélisation 3D avec un modèle de dimensions 1300 x 650 x 200 mm³, il nécessite environ 40 milliard des particules pour représenter des grains de sable (dont le diamètre moyen est de 0,2 mm), ce qui demandera alors un temps de calcul trop important.

Les approches de milieu continu nous semblent plus adaptées. **Nous avons donc retenu l'approche basée sur la méthode des éléments finis (FEM) du logiciel Marc-Mentat** de MSC.Software Corporation.

5.2 Présentation du logiciel Marc-Mentat

MSC Marc, qui utilise la FEM, est un logiciel commercial développé par MSC.Software. Il est très largement utilisé dans les industries automobiles et aéronautiques. En raison de ses nombreuses applications, il est également très populaire dans les milieux de la recherche. Le système de Marc est composé de trois parties (**Figure 5.1**) :

- Preprocessing par Marc Mentat ou MD Patran : les informations géométriques qui définissent le modèle sont générées ;
- Réalisation par Marc : le modèle est analysé par le code programmé dans le logiciel ;
- Postprocessing par Marc Mentat ou MD Patran : les résultats sont exploités graphiquement.

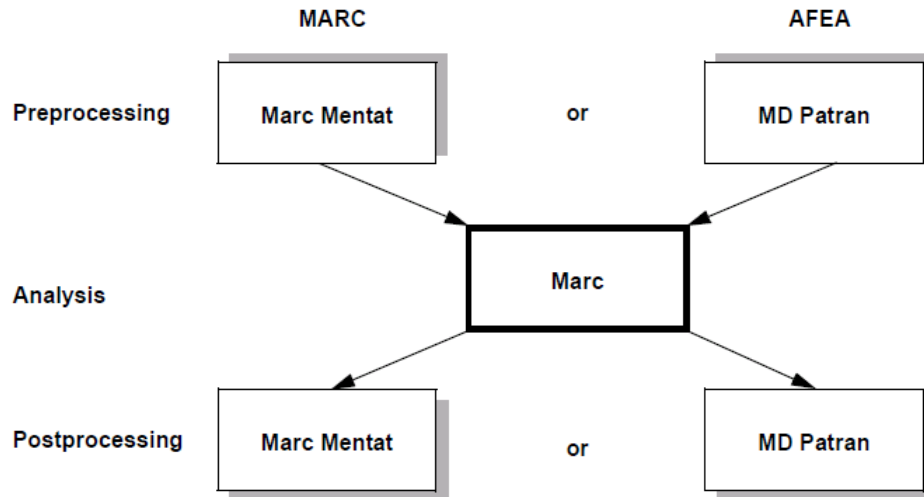


Figure 5.1 : Système d'application de Marc (extrait de Marc, 2010)

Dans nos simulations, la géométrie des modèles est réalisée par Marc Mentat et l'analyse est faite par Marc et enfin les résultats sont exploités par Marc Mentat.

Avec Marc, on peut modéliser les problèmes physiques en une, deux, ou trois dimensions avec des analyses linéaire et non-linéaire dans les régimes statique et dynamique. Dans les simulations des mouvements du sol et de l'interaction sol-structure, la connaissance sur les lois de comportement du sol et du contact sol-structure est essentielle. Marc-Mentat permet de représenter ces lois de comportement.

Par la suite nous présenterons les lois de comportement du sol et du contact implantées dans le code de calcul Marc qui seront utilisées pour les simulations des mouvements du sol et de l'interaction sol-structure.

5.2.1 Loi de comportement du matériau « Geomodel »

Les sols présentent en général un comportement élasto-plastique complexe, approximé fréquemment par une loi de comportement élastique-plastique utilisant la surface de rupture de Mohr-Coulomb. Marc ne dispose pas directement de la vraie loi de comportement Mohr-Coulomb. Cependant la version Marc 2010 est implémentée avec le model « Exponentiel Cap » qui est basé sur le « Geomodel » développé par le laboratoire Sandia (Fossum & Brannon, 2004). L'un des intérêts de ce model généralisé de plasticité est sa capacité à représenter différents modèles standards :

- Drucker-Prager linéaire et non-linéaire, associé ou non-associé;
- Mohr-Coulomb linéaire et non-linéaire, associé ou non-associé;
- Von Mises ; ...

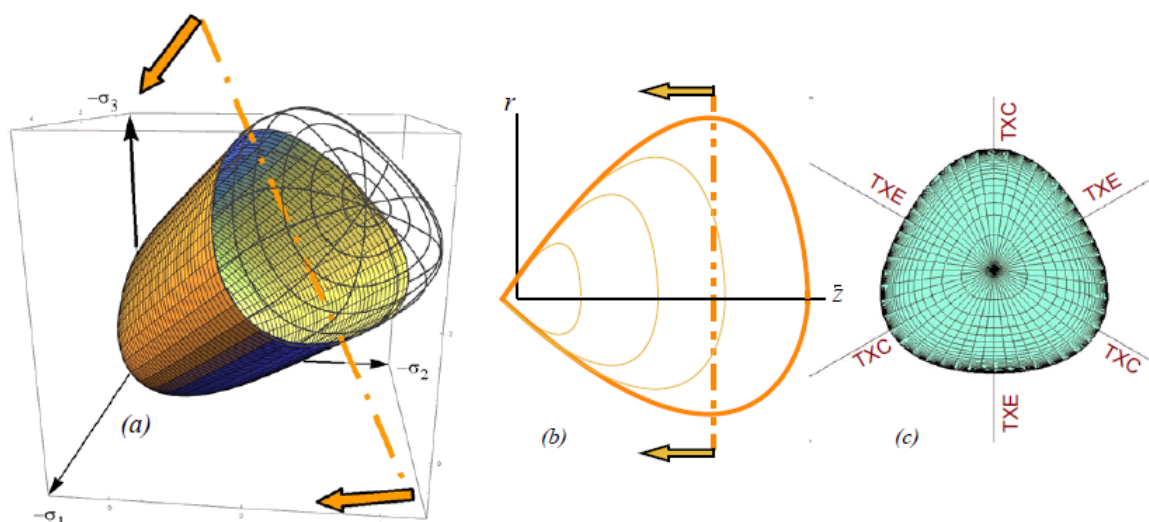


Figure 5.2 : Surface de rupture de Geomodel (Fossum & Branon, 2004). (a) Vue tridimensionnelle dans l'espace de contrainte principale avec le « cap » ; (b) Vue dans le plan méridional utilisant les coordonnées cylindriques ; (c) Vue octaédrale avec TXC (compression triaxiale) et TXE (Extension triaxiale)

La surface de rupture générale du Geomodel est illustrée dans les **Figure 5.2**. Ce modèle généralisé de plasticité permet de prendre en compte l'effet de deux mécanismes : porosité et microfissuration. Le détail du développement du Geomodel est présenté en annexe E.1.

Le critère de plasticité utilisé pour représenter le comportement du sol est celui de Mohr-Coulomb linéaire non-associé à partir du Geomodel. Pour simplifier le Geomodel à Mohr-Coulomb, les paramètres du Geomodel peuvent être liés aux valeurs c, φ, ψ du sol (cf. annexe E.1 ; équations E.6 à E.15). La simplification est basée sur l'essai triaxial. Nous avons trouvé que les valeurs c et φ entrées dans les simulations d'essai triaxial sont identiques aux valeurs c et φ déterminées sur la courbe contrainte-déformation issue de ces simulations. Cependant un écart d'environ 1 à 2° (soit moins de 10%) a été observé sur la valeur de l'angle de dilatance ψ entrée et celle déduite de la simulation. Cet écart provient des limites du logiciel utilisé Marc-Mentat qui ne permet pas de respecter totalement les conditions de simplification vis-à-vis de certains paramètres du Geomodel.

La loi de Mohr-Coulomb simplifiée de Geomodel est identique au niveau de critère de rupture mais très légèrement différent au niveau de comportement de dilatance par rapport au Mohr-Coulomb classique.

5.2.2 Loi de contact dans Marc

Marc-Mentat possède des algorithmes bien établis pour résoudre des problèmes de contact : contact mécanique, contact thermique, contact acoustique, contact électromagnétique,...etc.

Le contact doit être tout d'abord détecté entre les deux corps en jeu (soit contact entre corps rigide-déformable, soit contact entre deux corps déformable-déformable). Puis les deux corps en contact peuvent glisser l'un par rapport à l'autre suivant un modèle de frottement de Coulomb, ou le contact peut être séparé.

5.2.2.1 Détection du contact

Dans une analyse statique, différentes situations de contact sont possibles comme illustrées dans la **Figure 5.3** :

- Nœud à l'extérieur de l'élément et de la distance tolérance : les deux corps ne sont pas en contact et le nœud du corps contactant reste en position actuelle.
- Nœud à l'extérieur de l'élément mais à l'intérieur de la distance tolérance : le nœud du corps contactant est projeté sur le segment du corps contacté.
- Nœud à l'intérieur de l'élément et à l'intérieur de la distance tolérance : le nœud du corps contactant est repoussé sur le segment du corps contacté.
- Nœud à l'intérieur de l'élément mais à l'extérieur de la distance tolérance : le nœud du corps contactant a pénétré le corps contacté.

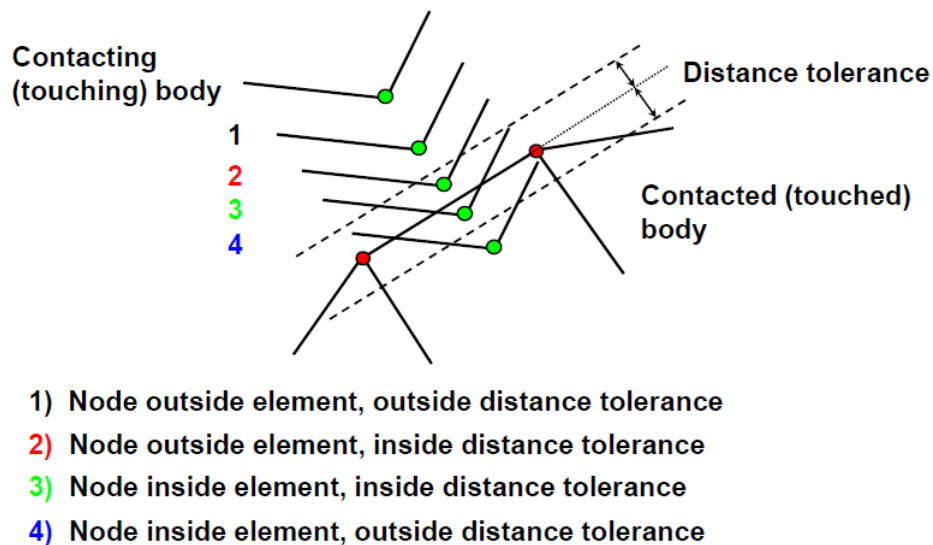


Figure 5.3 : Situations possibles de contact

La taille de la distance de tolérance a un impact significatif sur le temps de calcul et la précision de la solution. Dans notre cas de contact sol-structure où la structure est posée sur le sol, il est préférable que la distance tolérance soit petite pour mieux représenter le glissement et le décollement de la structure par rapport au sol. Cependant, cela peut engendrer un temps de calcul important.

5.2.2.2 Modèle de frottement de Coulomb

Le frottement est un phénomène physique complexe qui concerne les caractéristiques de la surface telles que la rugosité de surface, la température, la contrainte normale et la vitesse relative de glissement. Le modèle de frottement de Coulomb (**Figure 5.4**) est très utilisé pour diverses applications.

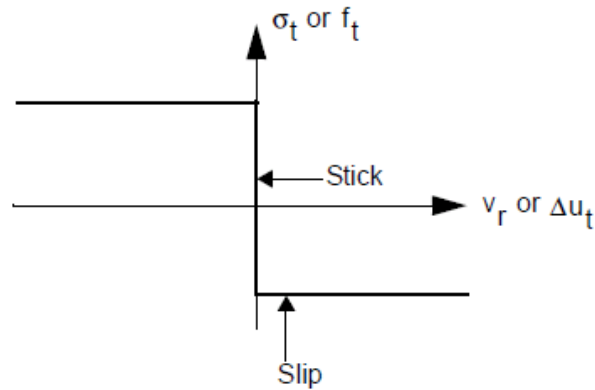


Figure 5.4 : Modèle de frottement de Coulomb

Le modèle de Coulomb peut être caractérisé par :

$$\|\sigma_t\| < \mu\sigma_n \text{ (stick) et } \sigma_t = -\mu\sigma_n \cdot t \text{ (slip)} \quad [5.1]$$

où

σ_t est la contrainte tangentielle (frottement)

σ_n est la contrainte normale

μ est le coefficient de frottement

t est le vecteur tangentiel dans la direction de la vitesse relative

$$t = \frac{V_r}{\|V_r\|} \quad \text{avec } V_r \text{ est la vitesse relative de glissement}$$

Il est également possible d'utiliser les forces normale et tangentielle (f_n et f_t) au lieu des contraintes normale et tangentielle (σ_n et σ_t).

Pour une contrainte normale ou une force normale donnée, la contrainte ou la force tangentielle possède un comportement de «step function» qui est basée sur la valeur de la vitesse relative de glissement V_r ou le déplacement incrémental relatif tangentiel Δu_t (**Figure 5.4**).

Du fait de la discontinuité dans la valeur de frottement qui peut causer facilement des difficultés numériques, différentes approximations du modèle de frottement de Coulomb sont implémentées dans Marc : arctangent model ; stick-slip model ; et modèle bilinéaire.

Parmi celles-ci le modèle bilinéaire (**Figure 5.5**) qui ressemble à la théorie élasto-plastique parfaite représente mieux le comportement de l'interface sol-structure obtenu lors des essais de cisaillement direct (cf. chapitre 2, section 2.4.2).

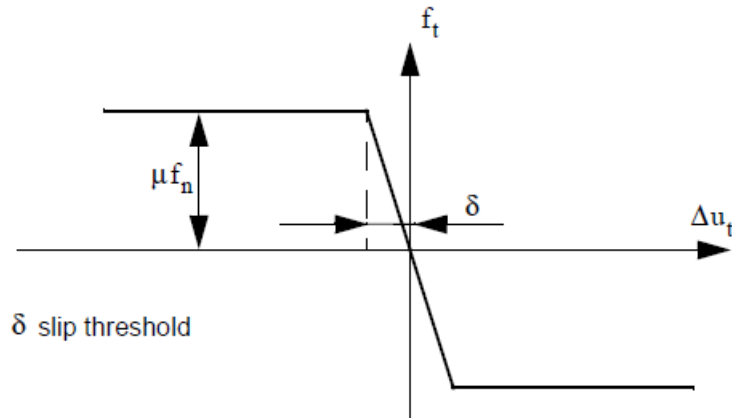


Figure 5.5 : Modèle bilinéaire de frottement de Coulomb

Le modèle bilinéaire est basé sur les déplacements relatifs tangentiels. Il suppose que les conditions stick-slip (adhérence-glissement) correspondent aux déplacements relatifs réversibles (élastique) et permanents (plastique) respectivement. La raideur tangentielle K_s dépend alors du seuil de glissement δ :

$$K_s = \frac{\mu f_n}{\delta} \quad [5.2]$$

Le modèle bilinéaire sera utilisé pour le calage des paramètres de l'interface sol-structure et pour éventuellement les simulations de l'interaction sol-structure lors d'un mouvement de terrain.

Une limite importante est imposée sur la loi de frottement de Coulomb. Lorsque l'amplitude de la contrainte ou la force normale est très importante, le modèle de Coulomb peut surestimer la contrainte tangentielle de frottement car celle-ci augmente avec la contrainte normale. Elle pourrait donc dépasser la résistance de rupture du matériau. Puisque cela est physiquement impossible, un calcul différent du frottement doit être appliquée. Deux choix sont possibles : soit on introduit le coefficient non-linéaire de frottement, soit on introduit la contrainte limite de frottement τ_{max} . Pour ce dernier, la contrainte tangentielle maximale est alors déterminée par la relation suivante :

$$\tau_{max} = \min(\mu\sigma_n; \tau_{lim}) \quad [5.3]$$

L'utilisation de la notion de contrainte limite de frottement pour déterminer la contrainte tangentielle maximale sera adoptée dans nos simulations par la suite.

5.2.2.3 Séparation ou décollement d'un contact

Après qu'un nœud soit mis en contact avec une surface, il est possible qu'il se sépare dans une itération ou un incrément suivant. Mathématiquement, un nœud doit se séparer lorsque la force de réaction entre ce nœud et la surface devient positive ou traction. Physiquement, on peut considérer qu'un nœud doit se séparer quand la force normale F_n ou la contrainte normale σ_n est supérieure à la tension de surface. Dans Marc, il est possible d'entrer une force ou une contrainte pour causer la séparation. Si la force normale F_n dépasse la force de séparation $F_{separation}$, le nœud en contact peut se séparer de la surface, sinon il reste toujours en contact (**Figure 5.6**). Cependant le résultat est non-réaliste, si la force ou la contrainte qui conditionne la séparation est importante.

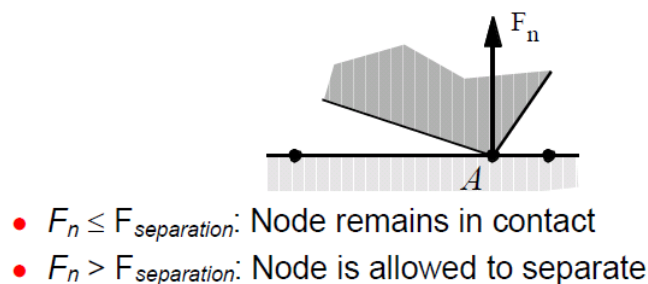


Figure 5.6 : Condition pour la séparation d'un contact

La séparation peut être basée sur la force ou la contrainte du nœud en contact. L'utilisation de la méthode avec la contrainte est recommandée pour éviter l'effet de la taille d'éléments.

Marc permet également de conditionner la séparation en employant la contrainte relative. Au lieu d'entrer une valeur absolue de contrainte de séparation, on peut entrer un pourcentage de la contrainte normale maximale du contact. Cette notion de la contrainte relative de séparation sera utilisée pour notre étude.

5.3 Calage des paramètres du sol et de l'interface

Afin que la modélisation numérique soit validée par les résultats expérimentaux, les paramètres du sol et de l'interface utilisés dans les simulations numériques doivent être calés avec ceux utilisés dans les essais physiques.

5.3.1 Détermination des caractéristiques du sol

Le comportement du sol dans la modélisation numérique doit être similaire à celui observé physiquement.

Nous allons d'abord déterminer les caractéristiques pertinentes du sol à utiliser dans les simulations des mouvements de terrain, puis comparer les résultats des simulations des essais de cisaillement avec ceux des essais au laboratoire. Les caractéristiques utilisées dans les simulations sont présentées dans le **Tableau 5.1**. Ces caractéristiques sont obtenues à partir des essais physiques de cisaillement pour différentes densités et différentes plages de contraintes. Elles sont choisies en se basant sur l'observation sur les essais du modèle physique.

Tableau 5.1 : Caractéristiques du sable des essais expérimentaux de cisaillement

Caractéristique	Sable dense		Sable moyen	
	σ_n : 0 – 100 kPa	σ_n : 0 – 20 kPa	σ_n : 0 – 100 kPa	σ_n : 0 – 20 kPa
c (kPa)	3,3	3	3,1	1,4
φ (°)	40	41,5	32,1	37,8
ψ (°)	20	20	14	14

c, φ, ψ : la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance respectivement. L'angle de dilatance est estimé à partir du courbe déplacement horizontal – déplacement vertical des essais de cisaillement.

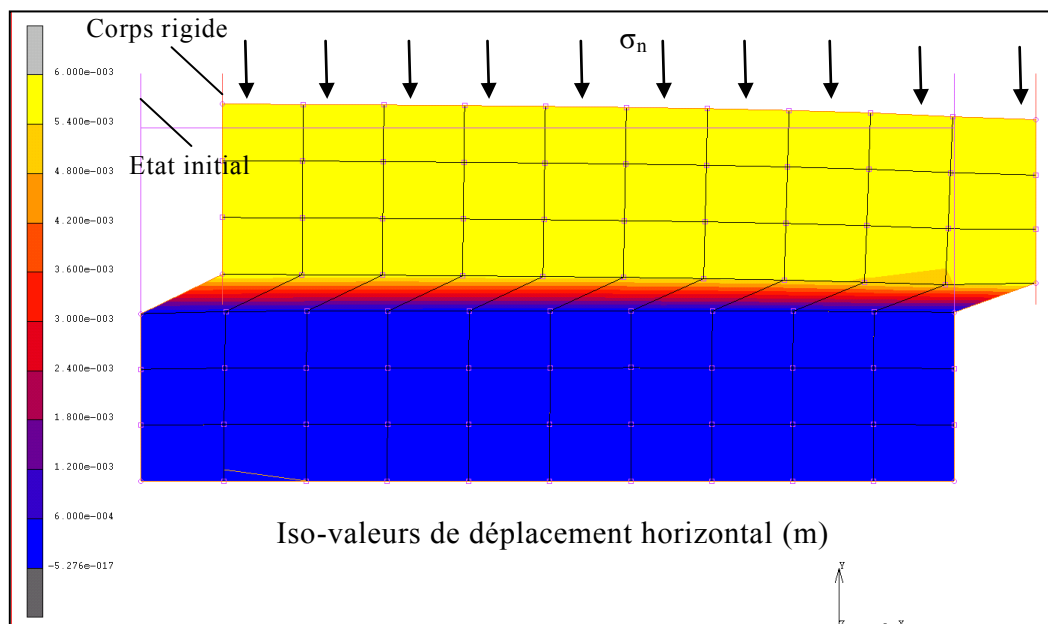


Figure 5.7 : Simulation de l'essai de cisaillement direct du sol

Les essais de cisaillement direct réalisés au laboratoire sont simulés numériquement avec l'hypothèse de déformation plane (**Figure 5.7**). Les caractéristiques géométriques de l'échantillon sont 60 mm de largeur et 26 mm de hauteur. La bande de cisaillement de l'échantillon a une épaisseur d'1 mm, qui se trouve à mi-hauteur. La partie inférieure de l'échantillon est fixée, alors que la partie supérieure est poussée par un corps rigide jusqu'à 6 mm (soit 10% de largeur de l'échantillon). Le maillage utilisé est un bon compromis pour obtenir la convergence de la solution. De faibles à fortes contraintes normales σ_n sont ap-

pliées : d'environ 1,2 à 97 kPa. Le module d'élasticité E augmente avec la contrainte normale (la relation $E = f(\sigma_n)$ appliquée est estimée selon les résultats des essais œdométrique modifiés et des essais de cisaillement). Le coefficient de poisson ν est pris égal 0,25 pour le sable (correspondant au coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = \nu/(1 - \nu) = 0,33$). Différentes caractéristiques du sable (c, φ, ψ) du **Tableau 5.1** sont utilisées dans la simulation numérique afin de caler les paramètres avec les essais expérimentaux et de trouver les caractéristiques les plus pertinentes permettant de représenter un comportement similaire à celui observé sur les essais des mouvements de terrain du modèle physique.

Le massif de sable du modèle physique a une densité moyenne selon l'estimation de l'essai pénétrométrique Panda (cf. annexe C.1), nous ne présenterons que les résultats des simulations avec les propriétés du sable moyen.

Les comportements du sable moyen obtenus expérimentalement et numériquement sont présentés dans la **Figure 5.8**. Sur cette figure, les caractéristiques plastiques du sol employées pour les simulations numériques sont celles sous faibles contraintes normales σ_n : 0 à 20 kPa. Sur les courbes $\tau - Dh$, on observe que la pente initiale des courbes des essais expérimentaux et des simulations (pour $Dh < 0,5$ mm) sont bien concordantes pour toutes les contraintes normales appliquées. Les valeurs maximales de la contrainte tangentielle τ de la simulation numérique sont très proches de celles obtenues expérimentalement pour les fortes contraintes normales (41 à 97 kPa), mais légèrement moins importantes pour les contraintes normales plus faibles (1,2 à 31 kPa). L'explication vient du fait que les courbes $\tau - Dh$ de la simulation numérique présentent un comportement du sol élastoplastique parfait sans écrouissage, alors que les courbes expérimentales présentent un comportement avec écrouissage. Des difficultés ont été rencontrées (problèmes de convergence) durant les calculs numériques pour obtenir le comportement avec écrouissage. Une bonne concordance est cependant observable sur la résistance au palier (ou critique) ; elle est meilleure sur les courbes avec faibles contraintes normales de 0 à 20 kPa.

Cette observation est aussi confirmée par les courbes intrinsèques $\tau - \sigma_n$ (**Figure 5.9**). (Les contraintes tangentielles maximales constituant les courbes enveloppes sont déterminées en moyennant les contraintes tangentielles correspondant aux déplacements horizontaux de 1 à 2 mm). Chaque graphe de la **Figure 5.9** comporte des courbes $\tau - \sigma_n$ obtenues à partir de l'expérience, de la relation approchée basée sur les données expérimentales, et des simulations numériques avec les caractéristiques du sol sous σ_n : 0 à 100 kPa et sous σ_n : 0 à 20 kPa. La cohésion et l'angle de frottement issus sur ces courbes intrinsèques sont présentés dans le **Tableau 5.2**. Les courbes numériques sont globalement mieux calées sur les courbes expérimentales pour les représentations avec σ_n : 0 à 100 kPa qu'avec σ_n : 0 à 20 kPa. Cela est dû au fait que les courbes expérimentales présentent un comportement plastique non-linéaire, alors que l'hypothèse adoptée dans la simulation numérique est linéaire. Cependant, on observe que l'angle de frottement au palier obtenu numériquement avec σ_n : 0 à 20 kPa est très proche de celui déterminé expérimentalement. La cohésion numérique pour tous les cas est plus faible.

Sur les courbes $Dv - Dh$, on observe en général une similarité de la pente caractérisant la dilatance du sol. Par contre, le comportement contractant-dilatant visible sur les courbes expérimentales n'est pas présent sur les courbes numériques. Le sol semble se dilater dès le début du chargement. Une raison pourrait provenir de l'indice des vides initial, de l'algorithme de calcul avec contact adopté dans Marc,...

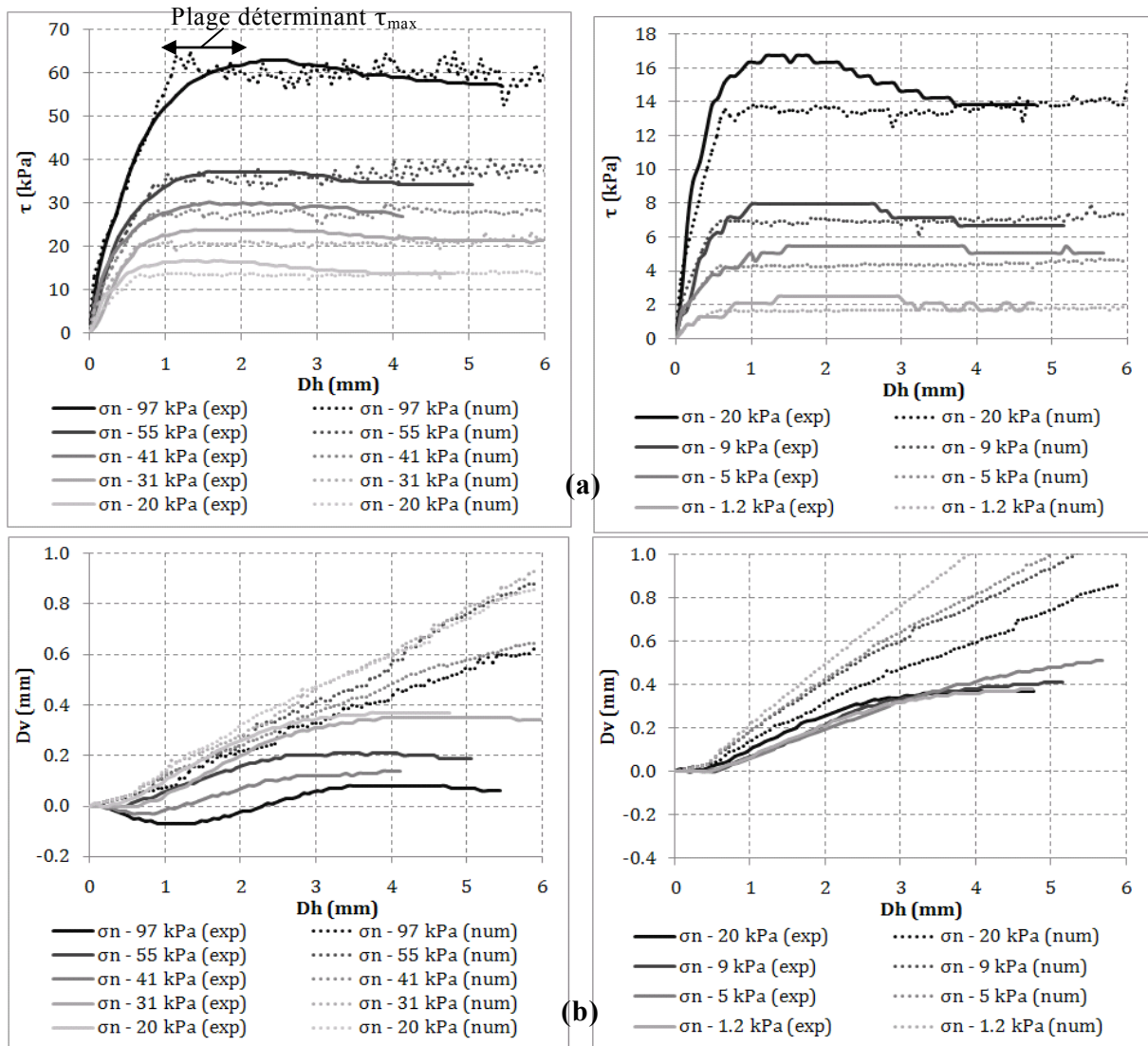


Figure 5.8 : (a) Courbes contrainte tangentielle (τ) – déplacement horizontal (Dh) pour contraintes normales σ_n : 20 – 100 kPa (gauche) et σ_n : 0 – 20 kPa (droite) ; (b) Courbes déplacement vertical (Dv) – déplacement horizontal (Dh) pour contraintes normales σ_n : 20 – 100 kPa (gauche) et σ_n : 0 – 20 kPa (droite)

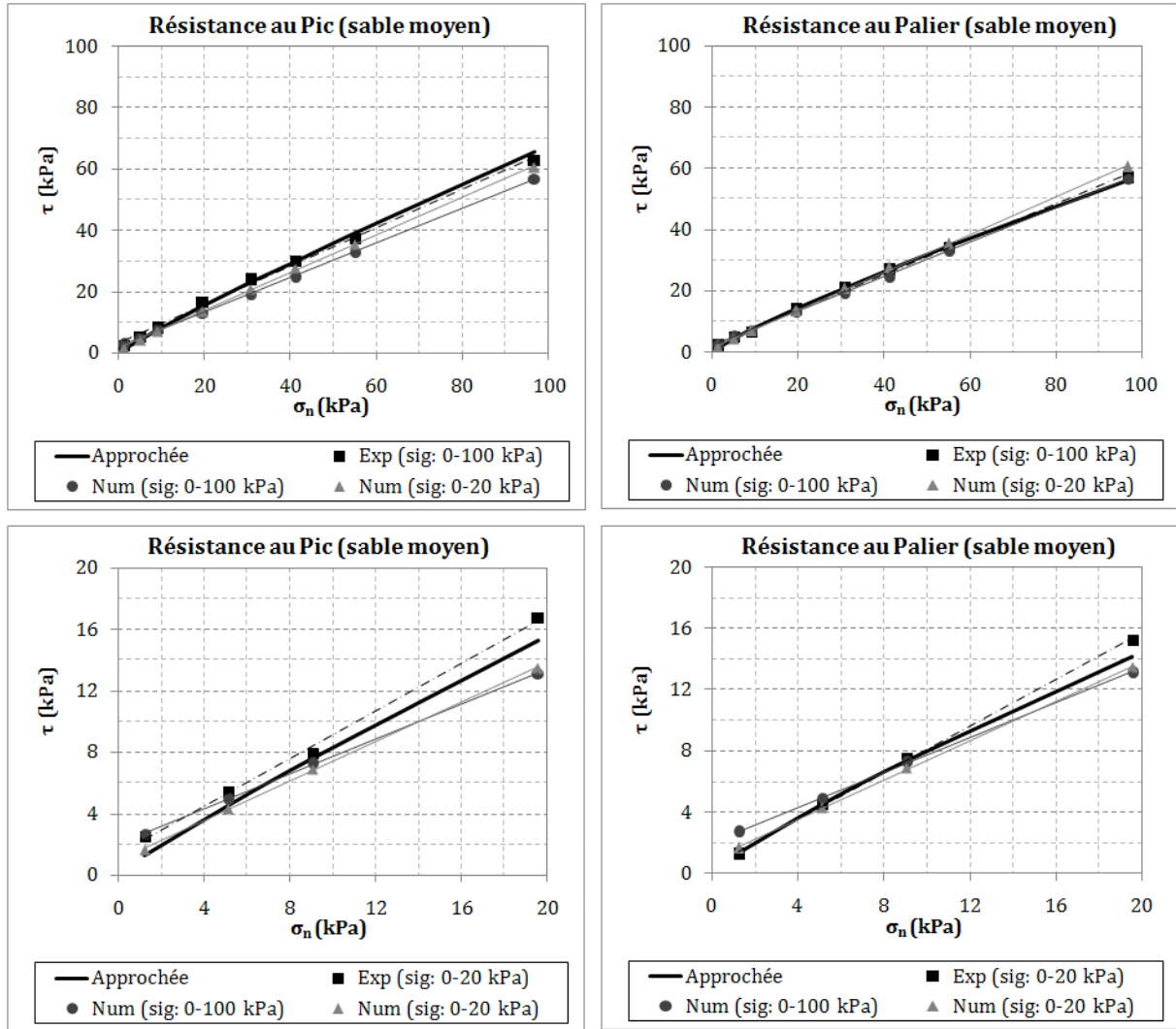


Figure 5.9 : Courbes intrinsèques au pic (gauche) et au palier (droite) du sable, sur une gamme de contraintes normales σ_n : 0 – 100 kPa (haute) et σ_n : 0 – 20 kPa (bas)

Tableau 5.2 : Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux numériques de l'essai cisaillement du sol

Caractéristique	σ_n : 0 – 100 kPa		σ_n : 0 – 20 kPa	
	Expérimental	Numérique	Expérimental	Numérique
c (kPa)	3,1	1,4	1,4	1,0
c_{cr} (kPa)	2,3		1,4	
φ (°)	32,1	31,7	37,8	32,7
φ_{cr} (°)	29,9		32,3	

$c; \varphi$: cohésion et angle de frottement au pic

$c_{cr}; \varphi_{cr}$: cohésion et angle de frottement au palier ou critique

En général, la simulation numérique présente un bon calage sur les essais expérimentaux surtout sur la résistance au palier.

Comme la contrainte appliquée sur les essais avec le modèle physique est faible (< 20 kPa), les caractéristiques pertinentes du sol sont alors celles sous les faibles contraintes normales de 0 à 20 kPa. Cependant, la cohésion et l'angle de frottement obtenus numériquement dans cette configuration est plus faibles que ceux obtenus expérimentalement. Nous avons alors retenu les caractéristiques du sol qui sont légèrement plus élevées. Cela permettra ainsi d'obtenir une bonne convergence pour la simulation numérique des mouvements de terrain. Cette augmentation est toutefois inférieure à l'incertitude de mesure qui est d'environ plus ou moins 1 kPa sur la cohésion, et 2° sur l'angle de frottement. Les valeurs c, φ, ψ retenues pour le critère de plasticité Mohr-Coulomb et les paramètres de Geomodel équivalents sont présentés dans le **Tableau 5.3**.

Tableau 5.3 : Paramètres de plasticité du sol à utiliser pour la modélisation numérique des mouvements de terrain

Mohr-Coulomb		Geomodel	
c (kPa)	2	A_1 (kPa)	2,3
φ ($^\circ$)	38,2	A_4 (-)	0,3
ψ ($^\circ$)	14	A_4^{PF} (-)	0,1

5.3.2 Détermination des caractéristiques de l'interface

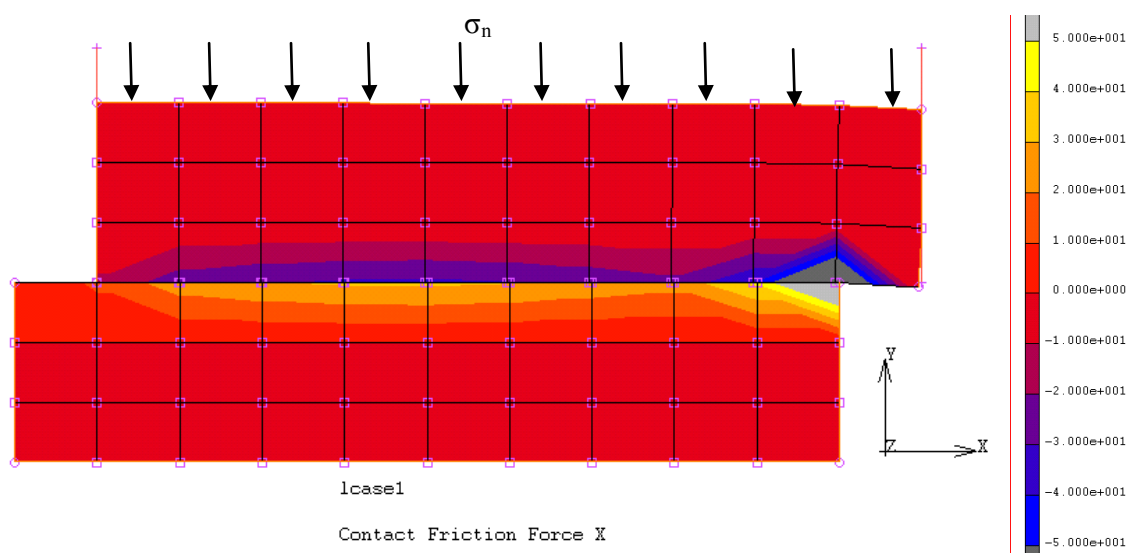


Figure 5.10 : Simulation de l'essai cisaillement direct de l'interface sable-polycarbonate

Les différentes caractéristiques du comportement de l'interface sol-structure (sable-polycarbonate) sont calées successivement. Pour le modèle bilinéaire du frottement de Coulomb, il s'agit du coefficient de frottement interne μ , du seuil de glissement δ , et du seuil de séparation ou décollement $\sigma_{separation}$.

De même que pour le calage des paramètres du sol, des simulations numériques de l'essai de cisaillement direct de l'interface entre le sable et le matériau polycarbonate sont réalisées (**Figure 5.10**). Les conditions limites et le maillage du modèle sont identiques à celui pour la simulation de l'essai de cisaillement du sable. La moitié supérieure de l'échantillon représente le sable de Fontainebleau dont les caractéristiques sont celles retenues de la simulation de l'essai cisaillement, et la moitié inférieure représente le polycarbonate dont les caractéristiques élastiques utilisées sont : $\rho = 1200 \text{ kg/m}^3$; $E = 2500 \text{ MPa}$; $\nu = 0,37$. Le comportement de l'interface choisie est le modèle bilinéaire de frottement de Coulomb implémenté dans Marc. Ses caractéristiques utilisées sont présentés dans le **Tableau 5.4**.

Tableau 5.4 : Caractéristiques mécaniques de l'interface sable-polycarbonate

Caractéristique	μ (-)	δ (mm)	τ_{max} (kPa)	$\sigma_{separation}$ (%)
Interface sable-polycarbonate	0,63	0,3	$\min(\mu\sigma_n; \tau_{lim} = 1500)$	1

μ : coefficient de frottement ; δ : seuil de glissement ; τ_{max} : contrainte tangentielle maximale ; $\sigma_{separation}$: seuil de séparation en pourcentage de contrainte normale maximale du contact

Les résultats de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif tangentiel sont tracés dans la **Figure 5.11** pour différentes contraintes normales σ_n appliquées d'environ 0 à 100 kPa. Les résultats expérimentaux et numériques présentent un comportement élastoplastique (sauf pour la courbe expérimentale correspondante à 41 kPa, un pic est visible ; mais cela peut provenir de l'erreur de mesure).

Au niveau du seuil élastique ou du seuil de glissement δ pour le contact, on observe qu'il varie avec la contrainte normale tant pour les résultats expérimentaux que numériques. Vis-à-vis des résultats numériques, il augmente avec l'importance de la contrainte normale. Pour la plus faible contrainte normale (1,2 kPa), le seuil de glissement δ numérique est moins important que celui expérimental, alors que c'est l'inverse pour la plus forte contrainte normale (97 kPa). La valeur $\delta = 0,3 \text{ mm}$ adopté dans la simulation est un bon compromis pour globalement satisfaire l'ensemble des contraintes normales appliquées.

Au niveau de la contrainte tangentielle maximale τ_{max} , un bon calage est observable sur les courbes avec la contrainte normale la plus élevée 97 kPa, tandis que le τ_{max} numérique est légèrement inférieur à l'expérimental pour les contraintes normales les moins élevées. Cet écart est moins important avec l'augmentation de la contrainte normale. Cela peut être expliqué par le comportement plastique non-linéaire du sol sur les courbes expérimentales, ce qui est différent du critère de Mohr-Coulomb linéaire adopté dans les simulations numériques (des difficultés numériques sont rencontrées pour obtenir un critère Mohr-Coulomb non-linéaire). Les courbes enveloppes obtenues par une régression linéaire forcée

à l'origine à partir des résultats expérimentaux et numériques (**Figure 5.12**) confirment également cette différence. Sur une gamme de $\sigma_n = 0$ à 100 kPa , les courbes enveloppes expérimentale et numérique sont presque superposées, et aussi pour le coefficient de frottement μ . Sur une gamme de $\sigma_n = 0$ à 20 kPa , la courbe enveloppe numérique est faiblement inférieure à celle expérimentale, et aussi pour μ .

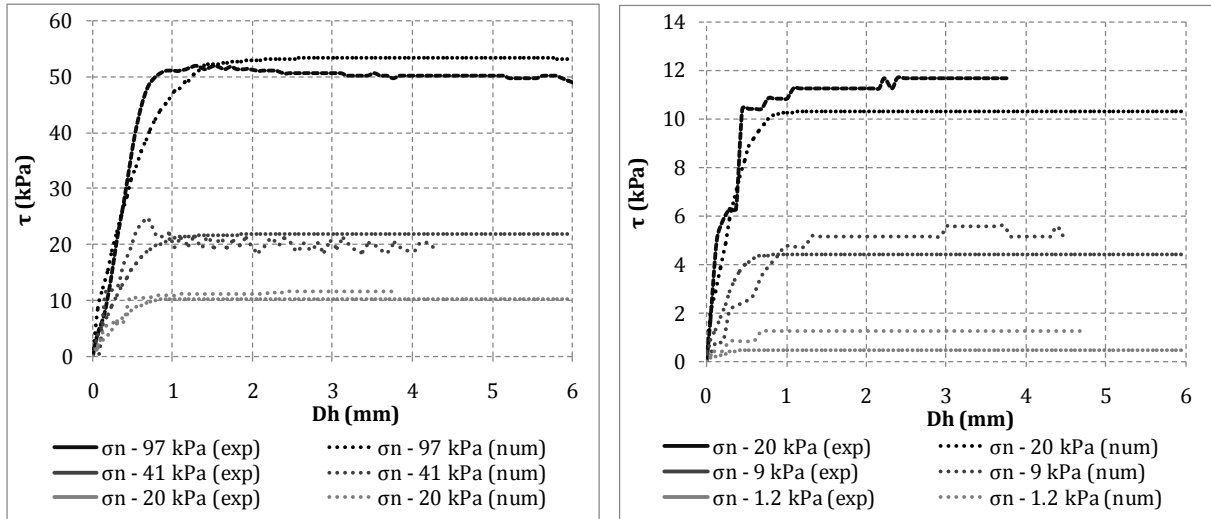


Figure 5.11 : Courbes contrainte tangentielle (τ) – déplacement relatif tangential (Dh) de l'interface sable-polycarbonate pour contraintes normales σ_n : 20 – 100 kPa (gauche) et σ_n : 0 – 20 kPa (droite)

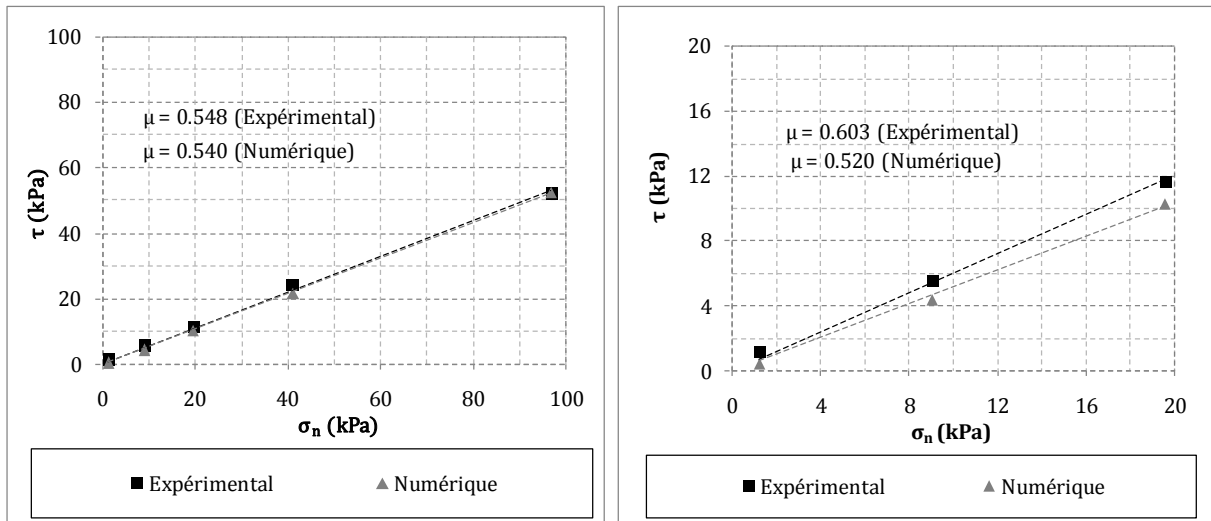


Figure 5.12 : Courbes enveloppes contrainte tangentielle (τ) – contrainte normale (σ_n) de l'interface sable-polycarbonate sur une gamme de contraintes normale σ_n : 0 – 100 kPa (gauche) et σ_n : 0 – 20 kPa (droite)

Malgré un coefficient de frottement μ (0,63) utilisé dans la simulation numérique plus important que celui expérimental (0,6), on obtient de la simulation un coefficient moins faible que μ expérimental dans tous les cas. Les raisons pourraient être : maillage grossier (4 mm x 6 mm environ), instabilité numérique et paramètres concernant l'interpénétration ; et d'autres paramètres numériques...

En ce qui concerne le seuil de séparation, il est théoriquement égal à 0 afin d'obtenir la séparation possible après le contact (résistance en traction du contact est nulle). Cependant, en raison de l'imprécision numérique, nous avons choisi le seuil de séparation $\sigma_{separation} = 1\%$ de la contrainte normale maximale du contact.

5.3.3 Conclusion

Les essais de cisaillement direct de sol et de l'interface sol-structure ont pu être modélisés sous Marc-Mentat de manière globalement satisfaisante. Les résultats numériques ne sont pas très éloignés de ceux observés expérimentalement.

Le module d'Young ainsi que le critère de rupture sont correctement représentés pour la plage de contraintes normales utilisée. On observe cependant, vis-à-vis du critère de rupture, une différence au niveau des faibles contraintes. D'autre part, le comportement volumique présente des disparités (absence de phase contractante initiale sur les résultats numériques).

Par manque de temps, il ne nous a pas été possible d'étudier et de rechercher une solution permettant de minimiser ces différences. Une solution pourrait provenir de l'utilisation d'une loi de comportement plus complexe (Mohr-Coulomb non-linéaire), de l'affinement du maillage, de la modélisation en 3D,...

5.4 Validation du modèle numérique par les résultats expérimentaux

Cette partie s'intéresse à la modélisation numérique des essais du modèle réduit physique présentés dans les chapitres 3 et 4. Les configurations des essais des mouvements de sol en terrain vierge, en interaction sol-structure, et en présence de la tranchée périphérique seront modélisées à l'aide de la FEM en 3D successivement. Différents modèles numériques utilisés sont résumés dans le **Tableau 5.5**. Nous allons simuler les deux configurations des essais physiques réalisés avec les hauteurs de recouvrement $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$.

- **Pour les simulations en terrain vierge** : le comportement du sol en surface et donc les sollicitations affectant la structure seront modélisés puis comparés avec les résultats expérimentaux.
- **Pour les simulations en présence d'une structure** : le comportement de la structure et l'interaction sol-structure seront comparés avec ceux obtenus expérimentalement. Une étude paramétrique de raideur de la structure sera réalisée pour trouver une raideur relative pertinente permettant un comportement similaire de celui expérimental.
- **Pour les simulations en présence d'une structure et d'une tranchée** : le comportement du modèle de tranchée soumise à un mouvement de terrain sera analysé. Puis l'influence de la rigidité de la tranchée sur sa performance sera étudiée.

Seule la structure en pente maximale (position 1) a été réalisable dans la simulation en interaction sol-structure, et seule la tranchée placée à 35 mm (1,4 m à l'échelle de prototype) de la structure est prise en compte dans la simulation. La modélisation avec la tranchée sera seulement réalisée pour la configuration avec $H = 500 \text{ mm}$.

Afin de valider les modèles numériques, leurs résultats doivent être calés avec ceux des essais expérimentaux. Les résultats analysés concernent les mouvements en surface.

Tableau 5.5 : Différentes simulations numériques utilisées pour la comparaison avec les essais de modèle réduit physique

Simulations correspondant aux essais avec $H = 300 \text{ mm}$	Simulations correspondant aux essais avec $H = 500 \text{ mm}$
Simulation en terrain vierge	Simulation en terrain vierge
Simulation en présence de la structure (position 1)	Simulation en présence de la structure (position 1)
-	Simulation en présence de la structure et de la tranchée (structure en position 1 et tranchée placée à 35 mm de la structure)

5.4.1 Présentation du modèle numérique

5.4.1.1 Propriétés géométriques et mécaniques des modèles

La géométrie du modèle numérique doit être inspirée du modèle physique réduit. La **Figure 5.13** rappelle les principales dimensions du modèle physique réalisé en présence de la structure et de la tranchée périphérique.

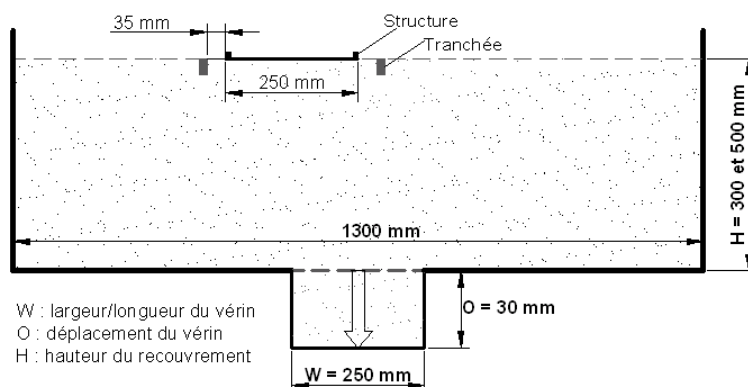


Figure 5.13 : Coupe schématique du modèle réduit physique utilisé pour la configuration avec la structure (en position 1) et avec la tranchée périphérique (à 35 mm de structure)

Néanmoins, réaliser une géométrie identique à celle du modèle physique n'est pas nécessaire car notre principal objectif est de reproduire la cuvette d'affaissement en 3D présentant l'amplitude des déplacements et des déformations du sol en surface égale ou proche de celle observée expérimentalement. De plus, avec l'utilisation de la méthode des éléments finis et de la loi de comportement de matériau « Geomodel », il est très délicat d'obtenir la même forme de la cuvette d'affaissement et la même amplitude des déformations horizontales en surface en respectant la géométrie du modèle physique. A l'état final, la déformation horizontale maximale obtenue expérimentalement est de plus de 10%. Deux principales difficultés ont été rencontrées : des problèmes liés à la convergence et au temps de calcul.

Le critère primordial considéré dans la modélisation numérique porte sur la forme de la cuvette d'affaissement : l'amplitude de l'affaissement maximal et la distance du point d'inflexion par rapport au centre de la cuvette. La méthode retenue pour créer les mouvements de terrain en surface est similaire au procédé utilisé pour les essais expérimentaux : le déplacement vertical « vérin numérique » est imposé à la limite inférieure du modèle. Les conditions aux limites et la hauteur du modèle numérique ont été imposées pour obtenir les mêmes déplacements en surface que ceux du modèle physique.

La géométrie retenue des modèles numériques en terrain vierge est présentée dans la **Figure 5.14**. La limite du modèle numérique est égale à la largeur entre les parois rigides limitant la zone d'étude du modèle physique soit 1300 mm.

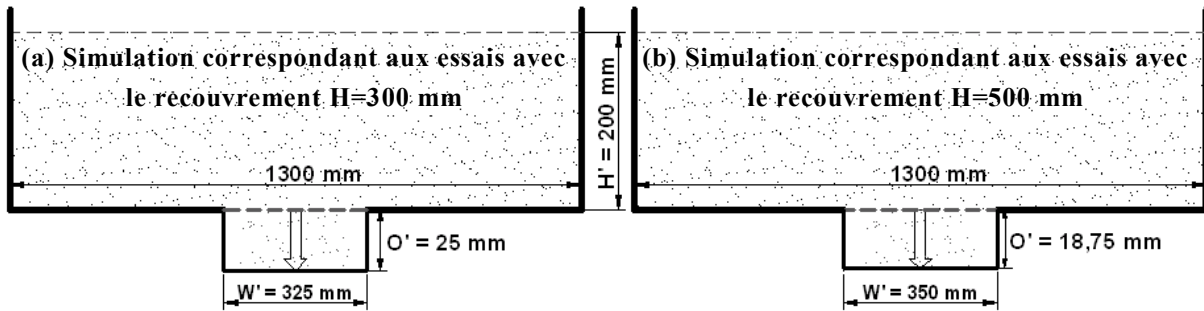


Figure 5.14 : Géométrie retenue pour les modélisations des mouvements de terrain vierge

La **Figure 5.14a** et **b** correspondent respectivement aux essais du modèle physique réalisés avec un hauteur de recouvrement $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$. Pour les deux configurations, on peut noter que la hauteur de recouvrement H' pour le modèle numérique est réduite à 200 mm , mais la largeur du « vérin numérique » W' est plus large ($W' = 325 \text{ mm}$ pour la configuration avec $H = 300 \text{ mm}$ et $W' = 350 \text{ mm}$ pour la configuration avec $H = 500 \text{ mm}$). Ces paramètres différant entre le modèle physique et le modèle numérique permettront d'obtenir un point d'inflexion ou une largeur de la cuvette d'affaissement proche de celui obtenu expérimentalement. Une étude paramétrique vis-à-vis de la hauteur de recouvrement et de la largeur du vérin a été réalisée. Les résultats de cette étude ont montré que la hauteur de recouvrement égale à 200 mm permet une bonne concordance en termes de point d'inflexion de la cuvette et d'amplitude de la déformation horizontale maximale, et un gain du temps de calcul car le nombre d'éléments est réduit. D'autre part, l'utilisation d'une largeur de vérin plus importante que celle du modèle physique permet d'obtenir un plateau au centre de la cuvette d'affaissement, ce qui a été observé sur les résultats expérimentaux.

On note également que le déplacement vertical imposé O' (représentant le déplacement du vérin) est aussi réduit à 25 mm pour $H = 300 \text{ mm}$ et à $18,75 \text{ mm}$ pour $H = 500 \text{ mm}$. Du fait que la hauteur de recouvrement retenue est moins importante que celle du modèle physique, il est raisonnable de réduire le déplacement vertical du vérin afin d'obtenir un affaissement maximal similaire à celui obtenu expérimentalement.

La géométrie de la structure et de la tranchée sont directement inspirées des maquettes utilisées dans la modélisation physique. Ils ont les mêmes dimensions. Le sol, la structure et la tranchée sont modélisés chacun en un seul bloc. La structure est posée sur le sol sans encastrement. La tranchée localisée à 35 mm de la structure est dans le sol avec une profondeur de 60 mm et une largeur de 15 mm .

Les propriétés mécaniques pour le sol et l'interface sol-structure utilisées sont celles déterminées précédemment (cf. section 5.3). Elles sont rappelées dans les **Tableau 5.6** et **Tableau 5.7** respectivement. Les propriétés élastiques des matériaux de la structure et de la tranchée sont également présentées dans le **Tableau 5.6**. Notons que la simulation en présence de la tranchée a été réalisée en l'absence d'un élément d'interface sol-tranchée.

Il est important de noter que le module d'élasticité utilisé varie avec la profondeur (hauteur de recouvrement H') (**Figure 5.15**). Le module d'élasticité du sol est calé sur les essais de cisaillement pour les contraintes à partir de 1,2 kPa. Le module correspondant à la contrainte de 1,2 kPa est de 0,6 MPa. Dans la modélisation physique, la contrainte appliquée sur le sol à quelques centimètres de la surface est très faible, elle vaut environ 1 kPa pour la profondeur égale à 60 mm. Le module d'élasticité estimé pour la contrainte de 1 kPa est de 0,5 MPa. Pour les très faibles contraintes inférieures à 1 kPa (profondeur inférieure à 60 mm), on ne connaît pas a priori le module d'élasticité correspondant. Nous avons choisi un module d'élasticité de 0,05 MPa à la surface. Il augmente linéairement jusqu'à 60 mm de profondeur, à partir de cette profondeur le module d'élasticité est pris constant à 0,5 MPa. Ce choix est retenu afin d'obtenir des mouvements en surface similaires aux résultats expérimentaux. Nous avons étudié l'influence du module d'élasticité sur le comportement des mouvements de sol en surface. Différentes valeurs du module d'élasticité à la surface de 0,05 à 0,25 MPa ont été prises en compte. Le résultat de cette étude a montré que lorsque le module est important, le déplacement et la déformation horizontaux diminuent.

Par ailleurs, le seuil de séparation $\sigma_{separation}$ peut varier d'une simulation à l'autre entre 1% et 10% de contrainte normale maximale du contact. Cela est fait pour obtenir la stabilité et la convergence des calculs numériques. Cependant, la variation de $\sigma_{separation}$ dans la plage considérée 1-10% ne présente qu'une très légère influence sur le résultat obtenu.

Tableau 5.6 : Propriétés mécaniques du sol, de la structure, et de la tranchée utilisées

Paramètre	Elastique			Plastique (Mohr-Coulomb)		
	ρ (kg/m ³)	E (MPa)	ν (-)	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)
Sol (sable de Fontainebleau)	1542	0,05-0,5	0,25	2	38,2	14
Structure (Polycarbonate)	1200	2500	0,37	-	-	-
Tranchée périphérique (Mousse mélamine)	10	0,015	0,45	-	-	-

ρ : masse volumique ; E : module d'élasticité ; ν : coefficient de Poisson

c, φ, ψ : sont la cohésion, l'angle de frottement, et l'angle de dilatançe du sable respectivement

Tableau 5.7 : Propriétés mécaniques de l'interface sol-structure

Paramètre	Modèle bilinéaire de frottement de Coulomb (Marc, 2010)			
	μ (-)	δ (mm)	τ_{max} (kPa)	$\sigma_{separation}$ (%)
Interface sol-structure	0,63	0,3	$\min(\mu\sigma_n; \tau_{lim} = 1500)$	1-10

μ : coefficient de frottement ; δ : seuil de glissement ; τ_{max} : contrainte tangentielle maximale

$\sigma_{separation}$: seuil de séparation en pourcentage de contrainte normale maximale du contact

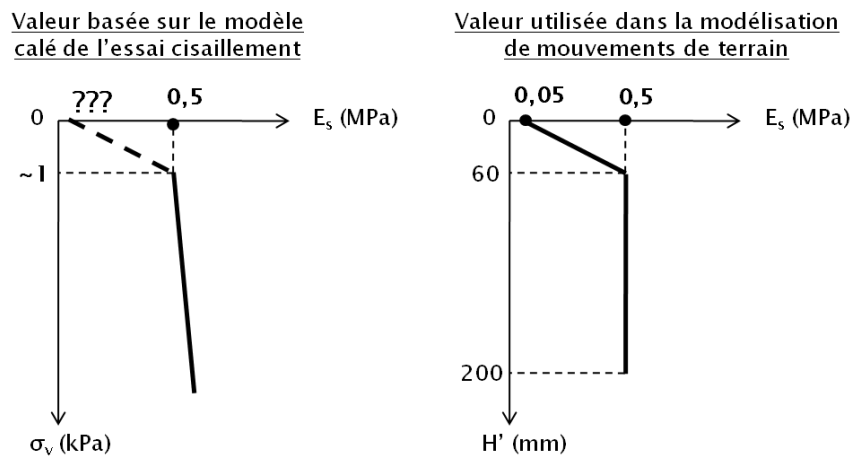


Figure 5.15 : Module d'élasticité du sol employé dans la modélisation numérique

5.4.1.2 Maillage des modèles

Le maillage réalisé tient compte de l'emplacement de la structure et de la tranchée périphérique ainsi que de la position du vérin numérique au fond du modèle. La **Figure 5.16** illustre les maillages pour le sol, la structure et la tranchée. Du fait de la symétrie suivant l'axe Y , seule la moitié des modèles est construite.

Les éléments utilisés sont des éléments type brique. L'interpolation est choisie linéaire. La taille d'élément le plus petit pour le modèle du sol est de 25 mm x 12,5 mm x 15 mm respectifs à X , Y , Z . La taille des éléments choisie paraît grossière par rapport aux grains du sable (dont diamètre moyen 0,2 mm) du modèle physique. Cependant ce choix est un bon compromis pour pouvoir obtenir la stabilité numérique ainsi qu'obtenir les mouvements en surface similaires à ceux observés expérimentalement.

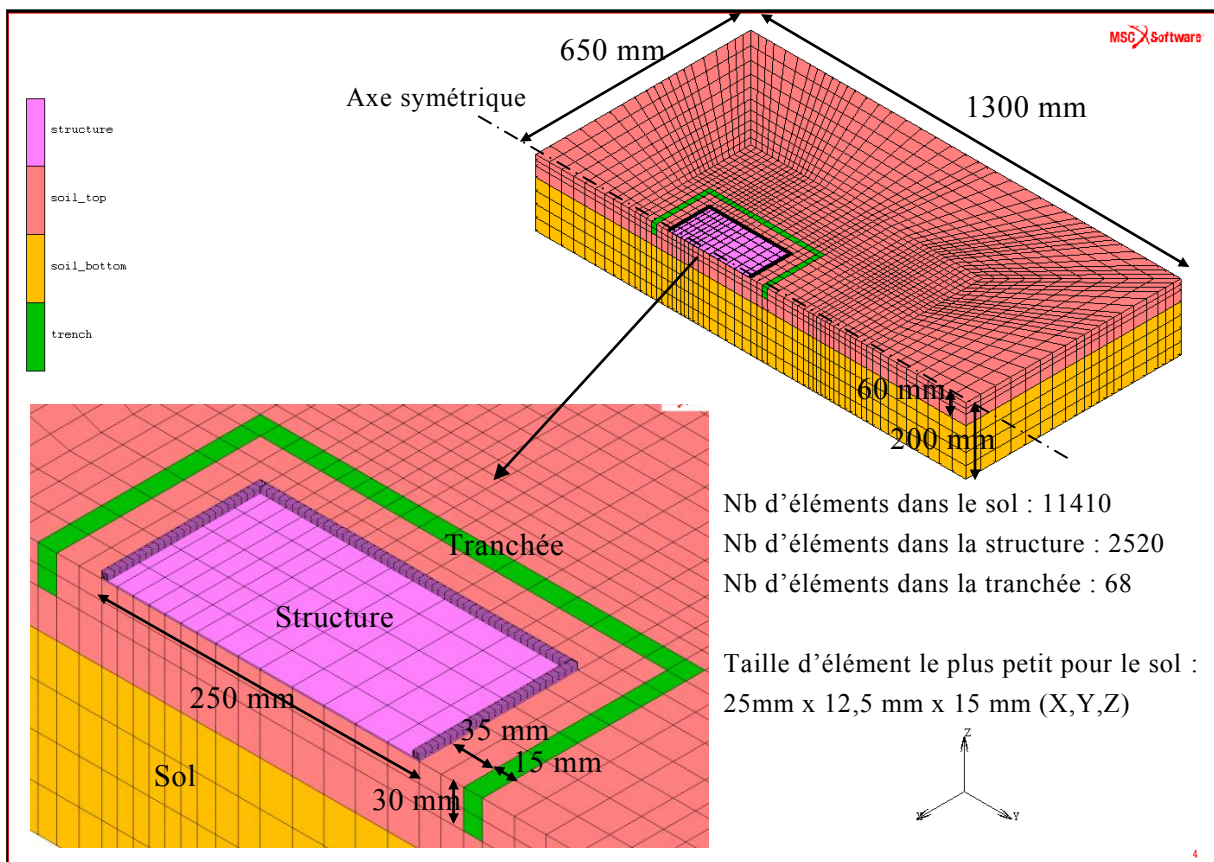


Figure 5.16 : Maillage des modèles utilisés

Le maillage restera avec la même précision générale. Il peut cependant évoluer légèrement entre les différents modèles (modèle avec tranchée ; modèle sans tranchée). Le modèle conçu pour la simulation des essais avec $H = 300 \text{ mm}$ est légèrement plus grossier sur les bords du modèle (zone non-influencée par le mouvement de terrain).

5.4.1.3 Phases de calcul et conditions aux limites

Les phases de calcul et les conditions aux limites correspondantes sont répertoriées dans le **Tableau 5.8**. Pour la simulation en présence de la structure, l'initialisation du contact sol-structure sera ainsi activée à la phase initiale. D'autre part, l'application de la surcharge sur la structure sera aussi réalisée à la deuxième phase.

La phase considérée pour l'analyse des résultats est la phase finale, c'est-à-dire après l'application de déplacement vertical imposé sur une partie de la face inférieure du modèle.

Tableau 5.8 : Phases de calcul et conditions aux limites appliquées

Phase de calcul	Condition aux limites
1. Phase initiale	Blocages latéraux et inférieur
2. Application de la force de gravité (-9,81 m/s ²) sur les modèles (sol, structure, tranchée)	Blocages latéraux et inférieur
3. Application de la sollicitation de déplacement imposé	Blocages latéraux. La partie de la face inférieure correspondant à la position pour imposer le déplacement vertical (vérin numérique) est pilotée en déplacement

Pour simuler les mouvements en surface, le déplacement vertical « vérin numérique » est imposé à la face inférieure du modèle. Cette méthodologie permettra d'obtenir une cuvette d'affaissement conforme aux résultats expérimentaux. **Elle constitue une nouvelle méthodologie dans la modélisation numérique des mouvements de terrain.**

5.4.2 Simulation de mouvements de sol sans structure

Cette partie est consacrée à la validation du modèle numérique par le calage des mouvements de terrain vierge sur les résultats expérimentaux. Rappelons que le calage porte principalement sur la forme de la cuvette d'affaissement : l'amplitude de l'affaissement maximal et la distance du point d'inflexion par rapport au centre de la cuvette et donc la zone d'influence par le mouvement de terrain.

Différentes modélisations de mouvements du sol en terrain vierge ont été réalisées. Deux configurations correspondant aux recouvrements de 300 mm et de 500 mm des essais physiques ont été simulées. La **Figure 5.17** montre, à l'état final, la cuvette d'affaissement (déplacement vertical) obtenue par la modélisation numérique pour la configuration avec recouvrement de 500 mm. La cuvette est localisée sur la zone où le déplacement vertical est imposé (vérin numérique) ; elle présente un plateau au centre et un affaissement maximal d'une valeur plus ou moins proche du déplacement vertical imposé au fond du modèle. Les limites du modèle sont très éloignées de la zone de mouvements de terrain, l'effet de bord n'est pas visible.

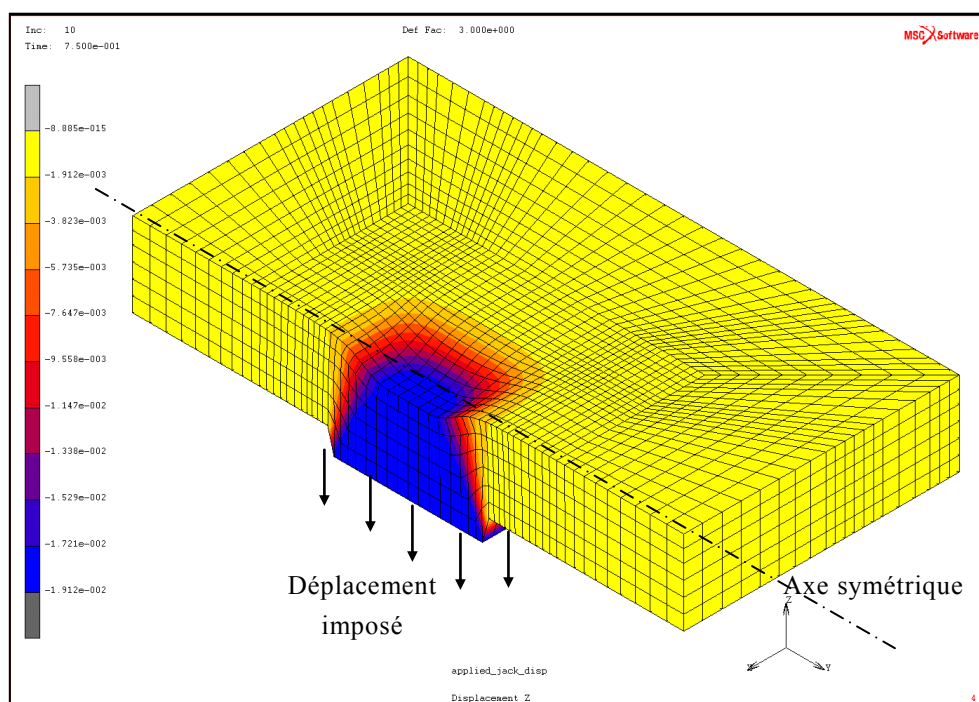


Figure 5.17 : Représentation du champ de déplacement vertical (m) sur la surface déformée de sol par la modélisation numérique

Les simulations sont menées afin de juger de la concordance des résultats obtenus par rapport aux mesures faites sur les essais expérimentaux. Chaque simulation est faite avec l'incrément de déplacement vertical imposé, nous allons donc comparer l'évolution de la cuvette d'affaissement du modèle numérique avec celle du modèle physique correspon-

nant aux trois étapes de déplacement du vérin : 10 mm, 20 mm et 30 mm. Rappelons que les caractéristiques géométriques choisies (hauteur de recouvrement, largeur et déplacement du vérin) des modèles numériques ne sont pas identiques à celles du modèle physique. Le déplacement vertical imposé équivalent au déplacement du vérin des essais physiques pour les deux configurations $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$ sont présentés dans le **Tableau 5.9**.

Tableau 5.9 : Caractéristiques géométriques utilisées pour la modélisation numérique (MN) et la modélisation physique (MP)

Hauteur de recouvrement (mm)		Largeur de vérin (mm)		Déplacement de vérin (mm)	
MP	MN	MP	MN	MP	MN
300	200	250	325	10	8,33
				20	16,67
				30	25
500	200	250	350	10	6,25
				20	12,5
				30	18,75

L'évolution de la cuvette d'affaissement issue des modélisations physique et numérique est illustrée dans les **Figure 5.18** et **Figure 5.19** pour les configurations avec $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$ respectivement. Les résultats présentés sont les champs de déplacement vertical dans le plan horizontal. Seul le résultat d'un essai du modèle physique est pris en compte. La comparaison entre les résultats du modèle physique et ceux du modèle numérique amène les observations suivantes :

- La cuvette d'affaissement numérique est bien symétrique par rapport à son centre dans tous les directions, alors que la dissymétrie est observable sur la cuvette physique. Cette dissymétrie provient des variabilités intrinsèques du sable et de l'état de densité différent dans le massif de sable du modèle physique.
- Dans toutes les directions, la limite de la cuvette (largeur de cuvette) est légèrement plus importante pour la simulation numérique que physique. Cet écart est encore plus marquant sur la simulation numérique pour la configuration avec $H = 500 \text{ mm}$.
- L'amplitude de l'affaissement maximal est légèrement plus prononcée sur les simulations numériques. Il est plus visible sur la simulation pour la configuration avec $H = 300 \text{ mm}$.

De manière générale, les observations faites sur la comparaison des résultats du modèle numérique avec ceux du modèle physique sont très similaires à chaque étape de déplacement vertical imposé. On peut alors juger que le comportement du sol de la modélisation numérique et de la modélisation physique évolue de façon quasiment identique.

Les différences observées vis-à-vis de la limite et de l'affaissement maximal de la cuvette sont volontairement provoquées afin de mieux caler le déplacement horizontal et la déformation horizontale.

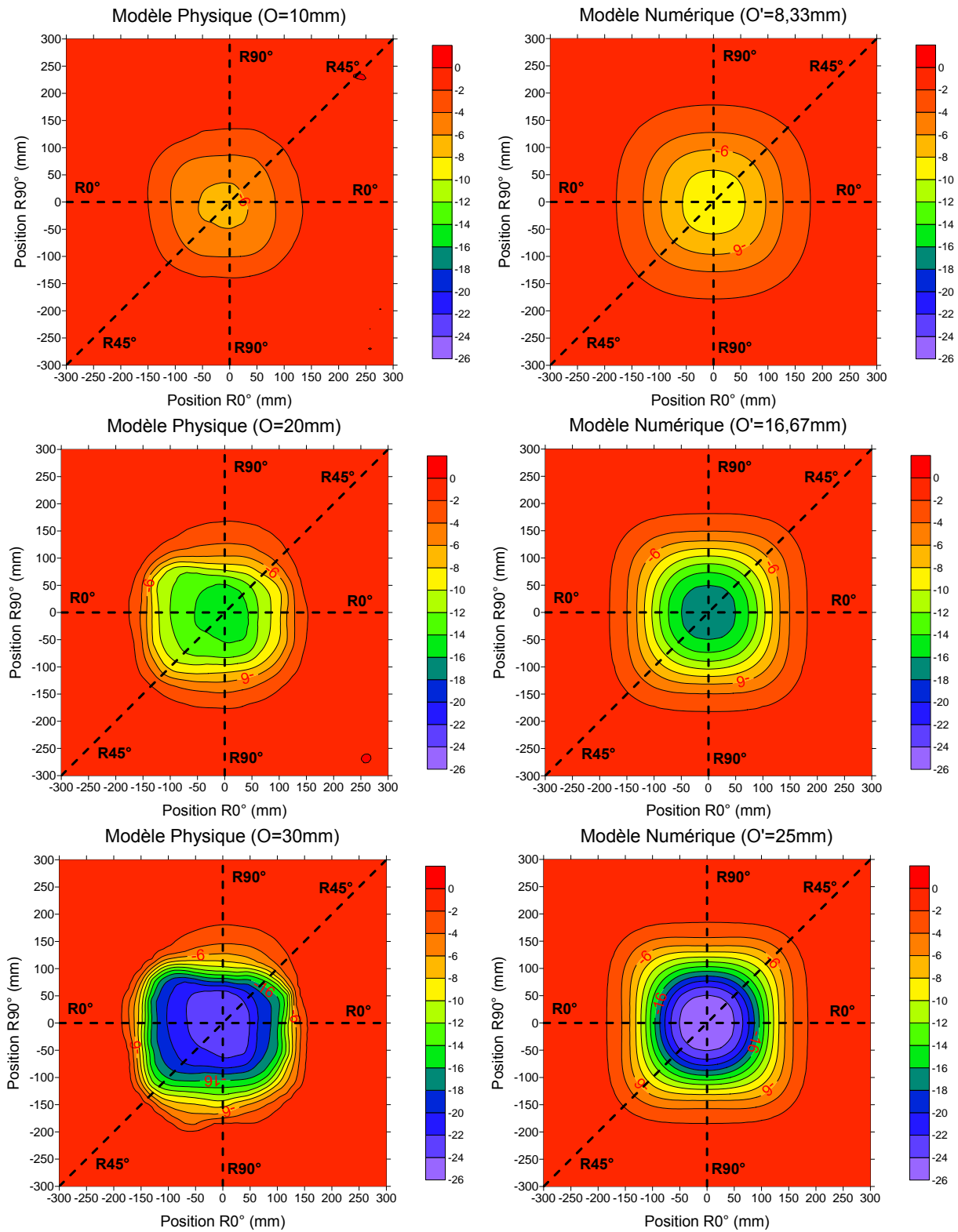


Figure 5.18 : Evolution des cuvettes d'affaissement (déplacement vertical) du modèle numérique et du modèle physique pour la configuration avec $H=300$ mm

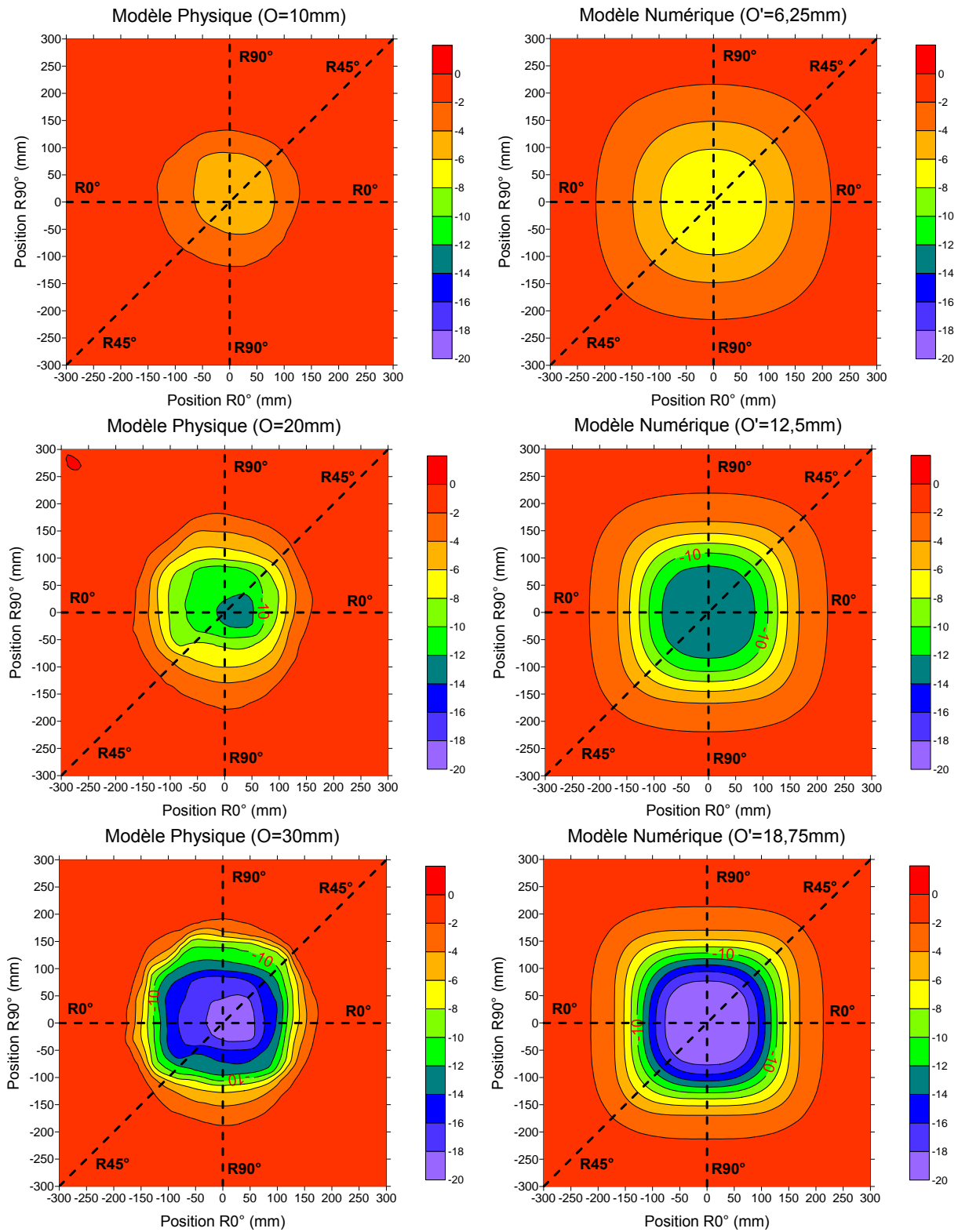


Figure 5.19 : Evolution des cuvettes d'affaissement (déplacement vertical) du modèle numérique et du modèle physique pour la configuration avec $H=500\text{ mm}$

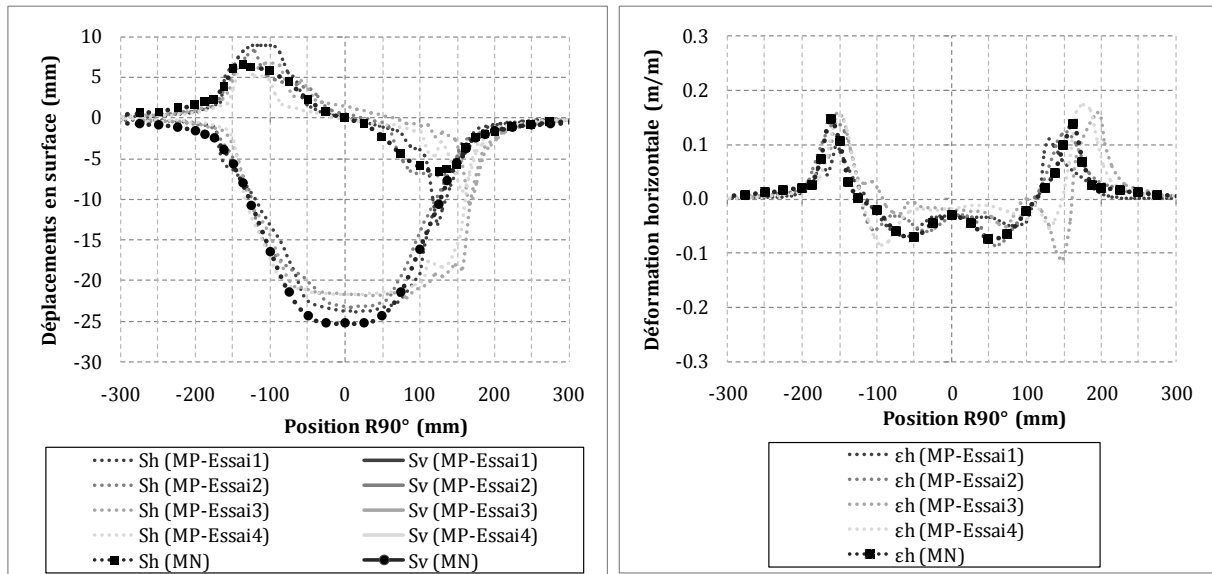


Figure 5.20 : Comportement du terrain vierge en surface obtenus du modèle numérique (MN) et des essais du modèle physique (MP) pour la configuration avec $H=300$ mm

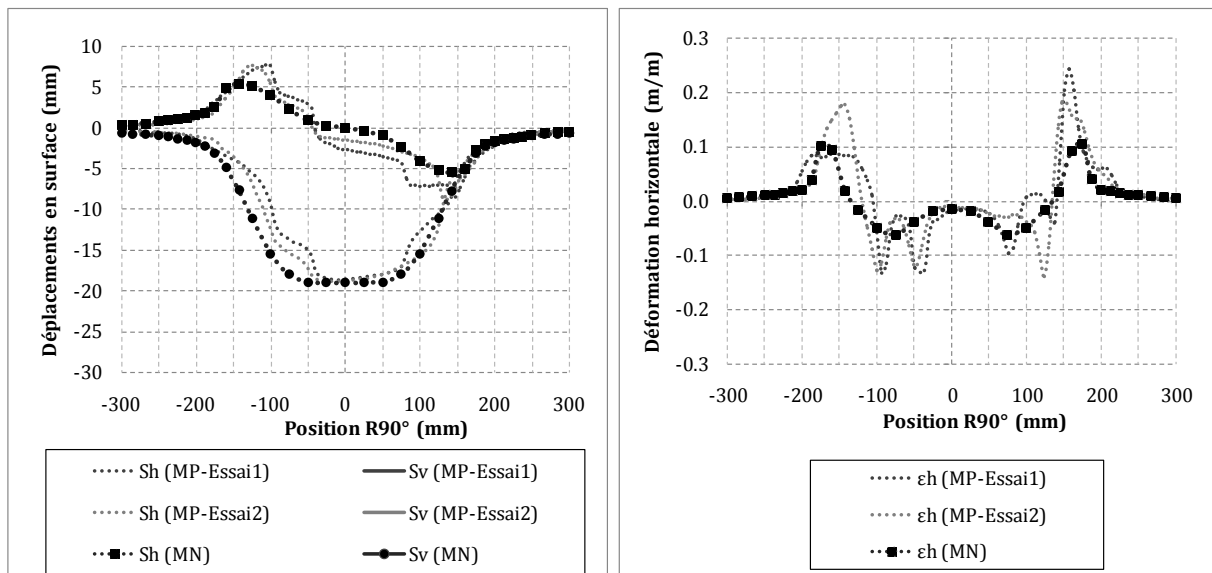


Figure 5.21 : Comportement du terrain vierge en surface obtenus du modèle numérique (MN) et des essais du modèle physique (MP) pour la configuration avec $H=500$ mm

Les déplacements vertical (S_v) et horizontal (S_h) ainsi que la déformation horizontale (ε_h) des simulations numériques sont comparés avec les résultats des quatre essais identiques du modèle physique pour la configuration avec $H = 300 \text{ mm}$ et des deux essais identiques pour la configuration avec $H = 500 \text{ mm}$. Les résultats suivant la direction $R90^\circ$ au centre de la cuvette et correspondant à l'état final sont tracés sur les **Figure 5.20** et **Figure 5.21** pour les configurations avec $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$ respectivement.

De manière générale les courbes numériques présentent bien la forme d'une cuvette théorique de type Gaussienne (cf. **Figure 1.3**). La forme générale des courbes numériques et des courbes expérimentales est très similaire.

On peut noter que même si le déplacement vertical maximal est légèrement plus important, le déplacement horizontal maximal du modèle numérique est moins important que ceux du modèle physique. L'explication peut être due au fait que la modélisation numérique est basée sur la théorie du milieu continu, alors que le sable se comporte de manière discontinue (glissement local des grains du sable) qui peut entraîner localement un déplacement horizontal très prononcé.

En termes de déformation horizontale, une bonne concordance est observable sur les résultats pour la configuration avec $H = 300 \text{ mm}$. Les valeurs de déformations horizontales maximales en compression comme en extension sont très proches de celles obtenues expérimentalement. A contrario, pour la configuration avec $H = 500 \text{ mm}$, les déformations horizontales de la modélisation numérique sont moins importantes que celles de la modélisation physique. La taille des éléments peut être une cause de cette différence : lorsque les éléments sont grossiers, la déformation obtenue peut être moins faible que la réalité. D'autres raisons peuvent être liées aux résultats expérimentaux et particulièrement au comportement discontinu ou glissement du sable qui entraîne localement une déformation horizontale très forte.

Tableau 5.10 : Comparaison des paramètres du sol en condition de terrain vierge de la modélisation numérique avec la modélisation physique

Paramètre	H = 300 mm		H = 500 mm	
	MP	MN	MP	MN
$S_{v,max}$ (mm)	-22,7	-25,1	-18,8	-19,0
$S_{h,max}$ (mm)	7,7	6,5	7,8	5,4
$\varepsilon_{hc,max}$ (%)	-8,7	-7,1	-13	-6,3
$\varepsilon_{ht,max}$ (%)	14,6	14,9	13,3	10,5
i (mm)	125-130	130	130-140	142

$S_{v,max}$: déplacement vertical maximal ; $S_{h,max}$: déplacement horizontal maximal

$\varepsilon_{hc,max}$; $\varepsilon_{ht,max}$: déformation horizontale maximale en compression et en extension respectivement

i : distance entre le point d'inflexion et le centre de cuvette

Pour quantifier la différence entre les résultats numériques et les résultats physiques, nous pouvons observer dans le **Tableau 5.10** la valeur des paramètres importants de la cuvette

obtenue par la modélisation numérique par rapport à la valeur moyenne des essais identiques de la modélisation physique.

L'affaissement maximal des modèles numériques est d'environ 10% pour $H = 300 \text{ mm}$ et 1% pour $H = 500 \text{ mm}$ plus élevé par rapport aux résultats expérimentaux. En revanche, le déplacement horizontal maximal est moins important d'environ 15% pour $H = 300 \text{ mm}$ et 30% pour $H = 500 \text{ mm}$.

En termes de déformations horizontales, on observe un faible écart sur les résultats pour $H = 300 \text{ mm}$: moins de 20% sur la déformation en compression et environ 2% sur la déformation en extension. Pour $H = 500 \text{ mm}$ un écart important est observable : jusqu'à 50% sur la déformation en compression et environ 20% sur la déformation en extension.

Par ailleurs, la position du point d'inflexion est très proche de celle des résultats expérimentaux pour la configuration avec $H = 300 \text{ mm}$. Cependant, elle est un peu plus élargie sur la simulation numérique pour $H = 500 \text{ mm}$.

Globalement, en termes de déplacements horizontaux et déformations horizontales, le modèle numérique pour $H = 300 \text{ mm}$ est mieux calé sur les résultats expérimentaux ; alors qu'en termes de déplacement vertical maximal, le modèle numérique pour $H = 500 \text{ mm}$ présente un meilleur calage.

Par manque de temps, il ne nous a pas été possible d'étudier et de rechercher une solution permettant de minimiser ces différences. Une solution pourrait provenir : du raffinement de maillage en zone de mouvements, de l'utilisation des éléments quadratiques, de l'utilisation d'une loi de comportement du sol plus réaliste, du choix d'un module d'élasticité fonction de la contrainte appliquée,...

5.4.3 Simulation de l'interaction sol-structure

Cette partie est décomposée en quatre points. Tout d'abord, nous allons montrer les résultats d'une étude paramétrique vis-à-vis des raideurs relatives sol-structure dont le but est de déterminer les raideurs relatives pertinentes permettant un bon calage des mouvements dans la structure par rapport aux mesures faites sur les essais expérimentaux. Les mouvements dans la structure seront comparés avec les mouvements en terrain vierge afin d'analyser le transfert de mouvements du sol vers la structure, puis on cale les résultats numériques avec les résultats expérimentaux. Ensuite, les mouvements du sol en présence de la structure seront comparés avec les mouvements du sol en terrain vierge pour évaluer l'influence de la structure sur le sol, pour finir nous allons comparer les résultats de cet effet obtenu de la modélisation numérique avec ceux de la modélisation physique.

Le calage a été réalisé sur différents cas des essais du modèle physique. De même que pour la simulation des mouvements du sol sans structure, deux modèles numériques différents ont été réalisés : un pour le calage avec des essais de recouvrement $H = 300 \text{ mm}$ et un autre pour le calage avec des essais de $H = 500 \text{ mm}$. La structure considérée dans cette analyse est la structure en pente maximale (position 1) où le rapport excentricité sur la largeur de la structure $e/B = 0,5$. La **Figure 5.22** présente le résultat des champs de déplacement vertical du sol et de la structure obtenue de la modélisation numérique pour la configuration avec $H = 500 \text{ mm}$.

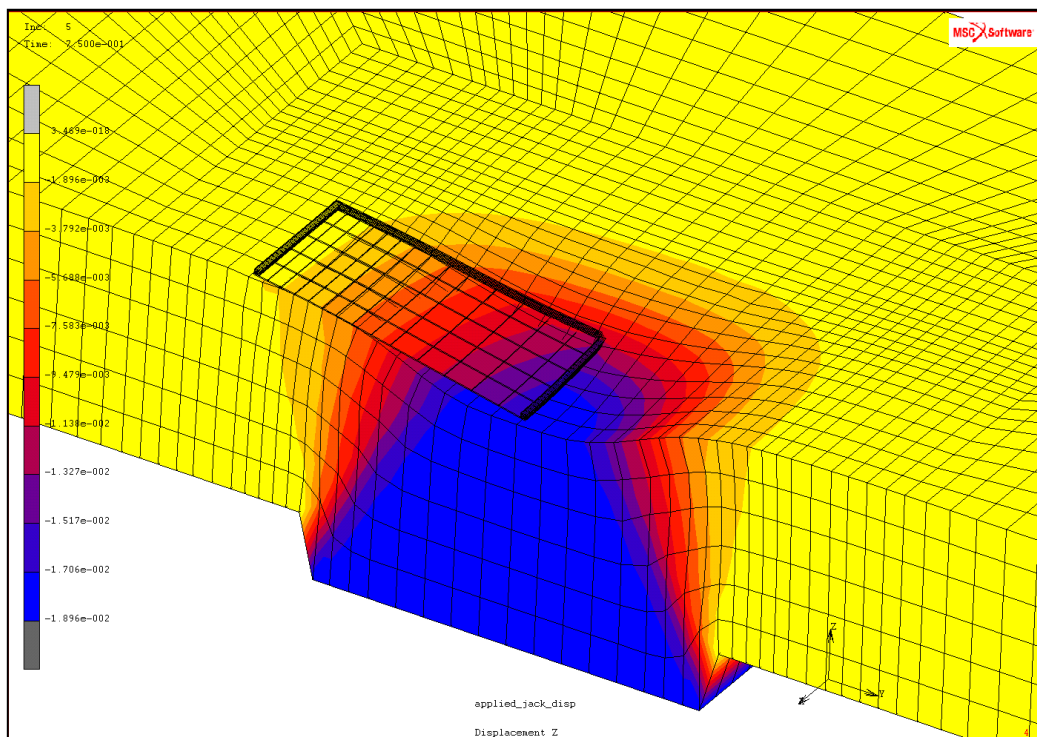


Figure 5.22 : Représentation des champs de déplacement vertical (m) sur la surface déformée de sol et de la structure par la modélisation numérique

L'objectif est d'analyser la réponse de la structure en surface aux mouvements de terrain. Par ailleurs, afin de montrer la fiabilité du modèle numérique de l'interaction sol-structure utilisé, nous avons réalisé avec le même modèle (mêmes caractéristiques géométriques) des simulations de l'interaction structure-sol : charge appliquée par la structure et imposée au sol. Pour une structure très rigide, le tassement du sol est constant sous la structure ; alors qu'il est sous forme d'une cuvette pour une structure très souple. Ces observations sont bien cohérentes avec le comportement d'un sol sous des fondations rigides et souples.

Le modèle numérique répond de manière satisfaisante pour l'étude de l'interaction structure-sol sous un chargement, il est donc envisageable pour l'étude de l'interaction sol-structure dans le cas de l'affaissement.

5.4.3.1 Analyse des mouvements dans la structure

Nous allons, ici, analyser le comportement global et les mouvements dans la structure lors d'un mouvement de terrain.

La **Figure 5.23** montre l'évolution du comportement de la structure contre la cuvette d'affaissement du sol correspondant à deux étapes successives à 50% et à 100% (état final) de déplacement vertical imposé.

Du début du développement de la cuvette jusqu'à l'état intermédiaire, la structure est maintenue en contact avec le sol sur la partie de bordure de la cuvette et elle perd son appui au centre de la cuvette. La structure est donc en porte-à-faux.

A l'état final, trois zones différentes sont identifiées : zone de perte d'appui au centre de la cuvette ; zone restant en contact ayant lieu autour de la position de courbure convexe maximale de la cuvette ; et zone de soulèvement du côté du bord de la cuvette. La structure se comporte comme un corps rigide.

Le comportement de la structure évolue de manière similaire aux observations faites sur les essais du modèle physique (cf. section 3.3.2). Cependant, la déformation et la déflexion dans la structure sont beaucoup plus faibles que celles observées expérimentalement. La structure du modèle numérique paraît fortement plus rigide que la maquette de structure du modèle physique.

Si l'on se base sur les valeurs des modules d'élasticité du sol en surface $E_s = 0,05 \text{ MPa}$ et de la structure $E = 2500 \text{ MPa}$ (cf. **Tableau 5.6**) et sur l'approche de raideur relative de Potts & Addenbrooke (1997) (la présentation de cette approche peut être retrouvée au chapitre 1, section 1.4.3), on obtient une raideur relative axiale $\alpha^* = 120$ et une raideur relative en flexion $\rho^* = 0,27$ (avec $\alpha^* = 2EA/E_s B$ et $\rho^* = 16EI/E_s B^4$ où EA et EI sont les raideurs axiale et en flexion respectivement et B est la largeur de la structure). Ces valeurs de α^* et ρ^* signifient un comportement très rigide de la structure. Selon l'approche de Potts et Addenbrooke, le transfert de déformation horizontale du sol vers la structure est presque nul (moins de 0,01%), ce qui n'est pas similaire à celui observé sur les essais expérimentaux : le transfert est d'environ 2% pour la structure en position 1 (cf. chapitre 3, section 3.3.2).

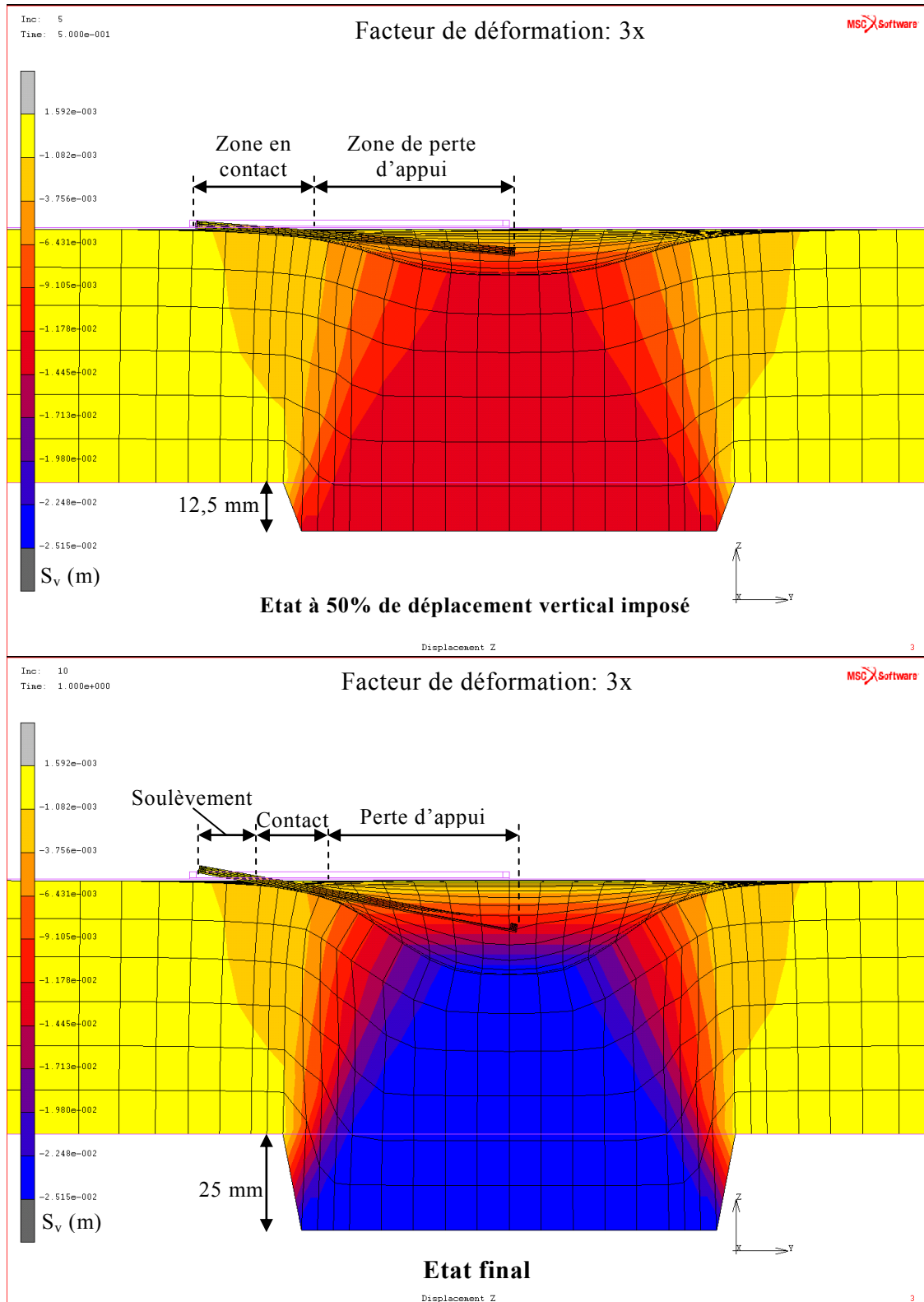


Figure 5.23 : Evolution de l'interaction sol-structure. (a) Etape correspondant à 50% de déplacement vertical maximal imposé ; (b) Etat final

Etude paramétrique de raideurs relatives

Nous avons alors réalisé une étude paramétrique vis-à-vis de différentes valeurs de raideurs relatives sol-structure afin de trouver la raideur relative pertinente permettant de mieux caler les mouvements dans la structure. Pour obtenir différentes valeurs des raideurs relatives, on peut soit faire varier le module d'élasticité du sol E_s soit faire varier le module d'élasticité de la structure E ou les deux. La variation de E_s provoquera le changement des mouvements du sol et donc le changement du calage entre les résultats numériques et expérimentaux. Le choix est alors basé sur la variation de E en fixant E_s . Les différentes valeurs de α^* et ρ^* prises en compte dans l'étude sont présentées dans le **Tableau 5.11**. La plus faible valeur correspond à une structure peu rigide, alors que la plus forte correspond à une structure très rigide (dont le module d'Young est celui du matériau polycarbonate). La raideur relative axiale α^* et la raideur relative en flexion ρ^* sont proportionnelles. Pour la configuration de $H = 300 \text{ mm}$, des simulations avec α^* : 5, 10, 50 et 120 ont été réalisées ; tandis que pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$, nous avons réalisé des simulations avec α^* : 5, 20, 50 et 120. Nous allons montrer que la meilleure concordance entre les résultats numériques et expérimentaux vis-à-vis du comportement de la structure sera visible sur la valeur $\alpha^* = 10$ pour la configuration de $H = 300 \text{ mm}$ et sur la valeur $\alpha^* = 20$ pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$.

Tableau 5.11 : Différentes valeurs des raideurs relatives étudiées

Module d'élasticité du sol E_s (MPa)	Module d'élasticité de la structure E (MPa)	Raideur relative axiale α^*	Raideur relative en flexion ρ^*
0,05	110	5	$1,2 \times 10^{-2}$
	220	10	$2,3 \times 10^{-2}$
	420	20	$4,6 \times 10^{-2}$
	1100	50	$1,1 \times 10^{-1}$
	2500 (polycarbonate)	120	$2,7 \times 10^{-1}$

L'influence des raideurs relatives en compression/traction et en flexion est observable sur la **Figure 5.24**. Plus les raideurs relatives sont faibles, plus la structure est déformée. La structure la plus souple a tendance à suivre les mouvements du sol.

Pour analyser précisément l'effet des raideurs relatives, les déplacements vertical S_v et horizontal S_h de la structure de différentes valeurs des raideurs relatives pour les configurations de $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$ sont tracés et comparés dans la **Figure 5.25**. Les déplacements sur le bord gauche et le bord haut de la structure suivant les directions $R90^\circ$ et $R0^\circ$ respectivement sont considérés. Les résultats présentés correspondent à l'état final de déplacement vertical imposé.

Sur le bord gauche de la structure, les déplacements vertical et horizontal sont peu sensibles à la variation des raideurs relatives. Le déplacement horizontal présente une valeur presque constante sur la longueur de la structure et cette valeur est très similaire pour les différentes raideurs relatives. Le déplacement vertical, par ailleurs, présente une pente quasiment constante ; hormis pour la structure très souple correspondant à $\alpha^* = 5$, la pente varie légèrement sur la longueur de structure car la structure subit à la fois la courbure convexe et la courbure concave. Ces remarques sont visibles sur les simulations pour les configurations de $H = 300 \text{ mm}$ comme de $H = 500 \text{ mm}$. Pourtant, le soulèvement de la structure n'est observable que sur les simulations pour $H = 300 \text{ mm}$.

Sur le bord haut de la structure, l'influence des raideurs relatives est plus marquante. La position du bord haut de la structure se trouve au centre de la cuvette, le décollement ou la perte d'appui se développe sur toute la longueur de la structure sauf les deux limites de structure qui restent appuyées sur le sol. La structure se met donc en flexion de manière très significative lorsque les raideurs relatives sont faibles. La variation de déplacement horizontal sur la longueur de structure est aussi plus observable pour la structure plus souple, cela signifie que la structure est soumise à une déformation horizontale importante. Ces observations sont les mêmes pour la configuration de $H = 300 \text{ mm}$ que de $H = 500 \text{ mm}$.

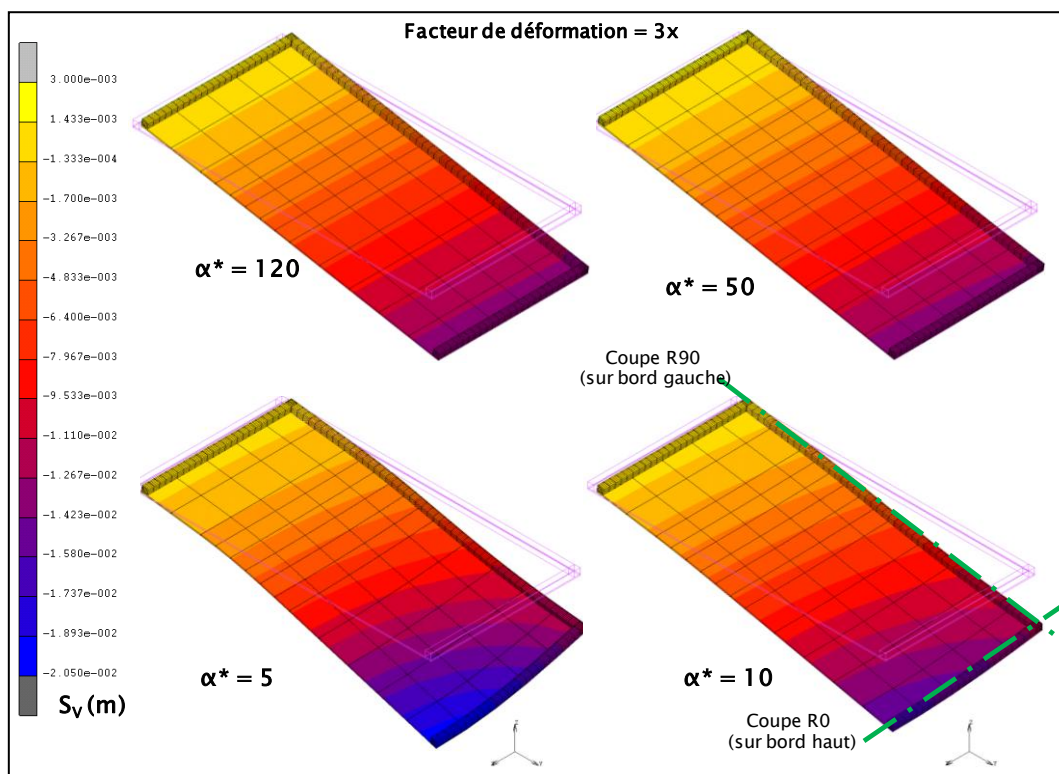
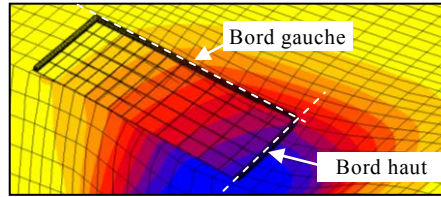
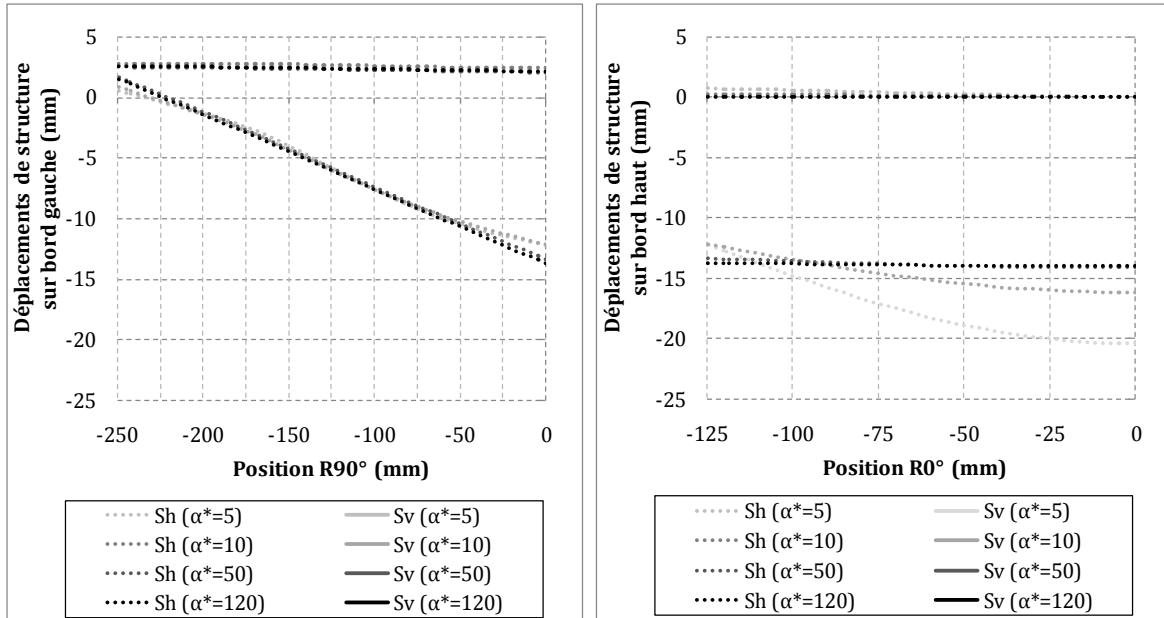


Figure 5.24 : Déplacement vertical (S_v) sur la surface déformée des structures de différentes raideurs relatives



Pour la configuration de H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)



Pour la configuration de H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

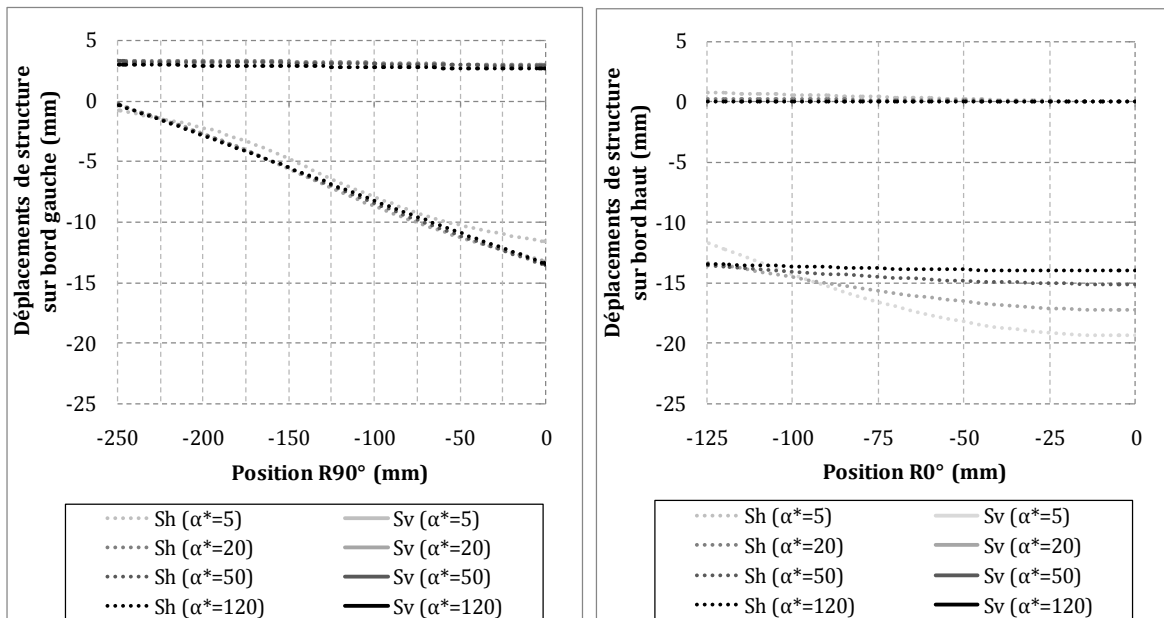


Figure 5.25 : Déplacements vertical et horizontal sur le bord gauche et le bord haut de structure, pour les configurations de H = 300 mm (en haut) et H = 500 mm (en bas)

Les **Tableau 5.12** et **Tableau 5.13** synthétisent les résultats des mouvements dans la structure à l'état final pour différentes raideurs relatives correspondant aux configurations de $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$ respectivement.

En se basant sur les valeurs des déplacements vertical et horizontal, il est possible de déterminer la pente, la déformation horizontale, et le ratio de déflexion. Comme dans l'exploitation des essais expérimentaux, la pente et la déformation horizontale considérées sont des valeurs moyennes sur la longueur de la structure. La pente moyenne est déterminée par la différence de déplacement vertical entre les deux limites de la structure sur sa longueur ; alors que la déformation horizontale moyenne est définie par la différence de déplacement horizontal entre les deux limites de la structure sur sa longueur. Le ratio de déflexion est le rapport de déflexion maximal sur la longueur de structure (la définition du ratio de déflexion est illustrée schématiquement dans la **Figure 3.22** du chapitre 3). Le ratio de déflexion est déterminé en zone de courbure convexe (hogging) pour le bord gauche de structure, alors qu'il est en courbure concave (sagging) pour le bord haut de structure.

Tableau 5.12 : Mouvements dans la structure pour différentes valeurs des raideurs relatives (pour $H = 300 \text{ mm}$)

Paramètre	Structure-bord gauche (R90°)				Structure-bord haut (R0°)			
	$\alpha^*=5$ $\rho^*=1,2e^{-2}$	$\alpha^*=10$ $\rho^*=2,3e^{-2}$	$\alpha^*=50$ $\rho^*=1,1e^{-1}$	$\alpha^*=120$ $\rho^*=2,7e^{-1}$	$\alpha^*=5$ $\rho^*=1,2e^{-2}$	$\alpha^*=10$ $\rho^*=2,3e^{-2}$	$\alpha^*=50$ $\rho^*=1,1e^{-1}$	$\alpha^*=120$ $\rho^*=2,7e^{-1}$
$S_{v,max}$ (mm)	-12,2	-12,1	-13,3	-13,7	-20,4	-16,2	-14,1	-14,0
$S_{h,max}$ (mm)	2,7	2,8	2,5	2,6	0,7	0,3	0,1	0,0
p_{moy} (%)	-5,1	-5,2	-6,0	-6,1	0,0	0,0	0,0	0,0
$\varepsilon_{h,moy}$ (%)	0,15	0,16	0,18	0,19	-0,60	-0,23	-0,04	-0,01
DR (%)	0,88	0,40	0,08	0,04	-3,20	-1,60	-0,32	-0,10

$S_{v,max}$: déplacement vertical maximal ; $S_{h,max}$: déplacement horizontal maximal ; P_{moy} : pente moyenne ; $\varepsilon_{h,moy}$: déformation horizontale moyenne (valeur positive : traction ; valeur négative : compression) ; DR : ratio de déflexion (valeur positive : courbure convexe ; valeur négative : courbure concave)

Tableau 5.13 : Mouvements dans la structure pour différentes valeurs de raideur relative (pour $H = 500 \text{ mm}$)

Paramètre	Structure-bord gauche (R90°)				Structure-bord haut (R0°)			
	$\alpha^*=5$ $\rho^*=1,2e^{-2}$	$\alpha^*=20$ $\rho^*=4,6e^{-2}$	$\alpha^*=50$ $\rho^*=1,1e^{-1}$	$\alpha^*=120$ $\rho^*=2,7e^{-1}$	$\alpha^*=5$ $\rho^*=1,2e^{-2}$	$\alpha^*=20$ $\rho^*=4,6e^{-2}$	$\alpha^*=50$ $\rho^*=1,1e^{-1}$	$\alpha^*=120$ $\rho^*=2,7e^{-1}$
$S_{v,max}$ (mm)	-11,6	-13,3	-13,5	-13,4	-19,4	-17,2	-15,1	-14,0
$S_{h,max}$ (mm)	3,1	3,4	3,3	3,0	0,8	0,3	0,1	0,0
p_{moy} (%)	-4,3	-5,2	-5,3	-5,3	0,0	0,0	0,0	0,0
$\varepsilon_{h,moy}$ (%)	0,12	0,16	0,15	0,14	-0,61	-0,22	-0,07	-0,02
DR (%)	0,64	0,21	0,07	0,04	-3,24	-1,52	-0,60	-0,24

Sur le bord gauche de structure, les observations sur la **Figure 5.25** comme sur les valeurs déterminées dans les **Tableau 5.12** et **Tableau 5.13** montrent que les déplacements vertical et horizontal sont faiblement influencés par la variation des raideurs relatives. La pente est légèrement réduite avec la diminution des raideurs relatives : 1% de réduction maximale est observable entre les raideurs relatives les plus fortes ($\alpha^* = 120$; $\rho^* = 2,7e^{-1}$) et les plus faibles ($\alpha^* = 5$; $\rho^* = 1,2e^{-2}$) pour les deux configurations de $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$. Une variation aléatoire est observable sur les valeurs de déformation horizontale : elle décroît avec les raideurs relatives pour la configuration de $H = 300 \text{ mm}$ mais cette remarque n'est pas le cas pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$ où on aperçoit une fluctuation. La variation de la déformation horizontale est faible pour différentes valeurs des raideurs relatives : l'écart maximal est de 0,04% entre les valeurs les plus et les moins importantes des raideurs relatives pour les deux configurations. A contrario, le ratio de déflexion est très sensible à la variation de raideurs relatives : il augmente de manière significative avec la diminution de raideurs relatives. Globalement, l'ampleur de la croissance du ratio de déflexion est inversement proportionnelle à la décroissance des raideurs relatives. Cela est observable sur les deux configurations de $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$.

Quant au bord haut de structure, l'influence des raideurs relatives est beaucoup plus remarquable et plus claire. Pour les deux configurations de $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$, les déplacements ainsi que la déformation et le ratio de déflexion sont plus importants lorsque les raideurs relatives sont plus faibles. Cependant la pente moyenne du bord haut est toujours nulle : les déplacements verticaux entre les deux limites du bord haut sont égaux dans tous les cas. A l'état final, le bord haut de structure se comporte comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités : il est alors plus déformé lorsque sa raideur est moins importante. Due à la perte d'appui importante sur le bord haut, le ratio de déflexion de ceci est globalement au moins trois fois, dans tous les cas, plus important que celui sur le bord gauche où le contact sol-structure est maintenu sur la partie centrale. Par ailleurs, avec les mêmes valeurs des raideurs relatives, la déformation horizontale et le ratio de déflexion dans la configuration de $H = 500 \text{ mm}$ sont légèrement plus importants que ceux obtenus dans la configuration de $H = 300 \text{ mm}$. Cela peut être du à l'effet de la surcharge sur la structure (rappelons que la surcharge est deux fois plus importante dans la configuration de $H = 500 \text{ mm}$).

Les constatations concernant l'effet des raideurs relatives axiale et en flexion sur la déformation horizontale et le ratio de déflexion sont en bon accord avec les résultats de plusieurs recherches (Potts & Addennbrooke, 1997 ; Franzius, 2003)

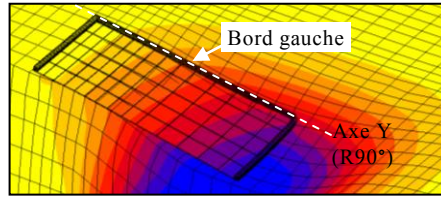
Pour confirmer l'effet de surcharge, nous avons réalisé des simulations numériques avec les mêmes conditions aux limites (correspondant à la configuration de $H = 500 \text{ mm}$) et différentes surcharges sur la structure : 0,25 kPa et 0,5 kPa. Les résultats ont montré que la déformation horizontale et le ratio de déflexion sur le bord haut de la structure sont environ deux fois plus importants pour la structure avec surcharge de 0,5 kPa par rapport à la structure avec 0,25 kPa. L'effet de surcharge est clairement identifié.

Nous avons, par ailleurs, vérifié les valeurs du ratio de déflexion sur le bord haut de la structure pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$. L'hypothèse a été faite que le comportement de la structure peut être considéré comme une plaque simplement appuyée sur trois côtés et libre sur un côté (le bord haut). Les simulations avec la même structure utilisée ont été réalisées. Le bord haut est libre alors que les trois autres bords sont fixes en déplacement vertical uniquement. Le poids propre et la surcharge sont appliqués sur la structure avec la même amplitude que dans les simulations avec les mouvements de terrains. Le ratio de déflexion est alors déterminé sur la mi-portée du bord haut pour différents modules d'élasticité. On a obtenu un ratio de déflexion légèrement plus faible que dans les cas où la structure est posée sur une cuvette d'affaissement : 0,21% contre 0,24% pour $E = 2500 \text{ MPa}$ et 1,24% contre 1,52% pour $E = 420 \text{ MPa}$. Cette différence paraît logique parce que les trois côtés dans le cas d'interaction sol-structure ne sont pas entièrement appuyés sur le sol (pour le bord gauche, par exemple, la partie au centre de la cuvette perd son appui).

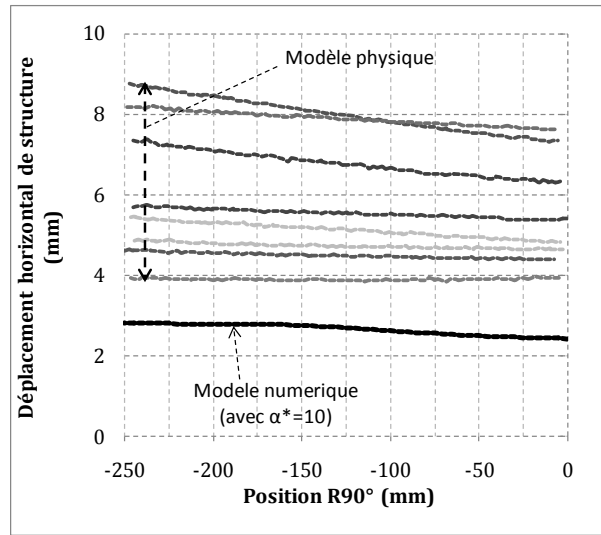
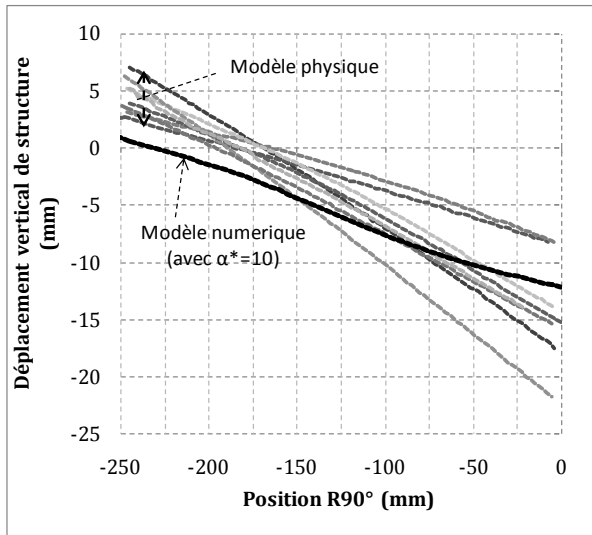
Les mouvements dans la structure sont influencés par la variation de la raideur relative axiale et de la raideur relative en flexion. Les deux raideurs relatives varient proportionnellement dans les cas étudiés ci-dessus. Une question peut être posée s'il est plutôt influencé par la raideur relative axiale α^* ou la raideur relative en flexion ρ^* . Pour répondre à cette question, des simulations permettant d'investiguer l'influence de α^* seul et de ρ^* seul ont été effectuées. Pour varier α^* en gardant ρ^* constant, l'épaisseur de la structure est augmentée deux fois et le module d'Young de structure doit être baissé environ dix fois. Ces caractéristiques permettent d'obtenir une raideur relative axiale quatre fois plus faible par rapport aux caractéristiques de base. Pour varier ρ^* en gardant α^* constant, l'épaisseur de la structure est diminuée deux fois et le module d'Young de la structure doit être amplifié environ deux fois. Ces caractéristiques permettent aussi d'obtenir une raideur relative en flexion quatre fois plus faible par rapport aux caractéristiques de base. L'exploitation des résultats ont montré que les mouvements dans le bord haut de la structure sont plus influencés par la variation de raideur relative axiale que de raideur relative en flexion. Cette conclusion peut être justifiée par la réduction importante du module d'Young de la structure. Les déformations de la structure sont plus sensibles au changement de module d'élasticité qu'au changement de dimensions géométriques.

Calage sur les résultats expérimentaux

Les mouvements dans la structure dépendent des valeurs des raideurs relatives. Les mouvements dans la structure qui présentent la meilleure concordance avec les résultats expérimentaux sont obtenus avec les raideurs relatives : $\alpha^* = 10$; $\rho^* = 1,7 \times 10^{-3}$ pour la configuration de $H = 300 \text{ mm}$ et avec les raideurs relatives : $\alpha^* = 20$; $\rho^* = 3,4 \times 10^{-3}$ pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$. Les déplacements vertical et horizontal sur le bord gauche de la structure obtenus pour le modèle numérique sont comparés avec les déplacements sur le bord gauche et le bord droit obtenus lors des essais sur modèle physique (**Figure 5.26**).



Pour la configuration de $H = 300$ mm (surcharge 0,25 kPa)



Pour la configuration de $H = 500$ mm (surcharge 0,5 kPa)

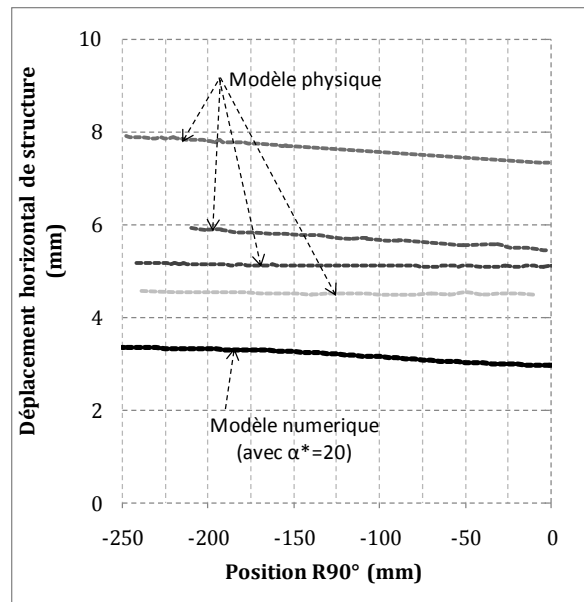
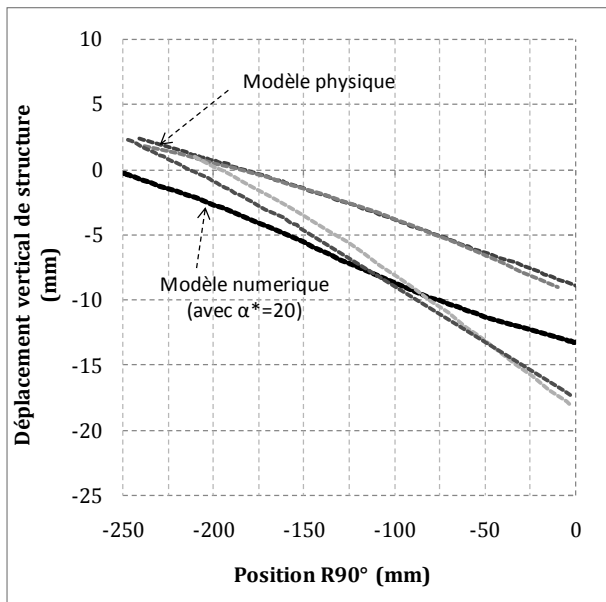


Figure 5.26 : Déplacements vertical et horizontal de structures suivant $R90^\circ$. Comparaison des résultats des modèles numériques avec modèles physiques pour les configurations de $H = 300$ mm (en haut) et $H = 500$ mm (en bas)

Le déplacement vertical de la structure des modèles numériques (avec $\alpha^* = 10$ pour $H = 300 \text{ mm}$ et $\alpha^* = 20$ pour $H = 500 \text{ mm}$) représente plus ou moins une valeur moyenne de l'ensemble des résultats obtenus sur modèles physiques. Notons que du fait des variabilités intrinsèques du sable et des conditions initiales, une dissymétrie a été observée sur les mesures lors des essais expérimentaux : cela explique la variation importante des résultats obtenus (différence entre le bord gauche et le bord droit ;...).

Pour les deux configurations de $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$, le soulèvement de la structure sur le modèle physique est beaucoup plus important que pour le modèle numérique. Aussi pour le déplacement horizontal, il est largement supérieur à celui des modèles numériques. Cela peut être expliqué par le phénomène complexe de contact entre le sol et la structure du modèle physique. Certains glissements importants du sol de manière discontinue sous la structure auraient eu lieu lors de la création des mouvements du sol, ce qui pourrait entraîner une rotation importante et un déplacement horizontal significatif dans la structure en surface. Au contraire, les mouvements du sol créés à partir du modèle numérique sont purement continus. D'autre part, le maillage utilisé peut être aussi une origine de ces différences.

Les **Tableau 5.14** et **Tableau 5.15** présentent les valeurs moyennes des mouvements dans la structure déterminés par des essais identiques sur modèle physique et les résultats obtenus avec le modèle numérique pour les configurations $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$ respectivement. Seuls les mouvements sur le bord gauche sont considérés pour $H = 300 \text{ mm}$, tandis que pour $H = 500 \text{ mm}$ les bords gauche et haut sont pris en compte.

Tableau 5.14 : Mouvements dans la structure (sur le bord gauche uniquement) du modèle numérique (MN) et du modèle physique (MP) – (pour $H = 300 \text{ mm}$)

Paramètre	Structure - bord gauche (R90°)	
	MP	MN
$S_{v,max} \text{ (mm)}$	-13,8	-12,1
$S_{h,max} \text{ (mm)}$	6,1	2,8
$p_{moy} \text{ (\%)}$	-8,2	-5,2
$\varepsilon_{h,moy} \text{ (\%)}$	0,23	0,16
$DR \text{ (\%)}$	0,48	0,40

Tableau 5.15 : Mouvements dans la structure (sur les bords gauche et haut) du modèle numérique (MN) et du modèle physique (MP) – (pour $H = 500 \text{ mm}$)

Paramètre	Structure - bord gauche (R90°)		Structure - bord haut (R0°)	
	MP	MN	MP	MN
$S_{v,max} \text{ (mm)}$	-13,4	-13,3	-17,7	-17,2
$S_{h,max} \text{ (mm)}$	5,9	3,4	0,4	0,3
$p_{moy} \text{ (\%)}$	-5,5	-5,2	-3,4	0,0
$\varepsilon_{h,moy} \text{ (\%)}$	0,14	0,16	-0,18	-0,22
$DR \text{ (\%)}$	0,47	0,50	-0,84	-1,52

Pour la configuration de $H = 300 \text{ mm}$ (**Tableau 5.14**), tous les paramètres des mouvements dans la structure du modèle numérique sont moins importants que ceux du modèle physique. Les valeurs du déplacement vertical maximal $S_{v,max}$ obtenues par les deux modèles sont proches avec un écart d'environ 10%, mais un écart important est notable sur le déplacement horizontal maximal $S_{h,max}$: plus de deux fois inférieur pour le modèle numérique par rapport au modèle physique. Une différence importante voisine de 35% est aussi notable sur les valeurs de la pente moyenne P_{moy} . En termes de déformation horizontale moyenne $\varepsilon_{h,moy}$ et de ratio de déflexion DR en courbure convexe (sur le bord gauche), l'écart observable est de moins de 30%.

Les résultats des modèles physique et numérique vis-à-vis de mouvements sur le bord gauche de la structure sont plus proches pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$ (**Tableau 5.15**) que pour $H = 300 \text{ mm}$. L'écart sur le déplacement vertical maximal et la pente moyenne de la structure est inférieur à 5%. Contrairement aux résultats dans la configuration de $H = 300 \text{ mm}$, la déformation horizontale moyenne et le ratio de déflexion du modèle numérique pour $H = 500 \text{ mm}$ sont légèrement plus élevés avec un écart inférieur à 15% pour la déformation horizontale et à 5% pour le ratio de déflexion. Cela est aussi visible sur les résultats du bord haut. On aperçoit cependant une différence beaucoup plus prononcée sur le ratio de déflexion. La raison peut être expliquée par la différence au niveau de la perte d'appui de ce bord haut de structure par rapport au sol en dessous. Dans la modélisation physique, à cause de la dissymétrie de la cuvette d'affaissement en surface, la maquette de structure s'incline dans la direction du bord haut (direction $R0^\circ$) et donc il est possible qu'une certaine partie de ce bord s'appuie sur le sol et non uniquement sur ses deux extrémités comme dans le cas du modèle numérique. Par conséquent, le ratio de déflexion est réduit. Ceci est aussi la raison qui explique l'existence de la pente moyenne sur ce bord haut du modèle physique.

Pour résumer, les déplacements verticaux ainsi que horizontaux du modèle numérique ont une amplitude moins importante que ceux du modèle physique. Cependant, les résultats entre les deux outils physique et numérique sont proches en termes de déformation horizontale moyenne $\varepsilon_{h,moy}$ et de ratio de déflexion DR . D'autre part, le critère crucial considéré pour le calage est basé principalement sur ces deux paramètres $\varepsilon_{h,moy}$ et DR plutôt que sur les déplacements. Globalement, il a été obtenu un bon calage entre le modèle numérique et le modèle physique vis-à-vis de mouvements dans la structure.

5.4.3.2 Transfert des mouvements du sol vers la structure

L'analyse du transfert des mouvements du sol vers la structure est un élément essentiel dans la caractérisation du phénomène d'interaction sol-structure, puisqu'il concerne à la fois les mouvements du sol et les mouvements de la structure. Une bonne concordance entre résultats numériques et expérimentaux apporte une validation accrue du modèle numérique.

Le **Tableau 5.16** présente le bilan des résultats du modèle numérique et une comparaison avec ceux du modèle physique. Les mouvements dans le sol en terrain vierge et les mouve-

ments dans la structure (bord gauche) sont présentés. Notons que les paramètres du sol sont déterminés sous la position de la structure. La déformation horizontale du sol reportée correspond à la valeur maximale, tandis que celle de la structure correspond à une valeur moyenne sur la longueur. Le rapport de la déformation horizontale ε_h et du ratio de déflexion DR de la structure sur ceux du sol, qui caractérise le transfert des sollicitations du sol vers la structure, est ainsi déterminé et présenté sous forme d'histogramme dans la **Figure 5.27**.

Tableau 5.16 : Mouvements dans le sol (terrain vierge) et dans la structure. Bilan et comparaison entre les résultats du modèles physique et du modèle numérique

Paramètre	H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)				H = 500 mm (surcharge 0, 5 kPa)			
	MP		MN		MP		MN	
	Sol	Structure	Sol	Structure	Sol	Structure	Sol	Structure
ε_h (%)	14,6	0,23	14,9	0,16	13,3	0,14	10,5	0,16
DR (%)	3,2	0,48	3,12	0,40	2,0	0,47	2,24	0,50
Transfert ε_h	1,6%		1,1%		1,1%		1,5%	
Transfert DR	15,0%		12,8%		23,5%		22,3%	

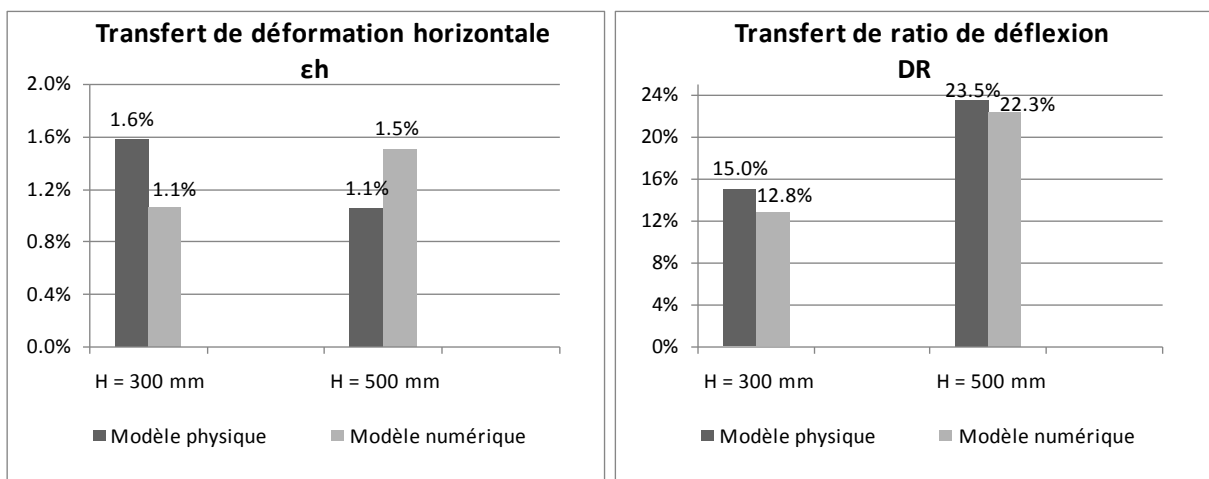


Figure 5.27 : Transferts de déformation horizontale et de ratio de déflexion des modèles numériques et des modèles physiques

Sur la **Figure 5.27**, il est clairement observable que le transfert de la déformation horizontale ainsi que le transfert du ratio de déflexion obtenus par le modèle numérique sont en bon accord avec les résultats du modèle physique pour les différentes configurations $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$. En termes d'écart relatif, le transfert du ratio de déflexion est plus proche des résultats expérimentaux.

La déformation horizontale du sol transmise à la structure pour le modèle physique est légèrement plus importante que celle du modèle numérique pour la configuration de $H = 300 \text{ mm}$, mais le constat est inversé pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$. Cette diffé-

rence peut provenir de la différence importante entre la déformation du sol du modèle physique et celle du modèle numérique.

Quant au transfert du ratio de déflexion, le résultat du modèle physique est dans tous les cas un peu plus marqué que celui du modèle numérique. Le ratio de déflexion transmis du sol à la structure en surface est plus significatif pour la configuration de $H = 500 \text{ mm}$ où la surcharge sur la structure est deux fois plus importante que celle utilisée pour $H = 300 \text{ mm}$. L'effet du poids de la structure peut être une cause de cette différence. D'autre part, les mouvements du sol sollicitant la structure dans la configuration de $H = 500 \text{ mm}$ sont à la base plus faibles que ceux de la configuration de $H = 300 \text{ mm}$.

De ces résultats, on peut conclure que les modèles numériques utilisés permettent de représenter le phénomène d'interaction sol-structure de manière similaire à celui observé sur le modèle physique. Un bon calage est obtenu sur différents paramètres et pour les différentes configurations étudiées. Le modèle numérique peut donc être utilisé de manière pertinente pour réaliser des études paramétriques vis-à-vis du phénomène d'interaction sol-structure.

5.4.3.3 Influence de la structure sur les mouvements du sol

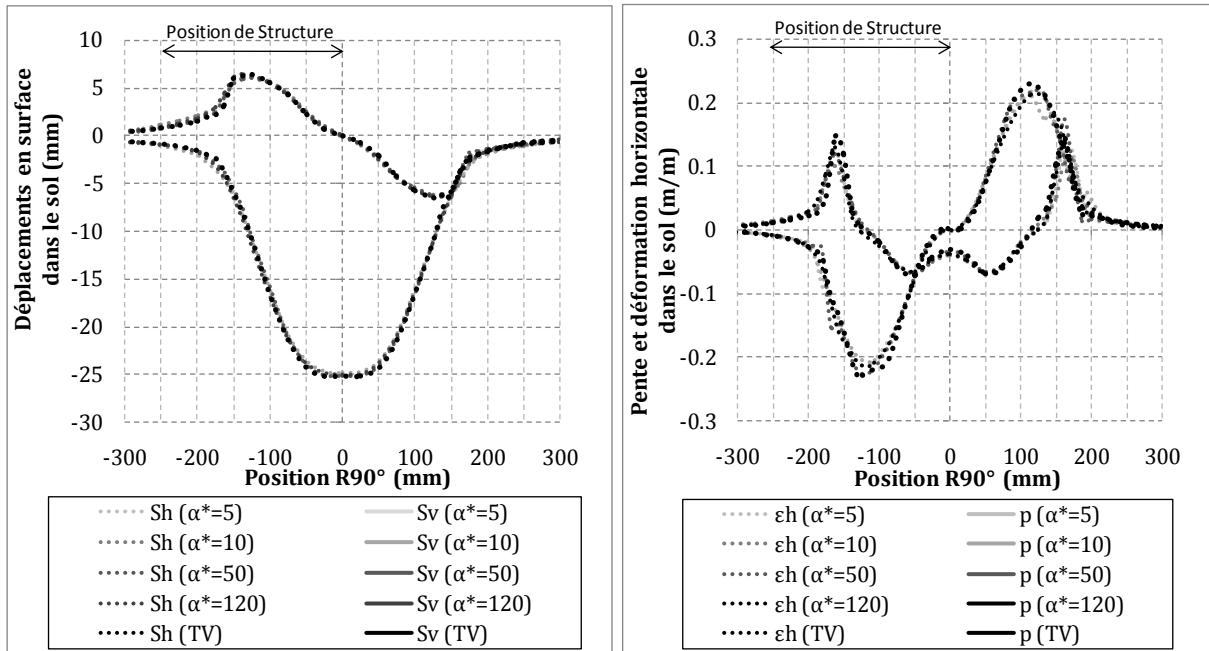
L'influence de la structure sur le sol peut être observée par la comparaison des mouvements du sol en terrain vierge (TV) avec ceux en présence de la structure. Les courbes du déplacement vertical (S_v), du déplacement horizontal (S_h), de la pente (p) ainsi que de la déformation horizontale (ε_h) du sol en présence de structures de différentes raideurs relatives sont tracées dans la **Figure 5.28** en comparant avec les courbes en terrain vierge.

L'influence de la structure avec surcharge 0,25 kPa (pour $H = 300 \text{ mm}$) sur le sol est quasiment invisible. Il en est de même pour les structures avec différentes raideurs relatives. On observe cependant une légère réduction sur la valeur maximale de déformation horizontale en extension.

L'effet de surcharge sur la structure est clairement identifié. L'interaction sol-structure est plus visible en présence de la structure avec surcharge 0,5 kPa (pour $H = 500 \text{ mm}$). Les mouvements du sol sont réduits de manière notable par la structure. Le niveau de réduction est plus prononcé pour la raideur relative plus importante. Cela veut dire, comme la raideur relative est fonction uniquement du module d'Young de la structure, une structure plus rigide peut réduire les mouvements du sol (valeur maximale) de manière plus notable qu'une structure moins rigide. Toutefois, l'effet de raideur relative sur le comportement du sol est faiblement manifesté.

Par ailleurs, sur les courbes dans la configuration de $H = 500 \text{ mm}$, on observe une réduction importante particulièrement pour la pente sur la partie droite de la courbe où il n'y a pas de structure, même si la courbe de déplacement vertical n'est que très faiblement modifiée. Ceci paraît aberrant et pourrait être expliqué par l'effet 3D, la complexité des lois du comportement du sol,...

Pour la configuration de H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)



Pour la configuration de H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)

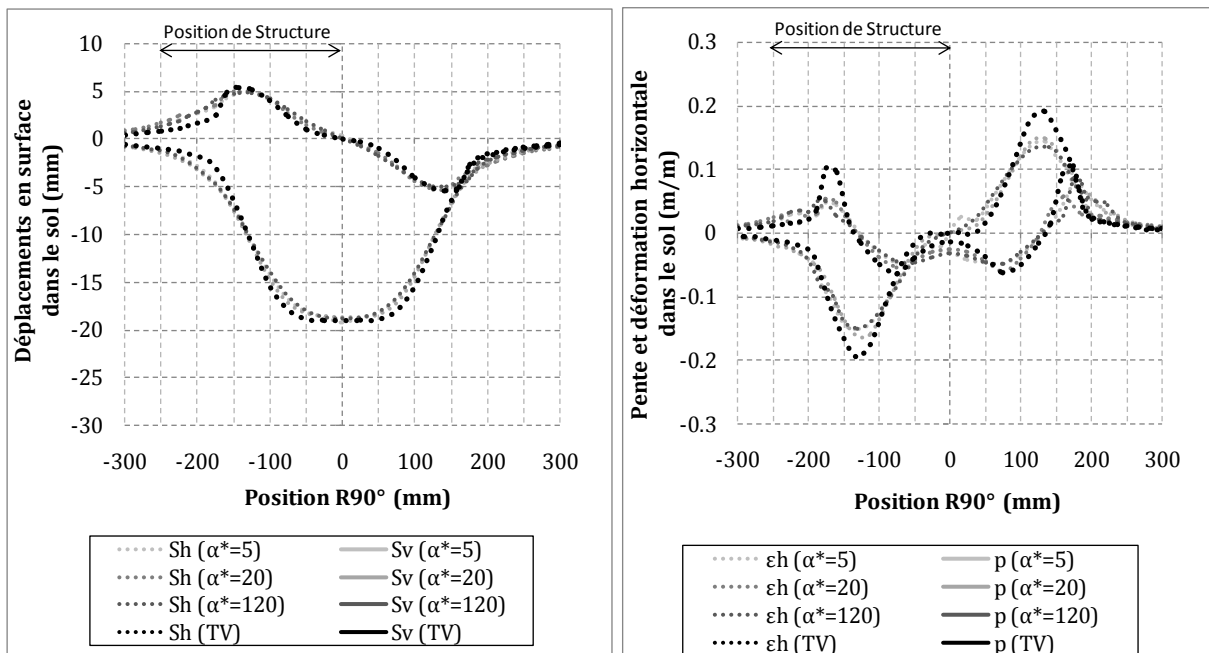


Figure 5.28 : Mouvements dans le sol en condition de terrain vierge (TV) et en présence des structures de différentes raideurs relatives, obtenus des modèles numériques

Tableau 5.17 : Ecart entre les mouvements du sol en terrain vierge (TV) et ceux en présence de structure (ISS). Résultats des modèles numériques

Paramètre	H = 300 mm (surcharge 0,25 kPa)			H = 500 mm (surcharge 0,5 kPa)		
	TV	ISS	Ecart	TV	ISS	Ecart
$S_{v,max}$ (mm)	-25,1	-24,8	-1,2%	-19,0	-18,7	-1,7%
$S_{h,max}$ (mm)	6,4	6,2	-2,8%	5,4	5,0	-6,8%
p_{max} (%)	-22,8	-20,8	-8,7%	-19,3	-15,9	-17,7%
$\varepsilon_{c,max}$ (%)	-7,1	-7,0	-2,1%	-6,3	-6,0	-4,1%
$\varepsilon_{t,max}$ (%)	14,9	11,3	-24,2%	10,5	5,8	-45,2%

TV : mouvements du terrain vierge sans structure ; ISS : mouvements du sol en présence de structure

$S_{v,max}$: déplacement vertical maximal ; $S_{h,max}$: déplacement horizontal maximal ; p_{max} : pente maximale ;

$\varepsilon_{c,max}$; $\varepsilon_{t,max}$: déformation horizontale maximale en compression et en extension respectivement

Nous avons quantifié l'effet de la structure sur le sol en déterminant l'écart entre les valeurs maximales des mouvements du sol sans structure et celles avec structure. Cet écart exprimé en pourcentage par rapport aux mouvements du terrain vierge est présenté dans le **Tableau 5.17** pour les deux configurations $H = 300\text{ mm}$ et $H = 500\text{ mm}$. Les résultats du sol en présence de la structure correspondent à ceux pour la structure avec les raideurs relatives pertinentes : $\alpha^* = 10$ pour $H = 300\text{ mm}$ et $\alpha^* = 20$ pour $H = 500\text{ mm}$.

Il est évident que la présence de la structure réduit toutes les composantes du mouvement de sol. La composante la plus réduite est la déformation horizontale en extension, suivie par la pente. Cela peut être expliqué par la position de structure qui est en pente maximale ainsi qu'en déplacement horizontal maximal. Du à l'effet de surcharge sur la structure, on peut observer que tous les écarts (sauf le déplacement vertical) sont réduits d'un facteur 2 environ entre la structure avec une surcharge de 0,5 kPa et celle avec une surcharge de 0,25 kPa.

Ces conclusions de la modélisation numérique ne sont pas totalement cohérentes avec les observations faites sur les essais expérimentaux. L'influence de la structure sur le sol à partir du modèle physique présente une variation aléatoire (cf. chapitre 3, section 3.3.1) qu'il n'est pas évidente de comparer avec les résultats du modèle numérique.

Pour résumer, la simulation numérique de l'interaction sol-structure permet de mieux représenter le transfert des mouvements du sol vers la structure que le comportement du sol influencé par la structure, par rapport aux mesures faites sur le modèle réduit physique. Les différences discutées entre les deux outils numérique et physique pourraient provenir d'une part du choix des paramètres (caractéristiques mécaniques du sol ainsi que de la structure, lois du comportement du sol et du contact sol-structure,...) adoptés dans la modélisation numérique et d'autre part des variabilités (liées aux conditions initiales, à la nature complexe du sable,...) et des incertitudes de mesures des essais réalisés dans la modélisation physique.

5.4.4 Simulation avec la structure et la tranchée périphérique

Cette partie concerne l'étude de l'efficacité de la tranchée périphérique par la modélisation numérique. L'évolution de l'efficacité de la tranchée en fonction de la rigidité (module d'élasticité) de son matériau de remplissage sera étudiée afin de déterminer la propriété mécanique la plus pertinente permettant une bonne concordance avec les mesures faites sur les essais physiques.

La géométrie considérée est rappelée dans la **Figure 5.29**. Seul le modèle correspondant aux essais de recouvrement $H = 500 \text{ mm}$ est étudié. La structure est située en position 1 (pente maximale du terrain), et la distance entre la structure et la tranchée est de 35 mm soit 1,4 m à l'échelle réelle (avec un facteur d'échelle $1/40^{\text{ème}}$). Les propriétés géométriques de la tranchée sont identiques à celles utilisées dans le modèle physique : 15 mm de largeur et 30 mm de profondeur correspondant à 0,6 m de largeur et 1,2 m de profondeur à l'échelle réelle. Les propriétés mécaniques utilisés pour les différents modèles (sol, structure, tranchée) et pour l'interface sol-structure sont présentées précédemment dans les **Tableau 5.6** et **Tableau 5.7** respectivement.

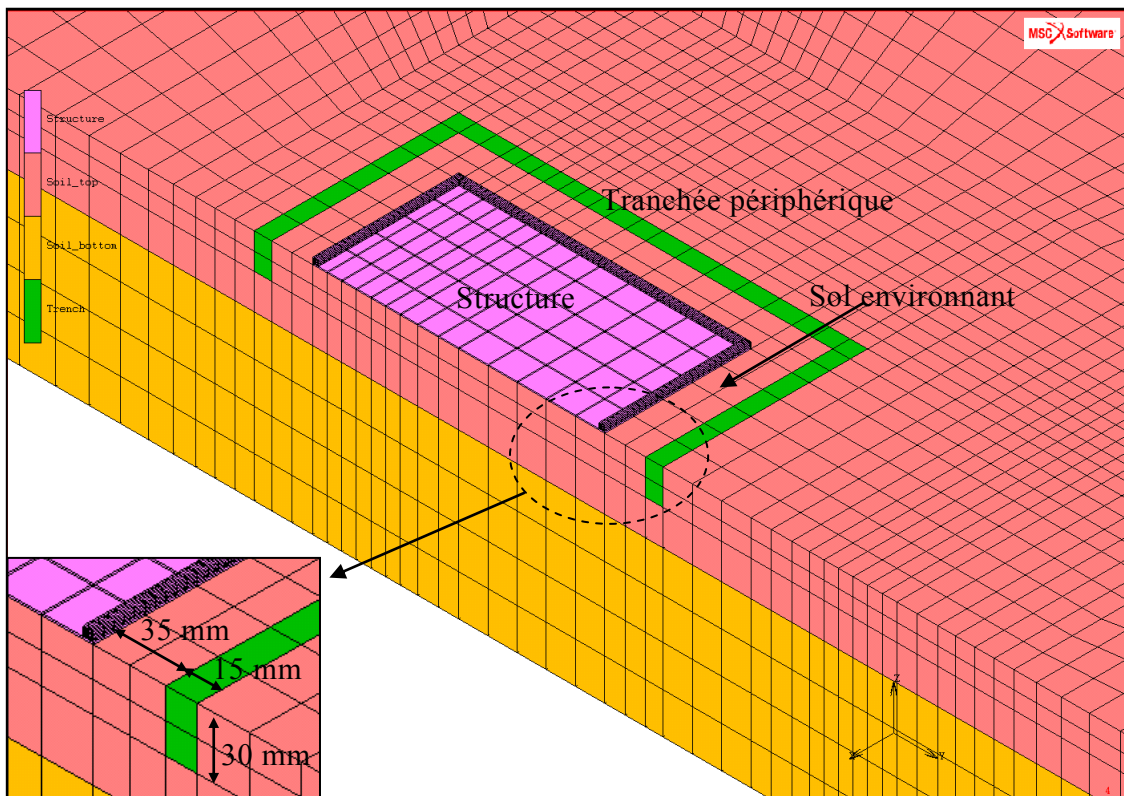


Figure 5.29 : Géométrie étudiée pour la simulation avec la structure et la tranchée

Le choix du module d'Young du sol au niveau de la surface a été discuté précédemment. D'autre part, le module d'Young du matériau de remplissage (mousse mélamine) de la tranchée a été déterminé par un moyen simple qui présente une incertitude non-négligeable. Pour ces raisons, on ne connaît pas clairement le vrai rapport du module d'Young de la tranchée E_{tp} sur celui du sol E_s . Nous avons alors réalisé une étude prenant en compte différentes valeurs du rapport E_{tp}/E_s en faisant varier E_{tp} avec une valeur constante E_s (**Tableau 5.18**). Le rapport E_{tp}/E_s varie entre 1 et 30%. Ces configurations sont à comparer au cas sans tranchée.

Tableau 5.18 : Rapports entre modules d'Young de la tranchée et du sol étudiés

Module d'élasticité du sol E_s (kPa)	Module d'élasticité de la tranchée E_{tp} (kPa)	Rapport E_{tp}/E_s
50	0,5	1%
	2,5	5%
	5	10%
	15 (mousse mélamine)	30%

Les résultats dans les cas sans tranchée et avec tranchée ($E_{tp}/E_s=10\%$) sont illustrés dans le **Figure 5.30**. L'influence de la tranchée sur la déformation horizontale du sol est clairement visible. On observe que la tranchée a modifié la déformation horizontale du sol : la tranchée joue son rôle d'absorbeur de déformation en compression qui présente une valeur plus importante que celle dans le cas sans tranchée.

Facteur de déformation: 2x

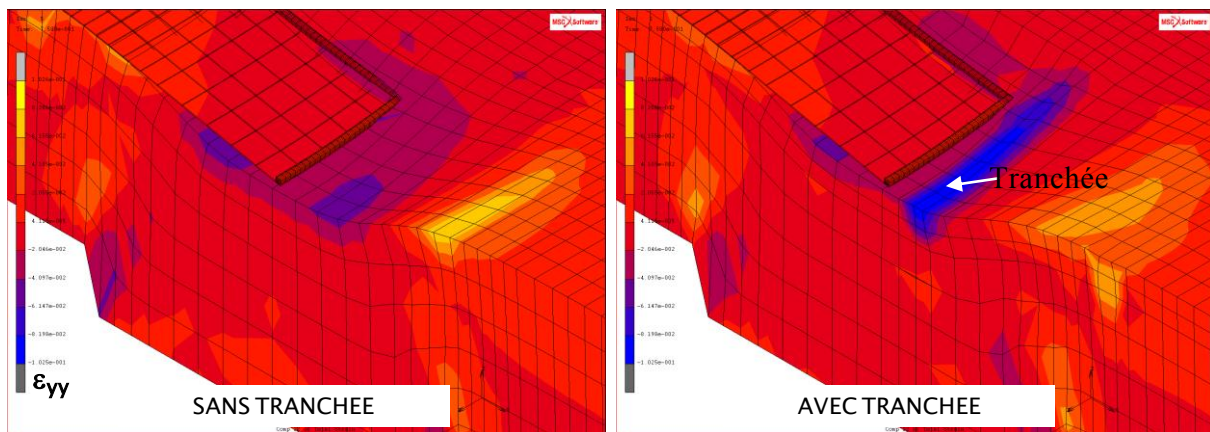


Figure 5.30 : Influence de la tranchée périphérique. Représentation des champs de déformation horizontale suivant Y ($R90^\circ$)

Comme le montre la **Figure 5.31**, lorsque le rapport E_{tp}/E_s est plus faible, la déformation principale dans la tranchée est plus marquante. La tranchée est plus déformée en zone de compression qu'en zone de traction, ce qui répond correctement aux attentes en terme de comportement de la tranchée périphérique. Il faut noter que la tranchée parallèle au bord haut de la structure se trouve dans la zone de compression, tandis que la tranchée parallèle au bord gauche de la structure est en zone de traction (proche de la valeur maximale de déformation horizontale de traction du sol).

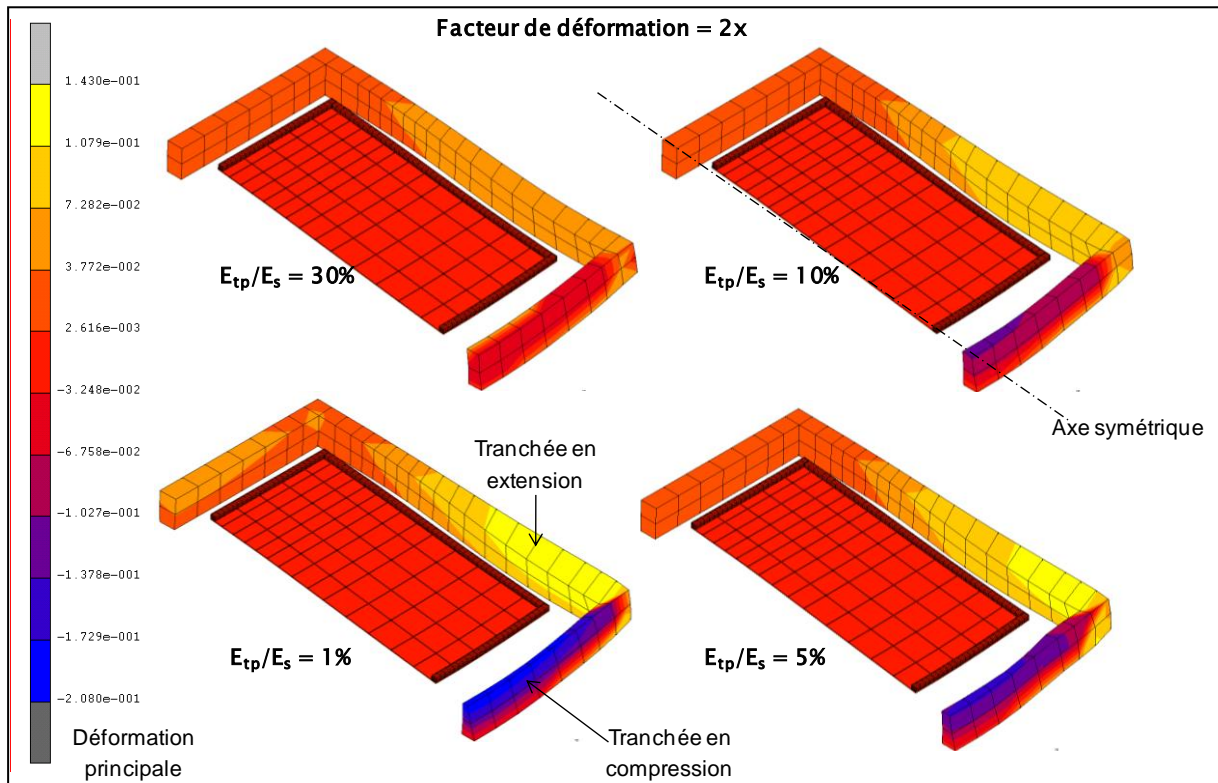


Figure 5.31 : Déformation horizontale suivant Y ($R90^\circ$) sur la surface déformée de structure et de la tranchée pour différents rapport E_{tp}/E_s

Les profils suivant l'axe de symétrie ($R90^\circ$) du déplacement horizontal et de la déformation horizontale du sol pour la configuration sans tranchée et pour les quatre configurations avec tranchée (quatre rapports E_{tp}/E_s différents) sont tracés dans la **Figure 5.32**.

On peut noter que la distribution de déplacement horizontal est modifiée par la tranchée : la dissymétrie due à la présence de la tranchée est clairement visible. L'écart important de déplacement horizontal est bien marqué entre les deux limites de la tranchée. Cet écart augmente avec la diminution de la rigidité de tranchée.

Au niveau de la déformation horizontale, la tranchée subit la valeur maximale de la déformation en compression. La déformation du sol particulièrement au voisinage de la tranchée est allégée. Plus le module d'Young du matériau de remplissage est faible, plus la tranchée est déformée et plus la déformation du sol est réduite.

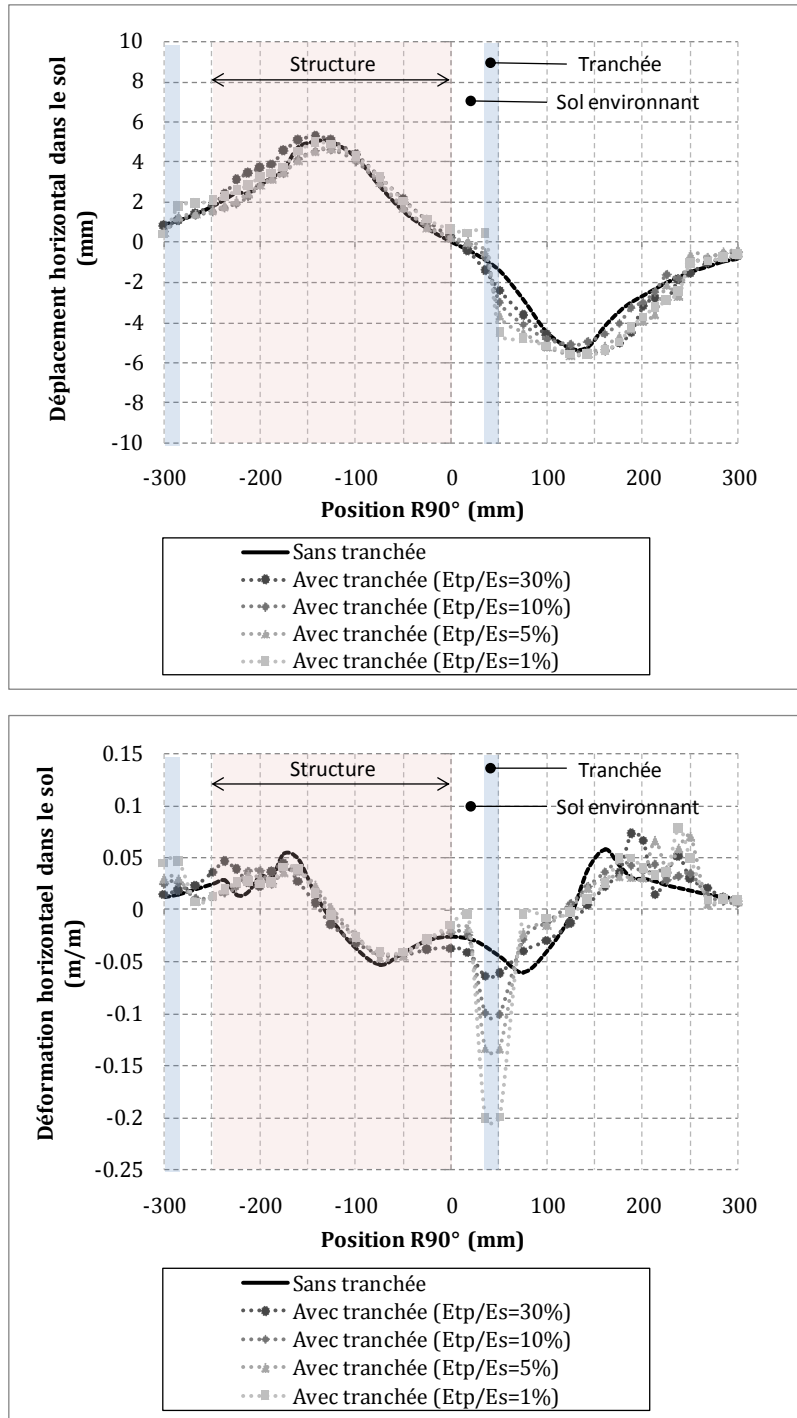


Figure 5.32 : Déplacement horizontal (en haut) et déformation horizontale (en bas) du sol dans les configurations sans tranchée et avec tranchées de différents rapports E_{tp}/E_s

Le **Tableau 5.19** présente les déformations horizontales maximales dans la tranchée et dans le sol environnant (entre le sol et la structure) et la déformation horizontale moyenne dans la structure (bord haut) pour les configurations sans tranchée et avec tranchée de différentes valeurs E_{tp}/E_s . Les résultats sont illustrés aussi dans la **Figure 5.33**.

On peut noter que les courbes de tendance ne sont pas linéaires pour la déformation horizontale du sol et de la tranchée. La performance de la tranchée augmente avec la diminution de son module d'Young soit la diminution du rapport E_{tp}/E_s . La rigidité relative E_{tp}/E_s compris entre 1% et 10% permet de réduire la déformation horizontale du sol, au-delà de ces valeurs la tranchée perd son efficacité. Ces remarques rejoignent les observations réalisées par Al Heib (2011).

Cependant, la déformation horizontale dans la structure ne semble pas être influencée par la tranchée quelque soit son module d'Young. Le résultat présente une variation aléatoire, il est proche de celui dans le cas sans tranchée. Une raison importante pour expliquer cette observation est que la structure n'est pas encastrée dans le sol (contact glissant), une autre explication pourrait provenir de la position de structure qui se trouve dans la zone faiblement influencée par la tranchée.

Tableau 5.19 : Déformations horizontales de la tranchée, de la structure et du sol environnant dans les conditions sans et avec tranchée

Paramètre	Sans tranchée	Avec tranchée			
		$E_{tp}/E_s=30\%$	$E_{tp}/E_s=10\%$	$E_{tp}/E_s=5\%$	$E_{tp}/E_s=1\%$
ϵ_{hmax} (tranchée) - (%)	-	-6,37	-9,99	-13,31	-20,12
ϵ_{hmax} (sol environnant) - (%)	-3,00	-4,09	-2,53	-1,82	-0,51
ϵ_{hmoy} (structure) - (%)	-0,223	-0,21	-0,23	-0,22	-0,21

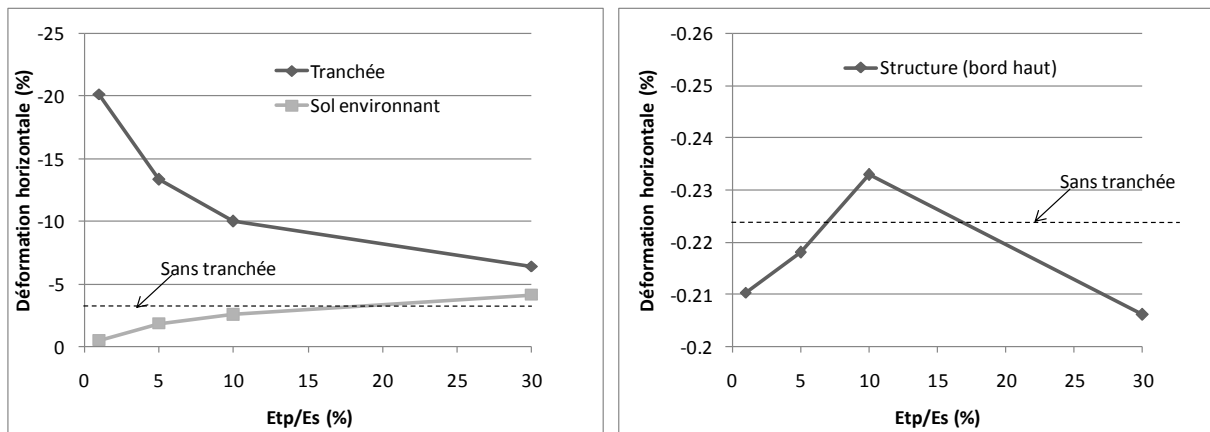


Figure 5.33 : Evolution de déformations horizontales de la tranchée et du sol environnant (gauche) et de la structure (droite)

En comparant les résultats avec et sans tranchée, on peut évaluer l'efficacité de la tranchée qui est présentée dans le **Tableau 5.20**.

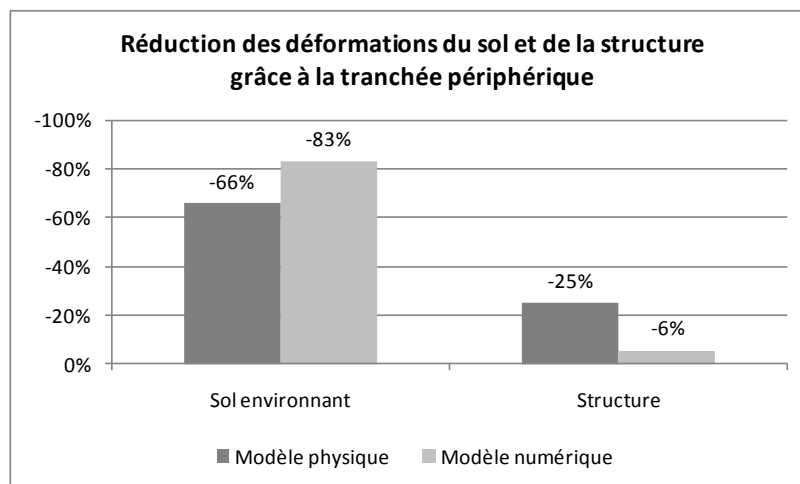
La tranchée avec un matériau très compressible ($E_{tp}/E_s=1\%$) peut réduire la déformation horizontale du sol environnant la structure jusqu'à environ 80%. En revanche, moins de 10% de réduction est observée sur la structure.

Tableau 5.20 : Evolution de l'efficacité de la tranchée en fonction du rapport E_{tp}/E_s

Paramètre	Efficacité de la tranchée			
	$E_{tp}/E_s=30\%$	$E_{tp}/E_s=10\%$	$E_{tp}/E_s=5\%$	$E_{tp}/E_s=1\%$
ε_{hmax} (sol environnant)	-	-16%	-39%	-83%
ε_{hmoy} (structure)	-8%	-	-2%	-6%

Le résultat du modèle numérique pour la configuration avec $E_{tp}/E_s=1\%$ est comparé avec le résultat du modèle physique (**Figure 5.34**). On note que les réductions des déformations horizontales du sol entre les deux modèles sont similaires : la tranchée est plus efficace d'environ 15% pour le modèle numérique par rapport au modèle physique. Par contre, la réduction sur la structure obtenue lors des essais du modèle physique est plus marquée que celle issue du modèle numérique. Ces différences peuvent provenir de plusieurs raisons :

- La structure n'est pas encastrée dans le sol, ce qui est difficile à analyser la performance de la tranchée. D'autre part, un encastrement artificiel peut apparaître par poinçonnement du sol aux angles de la structure, ce qui n'est pas possible avec la modélisation numérique par la loi de milieu continu.
- La tranchée périphérique utilisée dans la modélisation physique est composée de blocs discontinus (un espace entre blocs est présent), alors que la tranchée modélisée est continue. Le comportement de la tranchée entre les deux modèles peut être différent ; son efficacité peut être ainsi différente. La tranchée numérique semble plus déformable que la tranchée physique.
- La densité du sol au voisinage de la tranchée est modifiée lors de la mise en place (le compactage n'a pas pu être proprement réalisé dans la zone du sol environnant), tandis que le sol utilisé dans le modèle numérique est parfaitement non-perturbé. Cela pourrait augmenter la zone compressible pour la tranchée des essais expérimentaux, il est possible que la tranchée physique réduise ainsi davantage les déformations.
- Le maillage grossier du modèle numérique ;...

**Figure 5.34** : Efficacité de la tranchée du modèle physique et du modèle numérique

5.5 Synthèse et conclusion

Différents modèles numériques en 3D ont été réalisés. Nous avons cherché à caler le modèle numérique sur différents cas étudiés avec le modèle réduit physique : en terrain vierge, en présence d'une structure en surface et en présence d'une tranchée périphérique. Pour les cas en terrain vierge et en présence de la structure, les résultats pour les deux configurations de recouvrement du sol $H = 300 \text{ mm}$ et $H = 500 \text{ mm}$ sont pris en compte dans le calage.

Les caractéristiques mécaniques du sol et de l'interface sol-structure ont été calées initialement grâce à la simulation de l'essai de cisaillement direct. La modélisation numérique permet de reproduire de manière satisfaisante le comportement élasto-plastique du sol et de l'interface pour différentes valeurs de contrainte de confinement. Les résistances du sol et de l'interface répondent bien aux cas avec fortes contraintes, mais sont légèrement sous-estimées pour les cas avec faibles contraintes. Par contre, la phase de contractance du sol n'a pu être modélisée. D'autre part, la variation du seuil de glissement entre sol et structure en fonction de la contrainte normale reste à préciser.

Les résultats numériques obtenus en termes de mouvements de terrain en surface permettent de retrouver une grande partie des résultats expérimentaux. **La forme globale de la cuvette (le déplacement vertical et la position du point d'inflexion) est correctement modélisée.** L'évolution de la cuvette en fonction du déplacement du vérin imposé est similaire entre le modèle physique et le modèle numérique. Cependant un écart sur le déplacement horizontal et la déformation horizontale est observé. Par ailleurs, il ne faut pas oublier l'hypothèse de faible valeur du module élastique du sol (0,05 MPa) adoptée dans la modélisation numérique.

Une étude paramétrique vis-à-vis de la raideur relative sol-structure a été menée dans la modélisation de l'interaction sol-structure lors d'un mouvement du terrain. La structure a été posée sur le sol sans encastrement. Nous avons trouvé que la déformation horizontale et surtout le ratio de déflexion dans la structure augmentent avec la diminution de la raideur relative. L'influence de la structure sur les mouvements du sol est légèrement sensible à la variation de raideur relative. La sensibilité augmente avec l'augmentation de la contrainte appliquée sur le sol par la surcharge de la structure.

La structure en polycarbonate apparaît trop rigide. Les déformations obtenues sont largement inférieures aux mesures faites sur les essais physiques. On a observé que pour obtenir un bon calage sur les résultats expérimentaux, la rigidité (le module d'Young) de la structure doit être environ 10 fois plus faible pour la configuration avec 0,25 kPa de surcharge et environ 5 fois plus faible pour la configuration avec 0,5 kPa. Ceci est la conséquence des solutions techniques retenues pour mettre au point le modèle numérique en terrain vierge : le module d'Young du sol en surface est très faible, 0,05 MPa par rapport à 2500 MPa du module d'Young de polycarbonate.

Avec une structure de rigidité modifiée, **une bonne concordance est obtenue en termes de transferts des mouvements du sol vers la structure entre les modèles physique et numérique.**

Les résultats numériques ont prouvé également l'effet de surcharge sur la structure. Plus la surcharge est importante, plus les déformations dans la structure sont importantes.

L'efficacité de la tranchée a été analysée en fonction du module d'Young du matériau de remplissage. Il est prouvé que la tranchée est plus efficace lorsque la rigidité relative du matériau de remplissage par rapport au sol est moins importante. **La rigidité relative doit être comprise entre 1% et 10% pour assurer la meilleure performance de la tranchée.** Le matériau de remplissage de la tranchée doit être compressible, voire très compressible. Ces conclusions sont basées sur la comparaison entre les cas sans tranchée et avec tranchée vis-à-vis de la déformation horizontale du sol environnant la structure et la tranchée. Les déformations dans la structure ne semblent pas être réduites par la tranchée parce que la structure n'est pas encastrée dans le sol, et elle est positionnée dans la zone la moins influencée par la tranchée,...

L'efficacité de la tranchée vis-à-vis de déformation horizontale de structure est différente selon que la modélisation expérimentale ou la simulation numérique est utilisée. Ceci peut provenir d'une part des variabilités observées dans la modélisation physique (la mise en place, l'encastrement de sol aux angles de structure,...) et d'autre part des solutions techniques retenues dans la simulation numérique.

Pour conclure, on retiendra que la modélisation numérique utilisée est un outil encourageant et prometteur pour réaliser des études paramétriques de l'interaction sol-structure et de l'efficacité de la tranchée. Cependant, son utilisation demande certaines limitations que ce soit dans les hypothèses effectuées, dans les paramètres étudiés ou dans la méthode numérique retenue.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

La recherche a été réalisée à l'aide de deux approches complémentaires : une approche expérimentale par l'utilisation d'un modèle réduit physique et une modélisation numérique par la méthode des éléments finis (FEM). Ces deux outils ont été développés pour analyser le phénomène de l'interaction sol-structure et la performance de la tranchée périphérique. Le caractère tridimensionnel du problème a été naturellement pris en compte, ce qui constitue une originalité de l'approche comme le montre l'état de l'art présenté dans le chapitre 1.

A partir des observations réelles de mouvements de terrain dus aux cavités souterraines (carrières et mines), un modèle réduit physique de grandes dimensions (3m x 2m x 1m) satisfaisant partiellement les lois de similitude a été développé. Les essais ont été effectués sous la gravité normale (1g) et le matériau utilisé est un matériau réel (sable de Fontainebleau), le modèle physique ne permet donc qu'une étude qualitative des phénomènes.

Une maquette de structure respectant autant que possible les lois de similitudes a été réalisée. La maison a été simplifiée par un radier équivalent (dont le comportement global entre la maison et le radier est similaire) en polycarbonate dont la géométrie est de type plaque carrée avec rebord. La structure est posée sur le sol sans système de fondation. L'effet de la position de structure par rapport au mouvement de terrain et l'influence de la surcharge ont été pris en compte dans l'étude de l'interaction sol-structure.

Une maquette de tranchée a été ensuite développée. Elle représente à l'échelle réelle une tranchée de 0,6 m de large et de 1,2 m de profondeur (dimensions basées sur les pratiques réelles). Le matériau utilisé est alors la mousse mélamine dont la rigidité est largement plus faible que le sol. L'influence de la position de la structure ainsi que de la distance entre tranchée et structure sur l'efficacité de la tranchée ont été étudiées.

Un modèle numérique 3D a été proposé pour représenter la configuration expérimentale. Dans celui-ci, le déplacement vertical « vérin numérique » est imposé à la face inférieure du modèle pour simuler les mouvements. Cette méthodologie a permis d'obtenir une cuvette d'affaissement conforme aux résultats expérimentaux. **Elle constitue une nouvelle approche dans la modélisation numérique des mouvements de terrain.**

Les simulations en terrain vierge ont été effectuées afin de vérifier la concordance des mouvements du sol avec les mesures faites sur les essais physiques. Les paramètres du sol ont été globalement bien calés sur les essais de cisaillement direct : une bonne concordance est obtenue au niveau de fortes contraintes de confinement mais un écart est observable au niveau de faibles contraintes (0 à 20 kPa).

Des simulations en présence d'une structure en surface ont été également réalisées en modélisant du mieux possible la procédure expérimentale. La géométrie de la structure est directement inspirée de la maquette utilisée dans la modélisation physique. Le comportement de structure est élastique linéaire. Le contact modélisé entre le sol et la structure res-

pecte la loi de frottement de Coulomb avec un seuil de glissement qui est analogue au comportement élasto-plastique.

Modélisations des mouvements en terrain vierge et de l'interaction sol-structure

▪ **Modélisation physique :**

Le modèle réduit physique est désormais pleinement opérationnel ; il s'avère être **un outil scientifique utile et fiable** pour simuler la formation d'une cuvette d'affaissement et ses conséquences en surface.

Il a aussi permis de **mettre en évidence l'importance de l'interaction sol-structure et d'évaluer la vulnérabilité des bâtis** soumis aux mouvements de terrain.

Grâce à cette modélisation, nous avons confirmé que la présence de la structure a modifié les mouvements de terrain en surface. Les déplacements verticaux sont légèrement influencés alors que, les déplacements horizontaux sont réduits de manière très importante. Cela peut provenir de la raideur relative importante entre la structure et le sol.

L'interaction sol-structure est variable selon la position de la structure par rapport à la cuvette d'affaissement et à l'emplacement du vérin (cavité). Nous avons trouvé que les mouvements du sol sont les plus influencés pour une structure centrée par rapport à l'axe du vérin et au centre de la cuvette. En particulier, la présence de la structure modifie de manière importante la forme de la cuvette en agrandissant la partie centrale. Elle réduit le déplacement horizontal du sol jusqu'à 35% par rapport à 10-20% pour les structures situées au bord de la cuvette.

La structure se comporte comme un corps rigide ; elle se met en porte-à-faux à cause de la perte d'appui lors de l'apparition de la cuvette d'affaissement. **L'effet d'une surcharge sur la structure a été identifié** : les déplacements, surtout verticaux, dans la structure avec surcharge forte sont plus marqués que ceux observés sur une structure de surcharge faible.

Le transfert des déplacements du sol vers la structure est plus significatif que le transfert des déformations (déformation horizontale et le ratio de déflexion). La transmission de la déformation horizontale est inférieure à 2,5% dans tous les cas, correspondant à une **structure rigide**. La transmission du ratio de déflexion est environ 10 fois plus prononcée que la transmission de la déformation horizontale, ce qui peut provenir de la mise en flexion importante de la structure à cause de **la perte d'appui**.

Basé sur les déformations de la structure, les degrés de dommage ont été estimés selon différentes méthodes. La comparaison des dommages potentiels sur la structure obtenue par ces méthodes a permis de **mettre en défaut la méthode traditionnelle** qui prévoit le dommage en appliquant directement les mouvements du sol déterminés en condition de terrain vierge à la structure, ce qui surévalue le dommage sur la structure et aboutit donc à des mesures de protection coûteuses et inutiles. Par ailleurs, le dommage déterminé est va-

riable selon la position de la structure. Il apparaît que la structure en pente maximale qui subit à la fois des courbures concave et convexe présente un dommage plus prononcé que les structures subissant globalement un seul mode de courbure.

▪ **Modélisation numérique :**

Concernant la modélisation numérique, les résultats des simulations numériques 3D en terrain vierge et en présence d'une structure ont été comparés avec ceux des essais du modèle physique.

Les simulations numériques en terrain vierge ont permis de retrouver une grande partie des mouvements de terrain en surface de manière similaire à ceux obtenus lors des essais expérimentaux. **La forme de la cuvette d'affaissement est correctement modélisée.** Cependant, des différences apparaissent au niveau des déplacements horizontaux et des déformations horizontales en surface. Elles proviennent principalement :

- D'une cuvette d'affaissement parfaitement continue pour la modélisation numérique alors que des glissements localisés de grains de sable entraînent des discontinuités locales sur la cuvette pour le modèle physique.
- D'un effet du maillage qui est trop grossier (de taille centimétrique par rapport à moins d'un millimètre pour les grains du sable).

Les simulations numériques en présence d'une structure ont permis de **reproduire le transfert des déformations du sol vers la structure avec une amplitude très proche de celle observée sur les essais expérimentaux.**

Par contre, l'influence de la structure sur les mouvements est différente de celle observée sur l'expérimentation physique. La réduction du déplacement horizontal est plus faible, alors que la réduction sur la déformation horizontale est plus forte que l'observation expérimentale. Ceci peut provenir d'une part des hypothèses retenues dans la simulation numérique, et d'autre part de la variabilité des résultats des essais physiques.

Le modèle numérique a par ailleurs permis de **mettre en évidence l'importance de la raideur relative** dans la caractérisation de l'interaction sol-structure. La déformation horizontale et surtout le ratio de déflexion dans la structure augmentent avec la diminution de la raideur relative.

Modélisations de la performance de tranchée périphérique

▪ **Modélisation physique :**

L'étude expérimentale par le modèle physique permet de mettre en évidence l'efficacité de la solution de protection par la tranchée périphérique. La performance de la tranchée est variable selon la position de structure. Pour la structure en pente maximale du terrain, la tranchée réduit davantage la déformation du sol environnant (entre la structure et la tranchée) mais réduit moins la déformation de la structure ; cette observation est inversée pour la

structure globalement en zone de traction par rapport à la cuvette d'affaissement. L'efficacité de la tranchée a été quantifiée :

- **70% environ de réduction sur la déformation horizontale du sol** environnant, pour la structure en pente maximale.
- **50% environ de réduction sur la déformation horizontale de la structure** située en zone de traction.

La performance de la tranchée est aussi variable selon son emplacement par rapport à la structure. **Plus la tranchée est proche de la structure, plus elle est efficace** à réduire la déformation sur la structure. Cependant elle ne doit pas être trop proche de la structure pour éviter la perturbation sur la stabilité de structure et pour les raisons pratiques. **La position pertinente de la tranchée devrait être environ 1 m de la structure.**

La dégradation sur la structure estimée « appréciable » dans le cas sans tranchée devient « légère » avec l'utilisation de la tranchée périphérique. Ce résultat reste aléatoire.

▪ **Modélisation numérique :**

La tranchée est plus efficace à réduire la déformation du sol lorsque la rigidité de la tranchée est moins importante. Le rapport du module élastique de la tranchée sur celui du sol E_{tp}/E_s **ne doit varier qu'entre 1% et 10%** pour assurer la meilleure performance de la tranchée. Le matériau de remplissage de la tranchée doit être donc **compressible à très compressible**. Cependant, la tranchée ne semble pas très efficace à réduire les déformations dans la structure. La réduction est très faible et varie de manière aléatoire en fonction du rapport E_{tp}/E_s . Cela est principalement dû à l'absence d'encastrement de la structure dans le sol et à la position et/ou la géométrie très simple de la structure (une plaque sans éléments verticaux).

Des différences par rapport aux mesures faites sur les essais expérimentaux sont observées. Elles peuvent provenir de plusieurs raisons :

- L'encastrement du sol aux angles de la structure par poinçonnement peut apparaître dans la modélisation physique, ce qui est impossible dans la modélisation numérique.
- La tranchée périphérique utilisée dans la modélisation physique est composée de blocs discontinus (un espace entre blocs est présent), alors que la tranchée modélisée est continue. Le comportement de la tranchée entre les deux modèles est différent ; son efficacité est ainsi différente.
- La densité du sol au voisinage de la tranchée est modifiée lors de la mise en place (le compactage n'a pas pu être proprement réalisé dans la zone du sol environnant), tandis que le sol utilisé dans le modèle numérique est parfaitement non-perturbé. Cela pourrait augmenter la zone compressible pour la tranchée des essais expérimentaux, et donc induire une réduction plus importante des déformations.
- Le maillage grossier, les comportements du sol et de l'interface utilisés qui ne sont pas parfaitement calés au niveau de faibles contraintes normales.

Perspectives

On dispose à présent d'une première base de résultats de modélisations physique et numérique permettant une meilleure compréhension des phénomènes d'interaction sol-structure et de la performance d'une solution technique de tranchée périphérique. Cependant ces résultats ne sont que validés pour certains paramètres étudiés. Afin de généraliser les observations, il nous semble intéressant et important de réaliser des études paramétriques pour différentes configurations qui portent sur :

- l'influence de la **constitution du recouvrement** de la cavité ;
- l'influence de la **géométrie de la cavité** ;
- l'influence de la **longueur de structure** ;
- l'influence de la **largeur et la profondeur de la tranchée** périphérique ;...

Ces études paramétriques pourront être tout d'abord réalisées par la modélisation numérique en raison de problèmes de coûts et de temps liés à la modélisation physique.

Par ailleurs, le modèle numérique développé devrait être **appliqué sur un cas réel** afin de tester dans un premier temps sa faisabilité et de confronter ses résultats avec les données des observations.

Le maillage utilisé pour le modèle numérique devrait être aussi amélioré pour obtenir un résultat plus précis. Néanmoins, la pertinence et la validité du modèle numérique dépendent des expériences de la modélisation physique.

Des améliorations sont recommandées pour le modèle physique, tout d'abord pour les méthodes de mise en place du sol, de la structure ainsi que de la tranchée (effectuée de manière systématique et identique d'un essai à l'autre afin d'éliminer ou réduire les effets des conditions initiales qui induisent des variabilités non-négligeables sur les résultats). Une méthode de mise en place du sable par « **pluviation** » permettant une densité précisément contrôlable nous semble essentielle.

Ensuite, **la structure devrait être plus réaliste**. L'encastrement de la structure dans le sol sous formes de fondations isolée ou continue devrait être présent afin de mieux étudier le mécanisme de transfert des mouvements de terrain vers la structure. La structure 3D avec des éléments verticaux (murs en maçonnerie, système poutre-poteau,...) devrait également être réalisée afin de visualiser l'endommagement sur la structure lors des mouvements du terrain.

Enfin, la **diversification des mouvements de terrain** par l'augmentation du nombre des vérins devrait également être envisagée. Les mouvements du terrain induits par la construction de tunnels ou de creusement de carrière par méthode d'exploitation « chambres et piliers » peuvent être représentés par le modèle réduit physique. D'autre part, avec plusieurs vérins, des mouvements de terrain plus généralisés peuvent être générés : la zone de compression ou de traction sera plus grande, ce qui permettra de placer la totalité de la structure et de la tranchée dans une seule zone de compression ou de traction.

Ces différentes perspectives feront l'objet d'une thèse de doctorat commencée en novembre 2011 dont l'objectif principal est l'étude de la vulnérabilité des structures par la modélisation physique.

Bibliographie

- Abbass-Fayad, A. (2004). "Modélisation numérique et analytique de la montée de cloche des carrières à faible profondeur. Etude de l'interaction sol-structure due aux mouvements de terrains induits par des fontis." Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, France.
- Abdallah, M. (2008). "La vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie étudiée par la méthodologie des plans d'expérience." Acte de XXVI^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil, France.
- AFNOR (1994). "Sols : reconnaissance et essais. Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents." NF P 94-059, Paris.
- AFTES (1995). "Texte provisoire des recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain." N° 132, 373-385.
- Al Heib, M. (2011). "Mouvements de terrains et interaction sol-structure – Etude des transfert des mouvements du sol vers la structure." *DRS-11-117686-08275A*, INERIS, France.
- Al Heib, M. (2009). "La tranchée périphérique et le choix des matériaux de remplissage." *DRS-09-103866-04419A*, INERIS, France.
- Al Heib, M. (2008). "Influence de la déformation horizontale sur le bâti – Rôle d'une tranchée périphérique." *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, Nantes, France.
- Al Heib, M. et Deck, O. (2003). "Effets et conséquences des mouvements du sous-sol sur le bâti. Modélisation des conséquences des mouvements de terrains sur les structures." *DRS-03-45828/RN05*, INERIS, France.
- Arcamone, J. (1980). "Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle." Thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, France.
- Attewell, P. B. et Farmer, I. W. (1974). "Ground deformations resulting from tunnelling in London Clay." *Canadian Geotechnical Journal*, 11(3), 380-395.
- Attewell, P. B., Yeates, J. et Selby, A. R. (1986). "Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures." Blackie, Glasgow.
- Baker, R. (2004). "Nonlinear Mohr Envelopes based on triaxial data." *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(5), 498-506.
- Bareither, C. A. et Benson, C. H. (2008). "Reproducibility of direct shear tests conducted on granular backfill materials." *ASTM, Geotechnical Testing Journal*, 31(1), 84-94.

- Bazant, Z. (2004). "*Introduction aux effets d'échelle sur la résistance des structures*." Paris : Hermes, 255.
- Bhattacharya, S. et Singh, M. M. (1984). "Proposed criteria for subsidence damage to buildings." *Rock mechanics in productivity and protection, 25th Symposium on rock mechanics*, 747-755.
- Bolton, M. D. (1986). "The strength and dilatancy of sands." *Géotechnique*, 36(1), 65-78.
- Borel, S. (2001). "*Comportement et dimensionnement des fondations mixtes*." LCPC, Collection des Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. N° GT73, 351p.
- Boscardin, M. D. et Cording, E. J. (1989). "Building response to excavation-induced settlement." *ASCE, Journal of Geotech. Engineering*, 115(1), 1-21.
- Boumalla, E. (2005). "*Définition et étude de faisabilité d'un modèle physique réduit destiné à l'étude de l'impact des affaissements et des fontis sur les bâtis de surface*." Rapport de Master Recherche, Ecole des Mines de Douai, France.
- Broms, B. B. et Bennermark, H. (1967). "Stability of clay at vertical openings." *Proc. ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 93(SM1).
- Bruhn, R. W., McCann, W. S., Speck, R. C. et Gray, R. E. (1982). "Damage to structures above active underground coal mines in the northern appalachian coal field." *First int. conf. on stability in underground mining*, 1022-1046.
- Burd, H. J., Houlsby, G. T., Augarde, C. E. et Liu, G. (2000). "Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings." *Proc Inst Civil Eng : Geotech Eng*, 143(1), 17-29.
- Burland, J. B. (1997). "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation." *Earthquake geotechnical engineering*, Editions Ishihara, Balkema, 1189-1201.
- Burland, J. B. (1995). "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Invited special lecture." *1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engineering*, Tokyo.
- Burland, J. B., Broms, B. B. et Mello, V. F. B. (1977). "Behaviour of foundations and structures." *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, 2, 495-546.
- Burland, J. B., Standing, J. R. et Jardine, F. M. (2001). "Building response to tunnelling - case studies from the construction of the Jubilee Line Extension, London." *CIRIA Special Publication 200*, Thomas Telford, London.
- Burland, J. B., et Wroth, C. P. (1974). "Settlement of buildings and associated damage." *Proc. Conference 'Settlement of structures*, Pentech Press, London. 611-654.
- Castro, R., Trueman, R. et Halim A. (2007). "A study of isolated draw zones in block caving mines by means of a large 3D physical model". *International journal of rock mechan-*

- ics & mining sciences*, 44, Julius Kruttshmitt Mineral Research Center, University of Queensland, Australia.
- Caudron, M. (2007). "Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis." Thèse, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, France.
- Caudron, M. (2008). "Modélisation physique de mouvements de terrain : Conception d'un modèle réduit expérimental de laboratoire." *Rapport d'étude, N° DRS-08-88397-00196A*, INERIS, France.
- Claquin, C. (2003). "Etude du comportement de l'interface milieu granulaire et inclusion par une approche multi-échelle." Thèse, INSA de Lyon, France.
- Corte, J. (1989). "General report Discussion session 11 : Model testing - Geotechnical model tests." *2th ICSMFE*, 4, Rio de Janeiro, 2553-2571.
- Corte, J. (1988). "Essais sur modèles - Essais sur modèles réduits en géotechnique." *Report de spécialistes*, séance de discussion 11, LCPC, France.
- CSTB (2004). "Etude des conditions de constructibilité dans le bassin sidérurgique et ferrière Nord-Lorrain". *Rapport final*, CSTB Marne La Vallée, France.
- Cui, Y. et Kimura, M. (2010). "Model test and numerical analysis methods in tunnel excavation problem." *Soils and Foundations*, 50(6), 915-923.
- Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J. et Seneviratne, H. N. (1980). "The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material." *Géotechnique*, 30(4), 397-416.
- Deck, O. et Anirudh, H. (2010). "Numerical study of the soil-structure interaction within mining subsidence areas". *Computers and Geotechnics*, In press.
- Deck, O. (2002). "Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti: proposition pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti," thèse, Institut National Polytechnique de Lorraine, France.
- Dehousse, N. M. et Arnould, R. (1971). *Les modèles réduits de structure en Génie Civil*. Dunod, Paris.
- Dias, D. et Kastner, R. (2002). "Tunnelling in soils - ground movements and damage to buildings." *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering*, Zurich, 249-253.
- Didier, C. (2006). "L'élaboration des plans de prévention des risques miniers - Guide méthodologique." *Rapport N° DRS-06-51198/R01*, INERIS, France.
- Dimmock, P. S. et Mair, R. J. (2008). "Effects of building stiffness on tunnelling-induced ground movement." *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 438-450.

- Duncan, J. M., Horz, R. C., et Yang, T. L. (1989). "*Shear Strength Correlations for Geotechnical Engineering*." Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, August, 1989, 100 pages.
- Dyne, L. (1998). "The prediction and occurrence of chimney subsidence in south western pennsylvania. ." Master of Science in mining and minerals engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia.
- Dzegniuk B. et Hejmanowski R. (2000). "Evaluation of the damage hazard to building objects on the mining areas considering the deformation course in time." *International congress of the international society for mine surveying*, septembre 2000, Cracovie, Pologne
- Eynon, D. (1977). "Sinkhole subsidence due to mining." *Geotechnical and geological engineering*, 15, 327-341.
- Ferguson, E. S. (1992). "*Engineering and the mind's eye*." MIT Press, Cambridge, Mass.
- Fossum, A. F. et Branon, R. M. (2004). "*The Sandia Geomodel: Theory and User's Guide*." Sandia National Laboratories, USA.
- Franzius, J.N., Potts, D.M., Addenbrooke, T.I. et Burland, J.B. (2004). "The influence of building weight on tunnelling-induced ground and building deformation." *Soils and Foundations*, 44(1), 25-38.
- Franzius, J. (2003). "Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence." PhD thesis, University of London, UK.
- Garnier, J. (2001). "Modèle physique en géotechnique - Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application " *Revue Française de géotechnique*, 97, 3-29.
- Garnier, J. (2002). "Properties of soil samples used in centrifuge models" *Proc. Physical Modelling in Geotechnics: ICPMG*, St Johns, Canada, 5-19.
- Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S.M., Culligan, P.J., Goodings, D.J., Konig, D., Kutter, B.L., Phillips, R., Randolph, M.F. et Thorel, L. (2007). "Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling" *IJPMG*, 7(3), 1-23.
- Geddes J. D. (1980). "Subgrade restraint and shearing force effects due to moving ground." *Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures*, Cardiff (Avril 1980), Edité par Geddes J. D., Pentech press, pp. 2288-306.
- Geddes, J. (1984). "*Structural design and ground movements. Ground movements and their effects on structures.*" Attewell, P. and Taylor, R. Glasgrow : Surrey University Press.
- Geddes, J. D. et Kennedy, D. (1984). "Structural implications of horizontal ground strains. Ground movement and their effects on structures." *Proc. Of the 3rd Int. Conf.*, Cardiff.
- Habib, P. (1989). "Similitude et essais sur modèles réduits, validité de la modélisation." *Revue Française de géotechnique*, 48.

- Hor, B. (2010). "Conséquences des mouvements de terrains sur les structures en surface." *Rapport d'étude, N° DRS-10-95557-R01*, INERIS, France.
- Hor, B. (2008). "Conséquences des mouvements de terrains sur les bâtis et infrastructures en surface (Approche expérimentale 3D)." *Rapport de Master de Recherche*, INSA de Lyon, France.
- Hunt, S. (1980). "Surface subsidence due to coal mining in illinois," PhD thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.
- ICE (Institution of Civil Engineers) (1977).- Ground subsidence. ISBN 0727700464 (Londres).
- Iskander, M., Sadek, S. et Liu, J. (2003). "Soil-structure interaction in transparent synthetic soils using digital image correlation." *TRB 2003 Session on Recent Advances in modeling Techniques in Geomechanics*, 03-2360.
- ISSMGE-TC2 (2006). "Catalogue of scaling laws and similitude questions in centrifuge modeling." *TC2-Physical Modelling in Geotechnics*, Hong Kong.
- Janbu, N. (1963). "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test." *Proc. Of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 19-25.
- Jaouen, L., Renault, A. et Deverge, M. (2008). "Elastic and damping characterizations of acoustical porous materials: Available experimental methods and applications to a melamine foam." *Applied Acoustics*, 69, 1129-1140.
- Ji-Xian, C. (1995). "The effects of mining on buildings and structural precautions adopted." *3rd Int. Conf. Large ground movements and structures* (Cardiff), 404-419.
- Kathirkameswaran, D. (2010). " Etude de comportement d'une tranchée périphérique lors d'un affaissement de terrain (Approche expérimentale tridimensionnelle)." *Rapport de Master 2*, Polytech'Clermont-Ferrand, France.
- Kazmierczak, J. B. et Al Heib, M. (2008). "Recommandations pour l'évaluation et le traitement des conséquences des mouvements du sous-sol sur le bâti." *Rapport N° DRS-08-56408-03827A*, INERIS, France.
- Kikumoto, M., Shanin, H. M., Nakai, T., Nagata, M. et Toda, K. (2009). "Influences of tunnel excavation on the neighboring group-pile foundation." *Proc. of 54th Geotechnical Engineering Symposium*, 54, 355-362.
- Kratzsch, H. (1983). "*Mining subsidence Engineering*." Spring-Verlag, Berlin/Heidelberg, New York, 543 pages.
- Kwiatk J. (1998). "Protection des constructions sur les terrains miniers." Publication du G.I.G., Katowice, 1998."
- Laefer, D. F. (2001). "Predicting and assessment of ground movement and building damage induced by adjacent excavation," PhD thesis, The University of Illinois, Urbana, Ill.

- Lake, L. M., Rankin, W. J. et Hawley, J. (1992). "Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas." CP/5, *CIRIA Funders Report*.
- Lee, Y. J. et Bassett, R. H. (2007). "Influence zones for 2D pile-soil-tunnelling interaction based on model test and numerical analysis." *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(3), 325-342.
- Lesage G. (1954). "Etude des fondations. " *Annales des mines de Belgique*, Tome LIII, 4e livraison, pp.514-527.
- Luo, Y., Peng, S. et Dutta, D. (1992). "Third workshop on surface subsidence due to underground mining." *Proc. Third workshop on surface subsidence due to underground mining*, p129-138, Morgantown, West Virginia.
- Marc-Mentat (2010). "*Marc Volume A: Theory and User Information*." MSC Software Corporation, USA.
- Marino G.G., Gamble W. (1986). "Mine subsidence damage from room and pillar mining in Illinois. " *International Journal of Mining and Geological Engineering*, No. 4, pp. 129-150.
- Murakami, A., Wakai, A. et Fujisawa, K. (2010). "Numerical methods." *Soils and Foundations*, 50(6), 877-892.
- Nakai, T., Xu, L. et Yamazaki, H. (1997). "3D and 2D model tests and numerical analyses of settlements and earth pressures due to tunnel excavation." *Soils and Foundations*, 37, 31-42.
- NCB. (1975). "*Subsidence Engineer's handbook*. " National Coal Board London.
- Neuhaus E. H. (1965). "*A.B.C. de la construction des maisons d'habitation en zones d'affaissements miniers*." Editions Eyrolles, traduit par SOOTS.
- O'Reilly, M. P. et New, B. M. (1982). "Settlements above tunnels in the united kingdom - their magnitude and prediction." *Tunnelling, The Institution of Mining and Metallurgy, London*, 82, 55-64.
- Ovesen, N. (1979). "Discussion: Design parameters in Geotechnical Engineering." *7ème Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, 4, Brighton, 319-323.
- Paulin, M., Elgamal, A. W., Kutter, B., Phillips, R. et Townsend, F. (1993). "Centrifuge modelling." *Geotech News*, 15(3), 31.
- Peck, R. B. (1969). "State of art: Deep excavation and tunneling in soft ground." *Proceeding of the 7th International Conference of Soil Mechanics*, Mexico.

- Pellisier J. P., Williams A. A. B. et Lunt B.G. (1992).- Predicting and assessing undermining induced distress in typical south african buildings. *COMA, Symp. on construction over mined areas*, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp.117-123.
- Peng, S. S., Luo, Y. et Dutta, D. (1996). "An engineering approach to ground surface subsidence." *Damage due to longwall mining*, 227-231.
- Pickhaver, J. A. (2006). "Numerical modeling of building response to tunneling." PhD thesis, University of Oxford, UK.
- Pickhaver, J. A., Burd H. J. et Houlsby, G.T. (2010). "An equivalent beam method to model masonry buildings in 3D finite element analysis." *Computers and structures*, doi:10.1016/j.compstruc.2010.05.006
- Philipponnat, G. et Hubert, B. (1997). "*Fondations et ouvrages en terre*." Edition Eyrolles, France.
- Plaxis (2008). "*Plaxis 2D: Reference Manual*." Delft, Pays-Bas.
- Potts, D. M. et Addenbrooke, T. I. (1997). "A structure's influence on tunnelling induced ground movements." *Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng.*, 125(2), 109-125.
- Rankin, W. J. (1988). "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects." *Engineering geology of underground movements*, The Geological Society, London. 79-92.
- Sadek, S., Iskander, M. et Liu, J. (2002). "Geotechnical Properties of Transparent Silica." *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 111-124.
- Santamarina, J. C. et Goodings, D. J. (1989). "Centrifuge modeling: A study of similarity." *Geotech. Test. J.*, 12(2), 63-166.
- SDMHBL : Service des dégâts miniers des houillères du bassin de Lorraine, groupe Charbonnages de France (1986). "Les dégâts de surface provoqués par les exploitations souterraines de charbon. Mesures préventives et correctives pour minimiser les effets." *Industrie minière-mines et carrières, les techniques*, pp. 267-282.
- Shanin, H., Nakai, T., Hinokio, M., Kurimoto, T. et Sada, T. (2004). "Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunneling." *Soils & Foundations*, 44, 71-84.
- Singh, K. et Dhar, B. (1996). "Causes and remedial measure of pot-hole subsidence." *Minetech*, 17, 42-50.
- Son, M. (2003). "The response of building damage to excavation-induced ground movement." PhD thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- Son, M. et Cording, E. J. (2005). "Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2), 162-177.

- Son, M. et Cording, E. J. (2006). "Tunneling, building response, and damage estimation." *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(3-4), 326-326.
- Son, M. et Cording, E. J. (2008). "Numerical model tests of building response to excavation-induced ground movements." *Canadian Geotechnics Journal*, 45, 1611-1621.
- Soots, P. (1969). "*Le phénomène des affaissements miniers et la prévention de ses conséquences dommageables.*" Cahier du CSBT (96, Cahier 836).
- Speck, R. et Bruhn, R. (1995). "Non-uniform subsidence ground movement and resulting surface-structure damage." *Environmental and Engineering Geoscience*, 1, 61-74.
- Stacey et Bakker (1992). "The erection or construction of buildings and other structures on undermined ground." *COMA, Symposium on Construction over mined areas*, Afrique du Sud, pp. 282-288.
- Standing, J. R. et Burland, J. B. (2008). "Impact of Underground Works on Existing Infrastructure." *Post mining*, 39, Nancy, France.
- Ternet, O. (1999). "Reconstitution et caractéristique des massifs de sable: application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration." Thèse, Université de Caen, France.
- Thelier, N. (2009). "Simulation expérimentale de mouvements de terrain et conséquences sur les ouvrages de surface." *Rapport N° DRS609-95557/R01*, INERIS, France.
- Triplett T., Lin G., Kane W., Benett R. (1992). "The effects of ground subsidence on various types of linear foundations." *COMA, Symposium on construction over mined areas*, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp. 99-106.
- Vachat, J. (1982). "Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne." Mémoire de diplôme d'ingénieur CNAM, Paris.
- Wagner, H. et Schumann, E. H. R. (1991). "Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods." *J.S. Afr. Inst. Min. Metall*, 91(7), 221-231.
- White, D., Take, W. et Bolton, M. (2003). "Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry." *Géotechnique*, 53, 619-631
- Whittaker, B. N. et Reddish, D. J. (1989). *Subsidence's : Occurrence, Prediction, Control*.
- Wood, D. M., Crewe, A. et Taylor, C. (2002). "Shaking table testing of geotechnical models." *Int. J. Physical Mod. Géotechnique*, 2(1), 1-13.
- Yokel, F. Y., Salomone, L. A. et Gray, R. E. (1982). "Housing construction in areas of mine subsidence." *Journal of Geotech. Engineering*, 108(GT9).
- Yu, Z., Karmis, M., Jarosz et A., Haycocks, C. (1988). "Development of damage criteria for buildings affected by mining subsidence." *6th annual workshop generic mineral technology center mine system design and ground control*, 83-92.

Annexes

Annexe A : Performance de Corrélation d'Images Numériques (DIC)

A.1 Rappels

Le but de cette partie de l'instrumentation prévue du modèle physique est de réaliser le suivi et les mesures de déplacements et de déformations dans le sol et la structure au cours des essais. Cette technique est dite non-intrusive car ne modifiant pas le comportement. Rappelons tout d'abord les principaux objectifs :

- Perturber le moins possible le comportement du sol et de la structure avec l'instrumentation ;
- Mesurer en 3D le plus complètement possible les déplacements et si possible les déformations à la surface du sol ;
- Mesurer en 3D le plus complètement possible les déplacements et les déformations d'une maquette de structure placée en surface ;
- Garantir la synchronicité des mesures provenant des différents capteurs ;
- Permettre un suivi des déplacements en continu (par exemple dans le cas de mouvement lent de type affaissement) : période maximale d'acquisition de 1 à 2 secondes environ.

La technique d'imagerie retenue repose sur l'utilisation de deux caméras (vision binoculaire) dont la position relative est connue. Ces deux caméras observent la même surface, mais d'un point de vue différent. Ainsi, pour chaque couple d'images acquis, un logiciel est capable de déterminer avec précision la forme de la surface « 3D » observée, puis pour différents couples de photos de déterminer le champ de déplacements et de déformations entre les différents instants d'acquisition. La fréquence d'acquisition permise par cette technique est d'une dizaine de couples d'images par seconde au maximum, soit bien au-delà de ce qui est demandé. La précision permise est dépendante de la résolution des images. Dans notre cas et avec la configuration commandée auprès du fournisseur, on devrait atteindre une incertitude sensiblement inférieure au dixième de millimètre. Le dernier point fort de cette technique est qu'elle fournit le champ de déplacements et de déformations sur la totalité de la surface suivie et non de manière ponctuelle. L'adéquation d'un tel système a été testée dans un premier temps sur un matériau sableux lors d'une démonstration en nos locaux.

A.2 Retour d'expérience

Vic3D a été utilisé sur une douzaine d'essais présentant des conditions d'utilisations variables. Nous disposons donc à présent d'un retour suffisamment important pour pouvoir réaliser une analyse critique de l'adéquation d'un tel système pour le suivi et la mesure de

déplacements et de déformation en surface du massif de sol. Ce retour d'expérience est structuré selon trois aspects :

- Influence des conditions d'utilisation ;
- Exploitation d'un essai complet ;
- Problèmes rencontrés.

A.2.1 Influence des conditions d'utilisation

Les conditions d'utilisation rassemblent un ensemble de paramètres aussi divers que :

- Les conditions d'éclairage ;
- La distance entre les caméras et la surface du sol ;
- L'angle formé entre les deux caméras ;
- La fréquence d'acquisition ;
- La température ;
- La qualité de la calibration initiale.

L'impact des conditions d'éclairage est très important sur la qualité du suivi. Les deux caractéristiques principales sont l'homogénéité de l'éclairage et la variation de l'intensité au cours d'un essai. L'homogénéité de l'éclairage impacte la précision du suivi au niveau des zones de transition entre ombre et lumière. Il faut donc chercher à obtenir un éclairage le plus homogène possible afin que la précision du suivi soit égale sur la surface complète. La variation de l'intensité de l'éclairage au cours d'un essai peut avoir deux causes : passages nuageux devant le soleil et allumage/extinction de l'éclairage artificiel. Le problème des passages nuageux est réglé en utilisant systématiquement un éclairage artificiel, en l'occurrence quatre spots halogènes de 500 W chacun. Les variations de la luminosité naturelle sont ainsi quasiment imperceptibles. L'allumage/extinction de l'éclairage artificiel est maîtrisée et ne représente donc pas un problème sauf dans le cas du claquage d'une ampoule, événement impromptu et difficilement maîtrisable. C'est arrivé au cours d'un essai. Celui-ci s'est alors révélé inexploitable pour toute la partie postérieure à cette extinction.

La distance entre les caméras et la surface du sol présente un impact sur la précision du suivi, lié au ratio pixel/millimètre. Plus la caméra est proche, en champ serré donc, plus on peut observer les détails et donc meilleure sera la précision de la mesure. Cela suppose néanmoins que pour tout changement notable de cette distance, la mise au point de la caméra soit réactualisée.

L'angle formé entre les deux caméras est un paramètre important pour la précision du suivi selon l'axe des caméras. La précision du suivi est relativement constante dans le plan de visée (axes X et Y) quelque soit la valeur de cet angle. Par contre, la précision sur l'axe Z est inférieure et fortement liée à cet angle. Plus l'angle est petit, plus la précision diminue.

Ainsi l'optimum est atteint pour un angle proche de 20° ou supérieur. A contrario, plus l'angle est élevé, plus la zone de couverture entre les deux caméras diminue. Il faut

donc veiller à faire évoluer ce paramètre en fonction de la distance entre les caméras et la surface du massif de sol, lorsque cette dernière évolue de manière significative.

La fréquence d'acquisition, valant au maximum 7 Hz et ne connaissant pas de valeur minimale, présente peu d'influence sur le suivi, sauf à être adaptée en fonction de la cinématique du mouvement de terrain.

La température au sein du local est sensiblement constante au cours d'un essai, du fait de la durée relativement faible de celui-ci : une à deux heures au maximum, au regard du cycle journalier des températures.

La calibration initiale permet de positionner dans l'espace les deux caméras de manière relative au moyen d'une série de photos d'une mire de calibration présentant un ensemble de repères parfaitement connu. Un grand soin doit être porté à cette étape qui conditionne très fortement la qualité des mesures réalisées lors de l'essai consécutif. A titre d'exemple, une calibration correctement réalisée permet d'obtenir une incertitude valant 0,015 pixel au centre de la zone suivie et de l'ordre de 0,03-0,04 sur la périphérie (Tous les autres paramètres présentant une influence sur la précision de la mesure sont pris à leur optimum pour cet exemple. Par ailleurs, l'origine de valeurs plus importantes d'incertitude en périphérie de l'image est due à l'existence de distorsions optiques introduites par l'objectif utilisé dans cette zone). Avec les mêmes réglages, une calibration mal effectuée va donner une incertitude facilement 3 à 4 fois supérieure. **Ceci n'est donc pas une opération automatique mais nécessite une certaine expérience de l'utilisation de cet appareillage.**

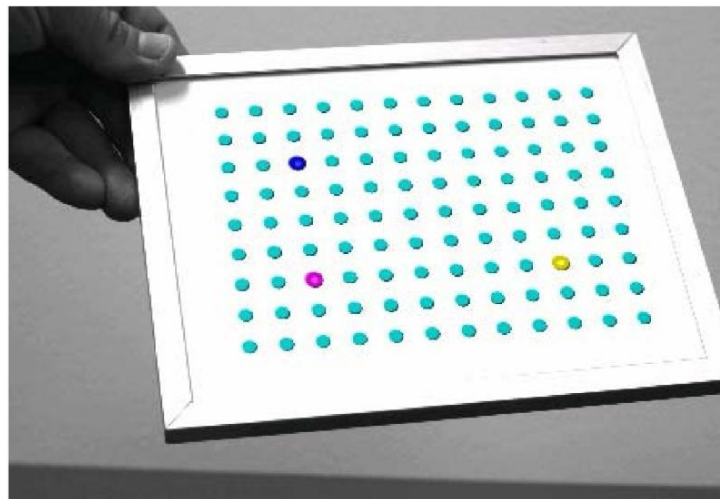


Figure A.1 : Capture d'une mire de calibration pour un essai concernant une surface de taille réduite : 200x300 mm² environ.

A.2.2 Exploitation d'un essai complet

A partir d'une préparation correcte du système d'instrumentation, il est assez aisé de procéder à l'exploitation d'un essai. Un certain délai est nécessaire pour la réalisation de la corrélation en elle-même, par le biais de Vic3D. Ensuite, on obtient un accès direct aux différentes grandeurs, telles que les coordonnées de la surface, le champ 3D de déplacements, ... Ces données sont ensuite exportées sous Excel pour être exploitées.

A.2.3 Synthèse des problèmes et limitations rencontrés

Plusieurs problèmes ont été rencontrés durant l'utilisation du système d'imagerie numérique. Ces problèmes proviennent principalement de la partie logicielle de l'équipement et seront détaillés par la suite. Une limitation a été observée provenant du principe même de fonctionnement du système.

Il est en effet nécessaire que les deux caméras puissent voir en même temps une même surface pour que celle-ci puisse être intégrée dans le processus de corrélation. Or du fait de la différence d'angle de vision entre les deux caméras, nécessaire pour une vision binoculaire, certaines zones du mouvement de terrain peuvent devenir cachée à l'une ou l'autre des caméras durant un essai. Il suffit pour cela que la pente du terrain en surface devienne supérieure à une certaine valeur limite dépendant de l'angle entre les caméras. Le principe est schématiquement représenté sur la **Figure A.2**.

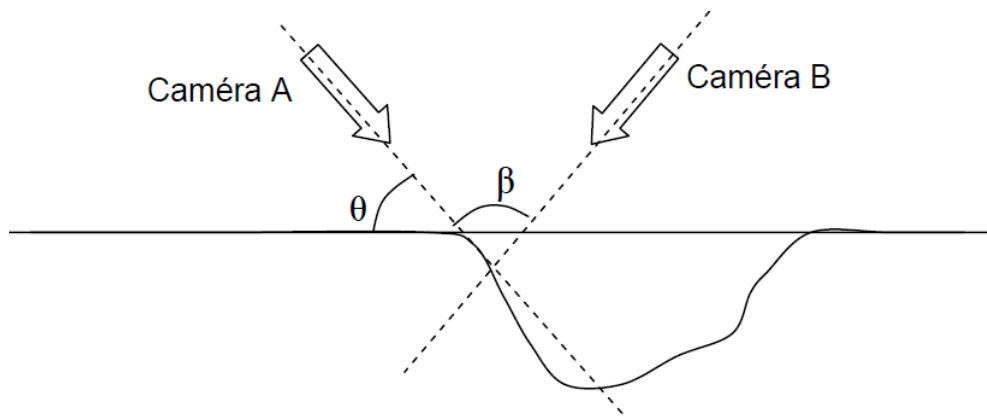


Figure A.2 : Schéma de principe des mouvements de terrain limite pour un suivi par les caméras d'imagerie numérique

Sur ce schéma, la caméra A, à gauche, ne voit plus une partie de la cuvette d'affaissement, qui lui apparaît comme étant en dessous de la ligne d'horizon (angle θ). Une solution est donc de diminuer l'angle entre les caméras (β), mais ceci se ferait au détriment de la précision des mesures dans la troisième dimension. Il nous semble plus pertinent de fixer a priori un seuil à ne pas dépasser pour la pente du mouvement de terrain. Ce seuil correspond approximativement à l'angle entre l'horizon du massif de sable et la ligne de visée de la caméra (θ). Il varie donc en fonction de la position considérée dans le champ de la caméra. Une

valeur moyenne correspond à 90° moins la moitié de l'angle entre les deux caméras (β), tandis que la valeur extrême vaut approximativement 50° en limite du champ de la caméra.

Les autres problèmes rencontrés sont issus des hypothèses prises lors du fonctionnement du logiciel Vic3D. Ainsi, le système de coordonnées utilisé est défini tel que l'axe X soit perpendiculaire à l'axe de visée moyen des deux caméras et orienté dans leur alignement. L'axe Z correspond à l'axe de visée moyen des deux caméras, tandis que l'axe Y est défini de manière à obtenir un repère direct. La position de la cuvette d'affaissement changeant d'un essai à l'autre par rapport au champ des caméras et donc par rapport à ce repère, il est intéressant de pouvoir définir un repère fixe, lié à certains points invariants du modèle physique. Ceci permettrait de pouvoir ramener tous les essais dans un référentiel commun. Cependant, pour une raison indéterminée, la fonction logicielle permettant de réaliser cette transformation dans Vic3D ne semble pas fonctionnelle. Des investigations sont en cours conjointement avec le développeur pour solutionner ce problème.

La seconde limite qui a été rencontrée est spécifique à notre application. En effet, le motif support à la corrélation, aussi dénommé « motif speckle », est constitué des variations aléatoires de luminosité des grains de sable. Ce support n'est donc pas permanent, par comparaison à un mouchetis de point blanc et noir sur un élément métallique, et évolue au cours d'un essai en fonction des mouvements des grains de sable. Ainsi il est peu performant de réaliser une corrélation d'une image n vers l'image initiale, la probabilité de conserver les mêmes motifs étant très faible. Un processus dit itératif a été mis en place, de manière analogue à une relation de Chasles. Ainsi, l'image n est corrélée à l'image directement précédente, et ainsi de suite jusqu'à l'image originelle.

Cependant, cette procédure cumule sur toute la série d'images la totalité des erreurs liées à chaque couple d'images traité. Ainsi, la précision décroît théoriquement par un facteur en $n\%$, alors qu'en parallèle chaque motif non corrélé vient impacter tout le reste de l'essai. On arrive ainsi à perdre totalement le suivi de certaines régions juste par accumulation de petites dérives (**Figure A.3**). Une procédure est initiée avec le fournisseur afin d'améliorer ceci en réduisant plus particulièrement l'accumulation des motifs non-corrélés, en les remplaçant par exemple à chaque étape par la valeur moyenne de leurs voisins.

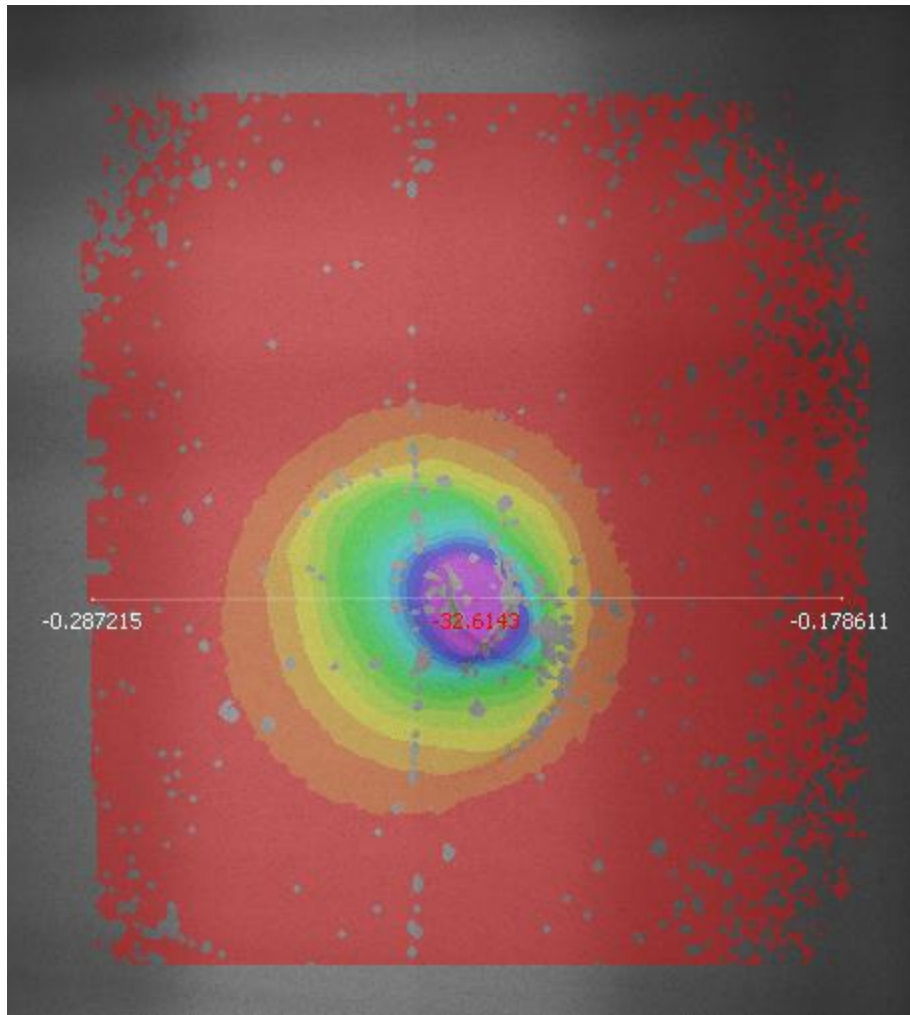



Figure A.3 : Tracé des iso-déplacements verticaux. Tous les points gris représentent l'accumulation de motifs non-calculés par Vic3D.

Annexe B : Sable de Fontainebleau (NE34)



SIFRACO

COMPAGNIE FRANCAISE DES SABLES ET DES SILICES DE NEMOURS
Une Société du Groupe S.C.R. - SIBELCO

Centre de production de Nemours
2. Rue de Foliuif - 77140 SAINT PIERRE LES NEMOURS
Tel : 01 64 28 01 17 Fax : 01 64 29 22 22

FICHE
TECHNIQUE
TYPE

Qualité : NE 34
Composition chimique type

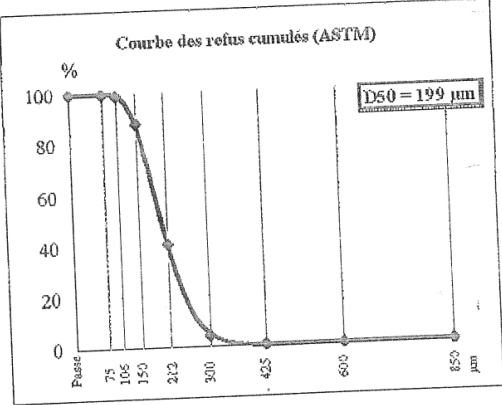
SiO ₂	sup. à	99,7	%
Fe ₂ O ₃	inf. à	0,030	%
Al ₂ O ₃	inf. à	0,130	%
TiO ₂	inf. à	0,033	%
CaO	inf. à	0,030	%
K ₂ O	inf. à	0,035	%

Caractéristiques physiques type

Densité réelle (Pycnomètre)	2,65
Dureté (Mohs)	7
PH	# 7
Densité apparente sable sec ("Prolabo")	1,5
Coefficient d'angulosité ("GF")	1,1
Perte au feu (à 1000°C)	maxi 0,05 %
Résistance pyroscopique (SFC ISO R528)	1750 °C

GRANULOMETRIE MOYENNE STATISTIQUE

(% en masse - Valeurs indicatives)



Courbe des refus cumulés (ASTM)

D50 = 199 µm

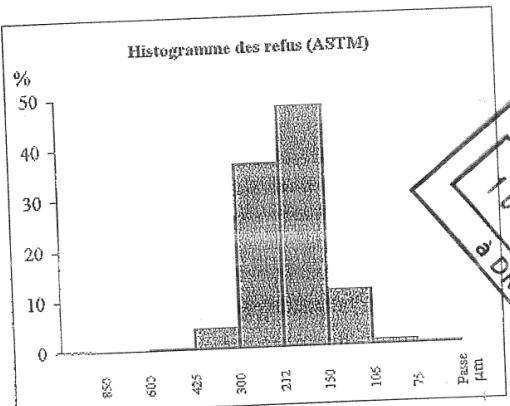
TAMISAGE ASTM
NF ISO 3310-1

N° de tamis	Ouverture des mailles (µm)	Refus cumulé (%)
20	> 850	0,0
30	> 600	0,0
40	> 425	0,1
50	> 300	4,2
70	> 212	40,5
100	> 150	89,0
140	> 106	99,0
200	> 75	99,9
passe		0,1

AFA # 66

TAMISAGE AFNOR
NF ISO 3310-1

Ouverture des mailles (µm)	Refus cumulé (%)	
> 500	0,0	
> 450	0,0	
> 400	0,1	
> 315	2,0	
> 250	16,2	
> 200	51,1	
> 160	83,3	
> 125	96,6	
> 100	99,3	
passe		0,7



Histogramme des refus (ASTM)

Courrier arrivé le
16 OCT. 2007
à DRS

SIEGE SOCIAL ET SERVICES COMMERCIAUX : SIFRACO 11, rue de Téhéran 75008 Paris
Tél. : 01 53 76 82 00 Fax : 01 42 25 32 23

Ref: 006-1

Annexe C : Détermination de la densité de du massif du sol par l'essai pénétrométrique Panda

Nous avons réalisé cette étude dans le cadre de stage Master de Kathirkameswaran (2010).

L'état de la densité du massif de sol peut être évalué par l'essai pénétrométrique de type Panda. Selon les résultats de la caractérisation du sable par les essais de cisaillement direct dans la section précédente, les propriétés mécaniques du sable sont fortement liées à l'état de densité du sol. Il est essentiel donc de déterminer la densité à l'état initial du massif de sable de modèle physique.

Le pénétromètre Panda de la société Sol-Solution peut donner les valeurs de la résistance à la pénétration dynamique en fonction de la profondeur et d'en déduire l'état de compactage à l'aide de courbes de calibration.

Les essais de pénétromètre sont effectués dans un bac de 2 m x 1m x 0,8m du massif de sable (**Figure C.1**). Le sable est rempli et compacté manuellement par couche de 20 cm à l'aide une dame jusqu'à 60 cm d'épaisseur. Cette procédure de la préparation du massif de sable pour l'essai de Panda est similaire à celle utilisée pour les essais des mouvements de terrains et de l'interaction sol-structure.

Quatre sondages différents ont été réalisés au sein d'un massif pour observer la variabilité spatiale (elle correspond à la diversité de la valeur de résistance de la pointe au sein du même massif). Trois massifs du sable ont été préparés de manière similaire pour étudier la variabilité de la reproductibilité des essais.

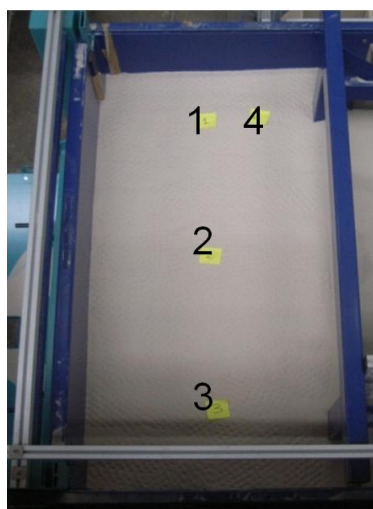


Figure C.1 : Bâti expérimental et emplacement de sondage

Les résultats des sondages sont traités par le logiciel Panda. Ce logiciel peut fournir le pourcentage de l'Optimum Proctor Normal (OPN) par rapport à 95% pour chaque valeur de la résistance de pointe q_d . La variabilité spatiale, la variabilité de la reproductibilité et l'état du sable sont étudiées à partir de ces pourcentages.

C.1 Variations spatiale et temporelle du massif de sable

La variabilité spatiale est mise en évidence par la diversité des courbes de sondages présentés dans la **Figure C.2**.

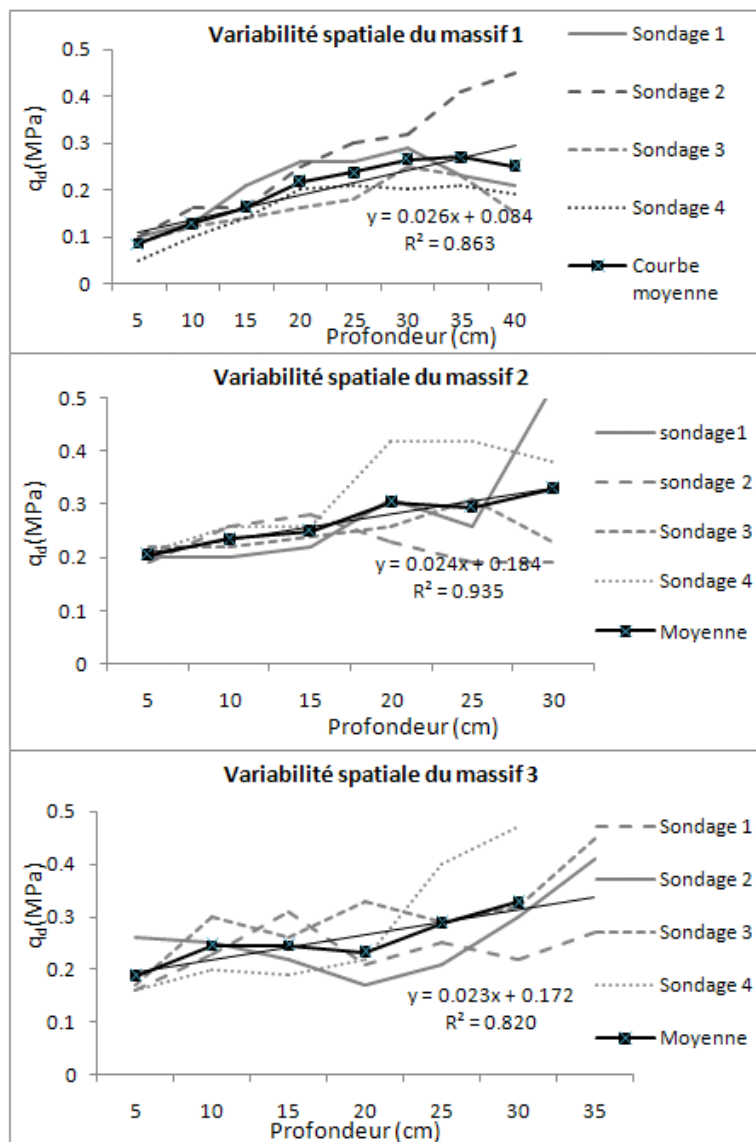


Figure C.2 : Courbes de relation résistance de pointe – profondeur pour différents sondage et différents massifs

Une variation importante des valeurs de résistance de pointe q_d est observée à partir de 20 cm de profondeur pour les quatre sondages et pour les trois massifs. Cette variation peut être expliquée par la variation de l'intensité de l'impact de compactage de manipulateur induit par son poids (soit 34 kPa) lors de compactage.

Cependant, les courbes de valeurs moyennes des 4 sondages pour les trois massifs donnent un comportement de relation q_d -profondeur plus raisonnable.

A partir des valeurs de résistance de pointe, le logiciel Panda peut déterminer les valeurs d'OPN correspondantes. Ces valeurs sont présentées dans le **Tableau C.1**.

Tableau C.1 : Valeur OPN (%) pour différents sondage et pour différents massifs

	Sondage 1	Sondage 2	Sondage 3	Sondage 4	Ecart (%)
Massif 1	84,78	85,52	83,83	83,59	2,3
Massif 2	85,94	85,17	85,58	86,57	1,64
Massif 3	85,36	85,68	86,29	85,69	1,1
Ecart (%)	1,36	0,6	2,9	3,6	

De manière générale, l'écart entre la plus petite et la plus grande valeur d'OPN des 4 sondages au sein d'un massif est inférieure à 3% ; alors que l'écart de trois massifs pour chaque sondage est inférieur à 4%. La variabilité de reproductibilité est donc plus importante que la variable spatiale. Cette différence peut être due à la méthode de préparation des massifs car la mise en place et le compactage sont effectués manuellement.

D'après les résultats, le sable du modèle physique a une légère variabilité spatiale, et une légère variabilité de reproductibilité. Donc le dispositif de la mise en place semble être « acceptable » pour faire des essais. Mais il est préférable de vérifier les variabilités et l'état du sable par un moyen où l'intervention de l'homme est réduite, car les valeurs de résistance de pointe obtenues dépendent fortement la vitesse d'impact du marteau.

C.2 Etat de densité du massif de sable

L'état de densité du sable peut être caractérisé par la valeur de l'indice de compacité I_C . (NF P94-059). L'indice de compacité peut être déterminé en fonction de la valeur d'OPN et les poids volumiques minimal et maximal de référence (Les poids volumiques de référence sont la propriété de l'entreprise Sol-Solution, mais comme INERIS n'a pas acquis la licence du matériel et du logiciel, ces informations restent confidentielles). Le poids volumique minimal est de 13,69 kN/m³ selon la méthode japonaise issue de la thèse de Ternet (1999) ; et le poids volumique maximal est de 18,81 kN/m³ selon le résultat de la société Fugro (2009). Ces valeurs de poids volumiques de référence sont choisies sous hypothèse qu'ils

s'approchent des valeurs de la base de données de Panda. La valeur minimale d'OPN correspond au poids volumique minimal, tandis que La valeur maximale d'OPN correspond au poids volumique maximal. L'indice de compacité est calculé par la relation suivante :

$$I_d(\%) = \frac{\text{OPN du sondage} - \text{OPN}_{\min}}{\text{OPN}_{\max} - \text{OPN}_{\min}} ; \text{avec } \text{OPN}_{\min} = \frac{Y_{\min}}{Y_{\max}} \times 100 = \frac{13,69}{18,81} \times 100 = 72,7\%$$

Les résultats de l'indice de compacité pour différents sondage et massifs sont montrés dans le **Tableau C.2**. Les massifs 2 et 3 sont similaires alors que le massif 1 montre une divergence comme sur les variabilités spatiale et temporelle.

Tableau C.2 : Indice de compacité (%) pour différents sondages et différents massifs

	Sondage 1	Sondage 2	Sondage 3	Sondage 4	Moyenne
Massif 1	45,07	47,72	41,61	40,77	43,79
Massif 2	49,24	49,45	47,96	51,51	48,79
Massif 3	47,15	48,31	50,50	48,32	48,57

Selon la norme, **l'état du sol du modèle physique est à l'état moyen**. Cependant cet état est fortement dépendant des poids volumiques de référence.

Annexe D : Conception et Dimensionnement d'une Maquette de Structure type Maison Individuelle

Différentes étapes ont été menées pour la conception et le dimensionnement d'une maquette de structure type maison individuelle. Nous présenterons tout d'abord les caractéristiques du prototype réel d'une maison individuelle étudiée. Puis le dimensionnement du prototype simplifié sera abordé. Pour finir, le dimensionnement de la maquette à partir du prototype simplifié sera présenté.

D.1 Prototype de maison individuelle

D.1.1 Géométrie

Le prototype réel est basé sur la géométrie d'une maison individuelle courante (**Figure D.1**) : ouvrage de base carrée (10x10m), voiles en maçonnerie et planchers en béton armé, deux niveaux de superstructure, fondations sur semelles filantes sans sous-sol.

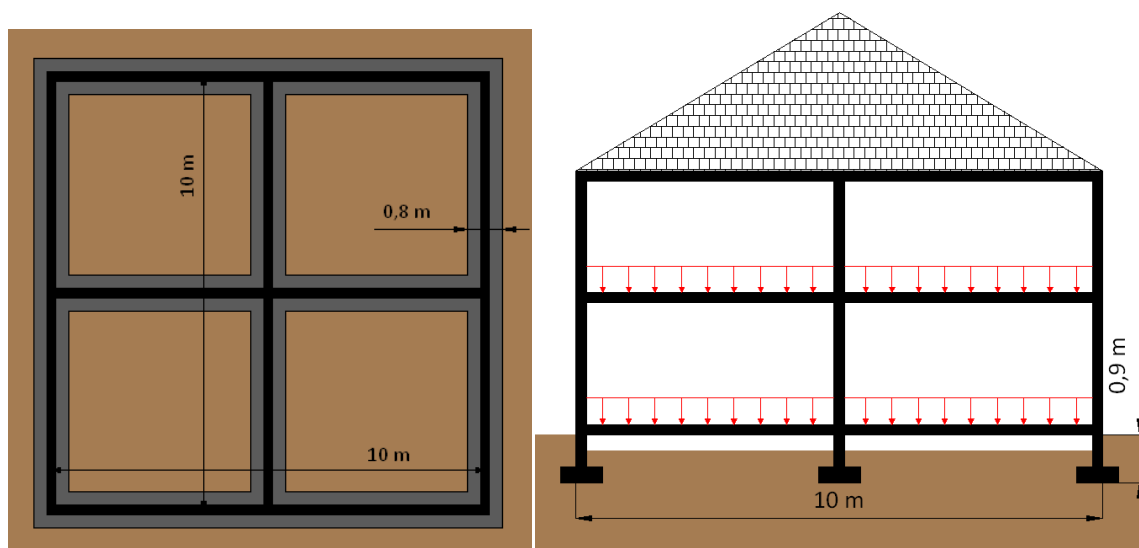


Figure D.1 : Vue en plan et coupe du prototype étudié

Les soubassements et les voiles sont en maçonneries, avec comme caractéristiques moyennes des valeurs données par un rapport d'étude INERIS (Al Heib 2008) : module

élastique $E_{mur} = 6000 \text{ MPa}$ et coefficient de poisson $\nu_{mur} = 0.3$. Les planchers sont en béton armé : module élastique $E_{ba} = 30000 \text{ MPa}$ et coefficient de poisson $\nu_{ba} = 0.2$. Les murs sont évidés à 16% afin de représenter les ouvertures en façades, valeur moyenne observée par Abdallah (2008) à la suite d'une étude statistique de la ville de Joeuf en Lorraine. La toiture n'est volontairement pas représentée ici car sa participation à la raideur de l'ensemble peut être négligée par rapport aux éléments bétons.

D.1.2 Descente de charges

D'après les masses volumiques des matériaux de construction et les prescriptions de l'Eurocode 2 (Béton armé) et 6 (Ouvrages maçonnés) :

- Charges des planchers : **0,825 t/m²**
 - o Poids propre du plancher : 0,375 t/m² avec $S = 100 \text{ m}^2$ et $e = 0,15 \text{ m}$
 - o Poids propre des murs porteurs : 0,75 t/ml avec $L = 60 \text{ ml}$ et $e = 0,2 \text{ m}$
- Surcharge des planchers : **0,150 t/m²** avec $S = 100 \text{ m}^2$
- Charge projetée de la toiture : **0,5 t/m²** avec $S = 100 \text{ m}^2$
- Charge des soubassements : **0,5 t/ml** avec $L = 60 \text{ ml}$
- Surface au sol des fondations: 48 m²

Tableau D.1 : Contraintes au niveau des semelles de l'ouvrage

	P (tonnes)	Q (tonnes)	Contrainte au sol q (kPa)	
			semelles périphériques	semelles intérieures
Etat Limite de Service (ELS)	245	30	43	86
Etat Limite Ultime (ELU)	330	45	58,5	117

P : Charges permanentes ; *Q* : Charges d'exploitations

D.1.3 Contrainte appliquée au sol

Si l'on suppose les fondations assises sur un sol pulvérulent (purement frottant), vérifions que le dimensionnement de notre prototype satisfait la capacité portante du sol. Pour des semelles continues chargées de manière uniforme, la contrainte appliquée par les semelles de l'ouvrage (q) doit respecter l'équation suivante (Philipponnat & Hubert, 1997) :

$$q \leq q_0 + \frac{q_u - q_0}{\gamma_q}$$

Avec :

$$q_0 = \gamma_{sol} \times D = 13,5 \text{ kPa}$$

où D : cote de l'assise de la semelle par rapport au niveau de terrain ; $\gamma_{so} = 15 \text{ kN/m}^3$

$$q_u = 0,5\gamma_{sol} \times B \times N_\gamma + q_0 \times N_q + c \times N_c = 357 \text{ kPa}$$

où B : largeur de la semelle ; pour $\varphi = 30^\circ$ et $K_p = 3$: $N_\gamma = 18,1$; $N_q = 18,4$; $N_c = 0$

$$\gamma_q = 2 \text{ (ELU)}$$

$$\gamma_q = 3 \text{ (ELS)}$$

On obtient alors :

$$q \leq 128 \text{ kPa (ELS)}$$

$$q \leq 185 \text{ kPa (ELU)}$$

Les contraintes maximales appliquées au sol via les semelles de l'ouvrage sont inférieures aux valeurs admissibles.

D.1.4 Modélisation du prototype réel

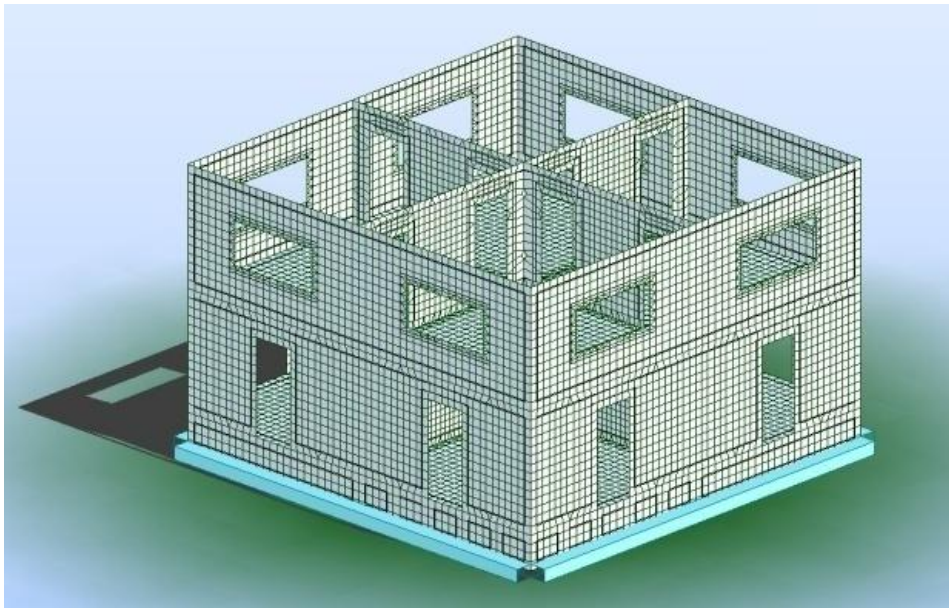


Figure D.2 : Représentation du prototype de maison individuelle sous RobotBat

Le massif de sol est représenté au niveau des semelles filantes par des appuis élastiques de raideur 45 MN/m (valeur déterminée par RobotBat). On considèrera toutefois que cette raideur sera diminuée à $7,6 \text{ MN/m}$ aux abords du fontis du fait du remaniement du sol à cet endroit. Le maillage de la structure est en quadrangles à 4 nœuds de 25 cm de coté.

La **Figure D.3** montre les zones de plastification pour la maison dont un angle de celle-ci soumise à un fontis de rayon 4m. Le comportement de la structure reste élastique excepté très localement (au niveau des ouvertures) où la contrainte dépasse 1MPa, valeur seuil pour de la maçonnerie.

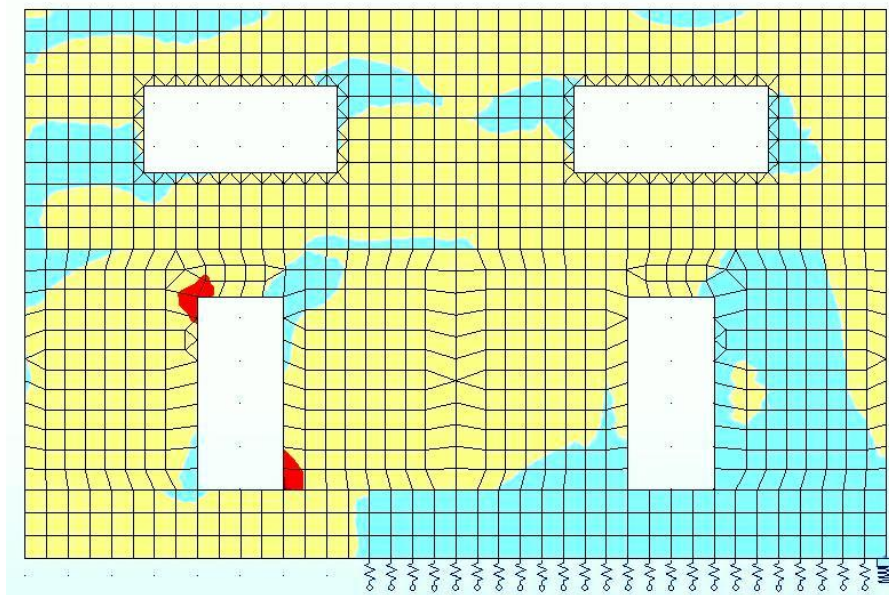


Figure D.3 : Zones de plastification (en rouge) à l'encoignure des ouvertures de façade sous un fontis de rayon 4m

D.2 Dimensionnement du prototype simplifié

Afin de déterminer l'épaisseur e et le chargement p du prototype simplifié correspondant au prototype réel, nous avons choisi d'étudier le comportement d'un radier d'épaisseur variant entre 25cm et 130cm. Les déplacements verticaux W_{radier} et horizontaux U_{radier} sont comparés à ceux de la maison individuelle à partir des erreurs relatives entre les deux types de géométrie. Les résultats sont obtenus de la modélisation numérique 3D sous RobotBat.

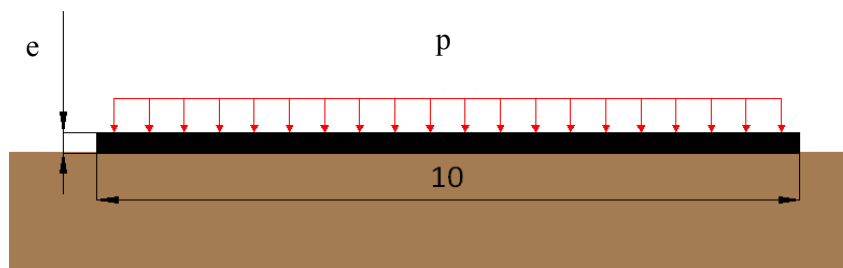


Figure D.4 : Géométrie du prototype équivalent

Comportement vertical

L'erreur, représentée dans la Figure D.5, est calculée de la manière suivante :

$$\varepsilon_w = \sum_{R=1}^3 \frac{(W_{maison} - W_{radier})^2}{W_{maison}^2} \quad \text{pour chaque couple } (e ; p) \text{ fixé}$$

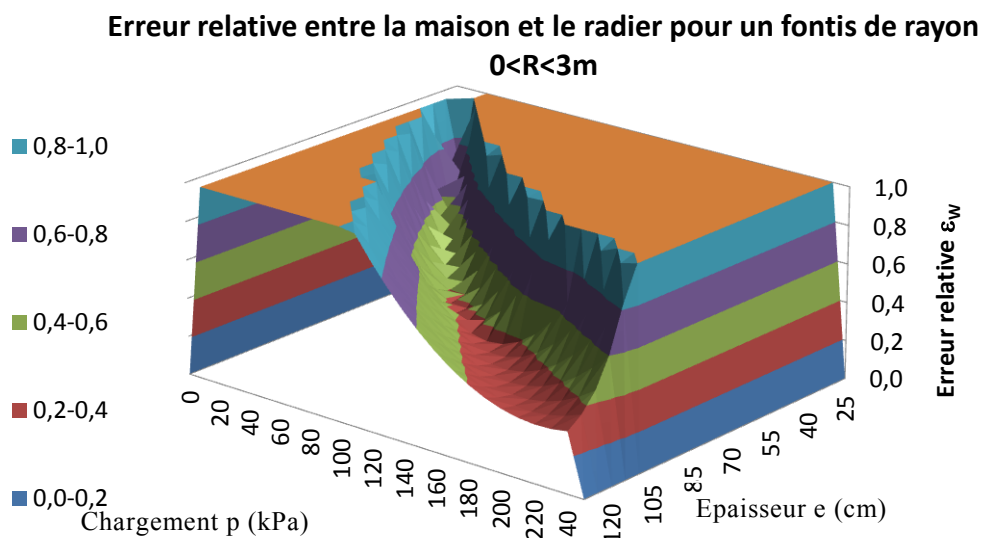


Figure D.5 : Erreur relative sur les déplacements verticaux du radier vis-à-vis de la maison

La **Figure D.5** montre qu'un radier en béton armé de base carrée (10x10m) a un comportement vertical proche d'une maison individuelle lorsque son épaisseur et son chargement le situe dans la partie inférieure de la « vallée ».

D.2.1 Comportement horizontal

L'erreur, représentée dans la **Figure D.6** est calculée de la manière suivante :

$$\varepsilon_U = \frac{(U_{\text{maison}} - U_{\text{radier}})^2}{U_{\text{maison}}^2} \quad \text{pour } e \text{ fixé et quelque soit } p$$

Erreur relative la maison et le radier pour des déformations $\varepsilon < 0.4\%$

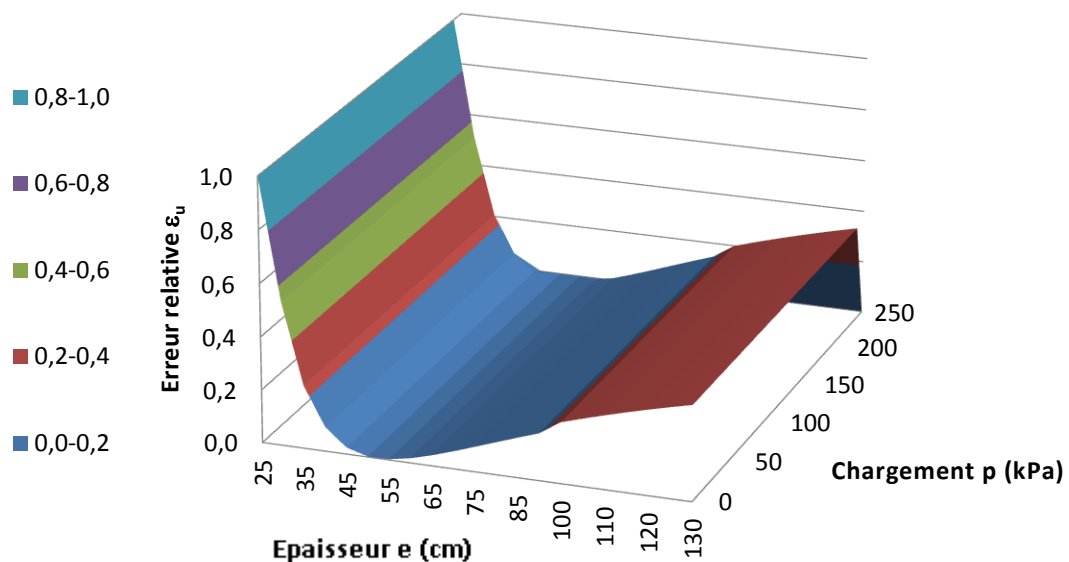


Figure D.6 : Erreur relative sur les déplacements horizontaux du radier vis-à-vis de la maison

D.2.2 Comportement global

L'erreur totale, représentée **Figure D.7**, permet de déterminer la configuration optimale en terme d'épaisseur et de chargement à utiliser pour le prototype simplifié. Elle est calculée de la manière suivante :

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_W + \varepsilon_U \quad \text{pour chaque couple } (e ; p) \text{ fixé}$$

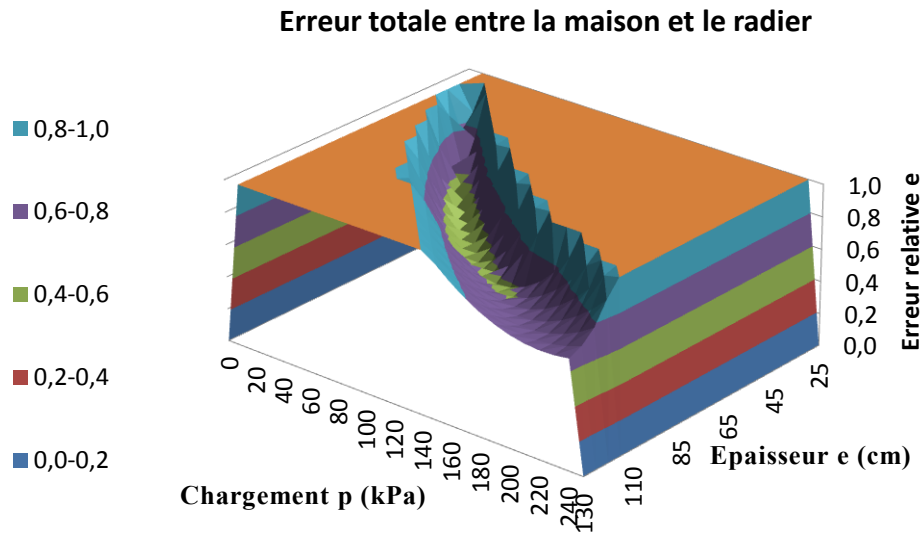


Figure D.7 : Erreur totale sur les déplacements du radier vis-à-vis de la maison

Afin d'obtenir un comportement global similaire entre la maison individuelle et le radier, c'est-à-dire avec une erreur totale minimale, ce dernier doit se situer dans la partie inférieure de la cuvette. **Nous choisissons de représenter le prototype par un radier d'épaisseur 50cm chargé à 40kPa (Figure D.8).**

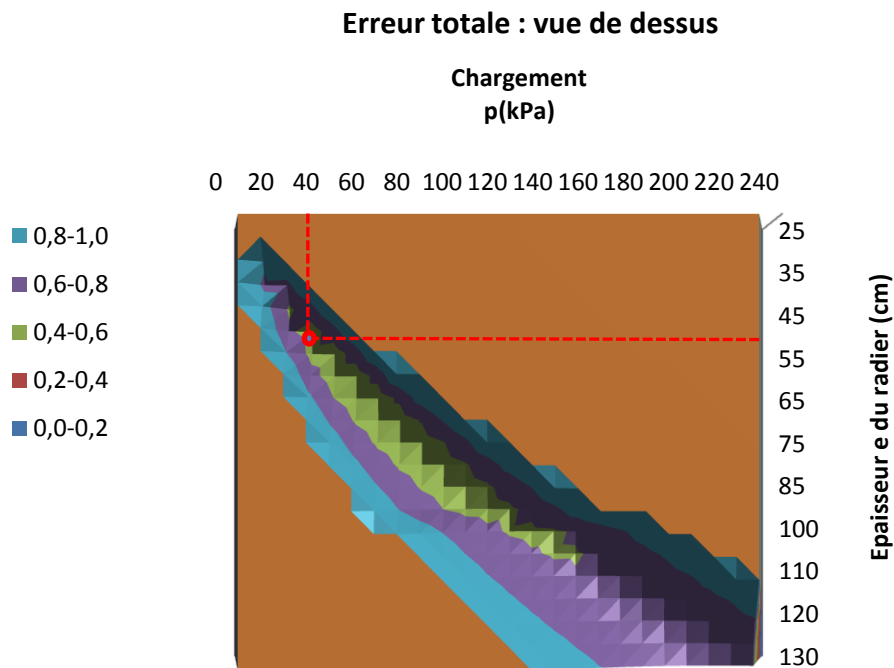


Figure D.8 : Erreur totale du prototype radier choisi

D.2.3 Validation de la géométrie du prototype simplifié

– Comparaison des déplacements verticaux

Pour une perte d'appui d'amplitude limitée, c'est-à-dire pour un fontis d'un rayon inférieur à 3m, le déplacement induit est proche pour les deux types de structure (**Figure D.9**). Les courbes s'écartent par la suite car la géométrie du radier impose une répartition des charges au sol différente des semelles filantes.

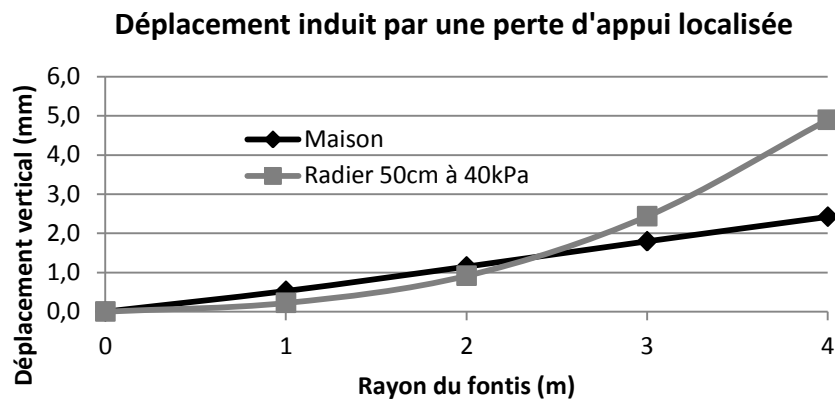


Figure D.9 : Comparaison des déplacements verticaux de la maison et du radier

– Comparaison des déplacements horizontaux

Le comportement des deux structures face à un effort horizontal peut être considéré similaire pour des déformations du domaine admissible (<0.4%).

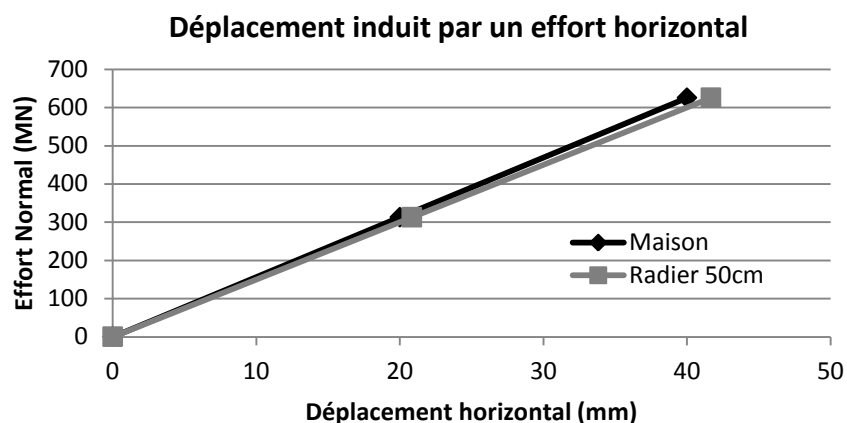


Figure D.10 Comparaison des déplacements horizontaux de la maison et du radier

D.2.4 Conclusion sur le prototype simplifié

Les similitudes entre le prototype réel et celui simplifié ne permettent cependant pas de garantir un paramètre important pour la modélisation expérimentale à échelle réduite : la précision des mesures. Créer une maquette basée sur un radier d'épaisseur 50cm respecte globalement le comportement du prototype mais engendre des déplacements de l'ordre de quelques dizaines de micromètres à l'échelle 1/40^{ème}. Sachant que tout système d'acquisition de mesures possède une incertitude fixe, augmenter l'ordre de grandeur des déplacements serait garantir une meilleure précision sur les valeurs observées. Nous avons donc choisi de diminuer délibérément l'épaisseur du radier, réduisant ainsi son inertie face aux sollicitations du sol. On augmente l'amplitude de ses déplacements, notamment horizontaux tout en restant dans le domaine élastique.

La maison individuelle sera représentée par un radier béton armé de base carrée (10x10m) d'épaisseur réduite à 25cm et chargé à 10kPa.

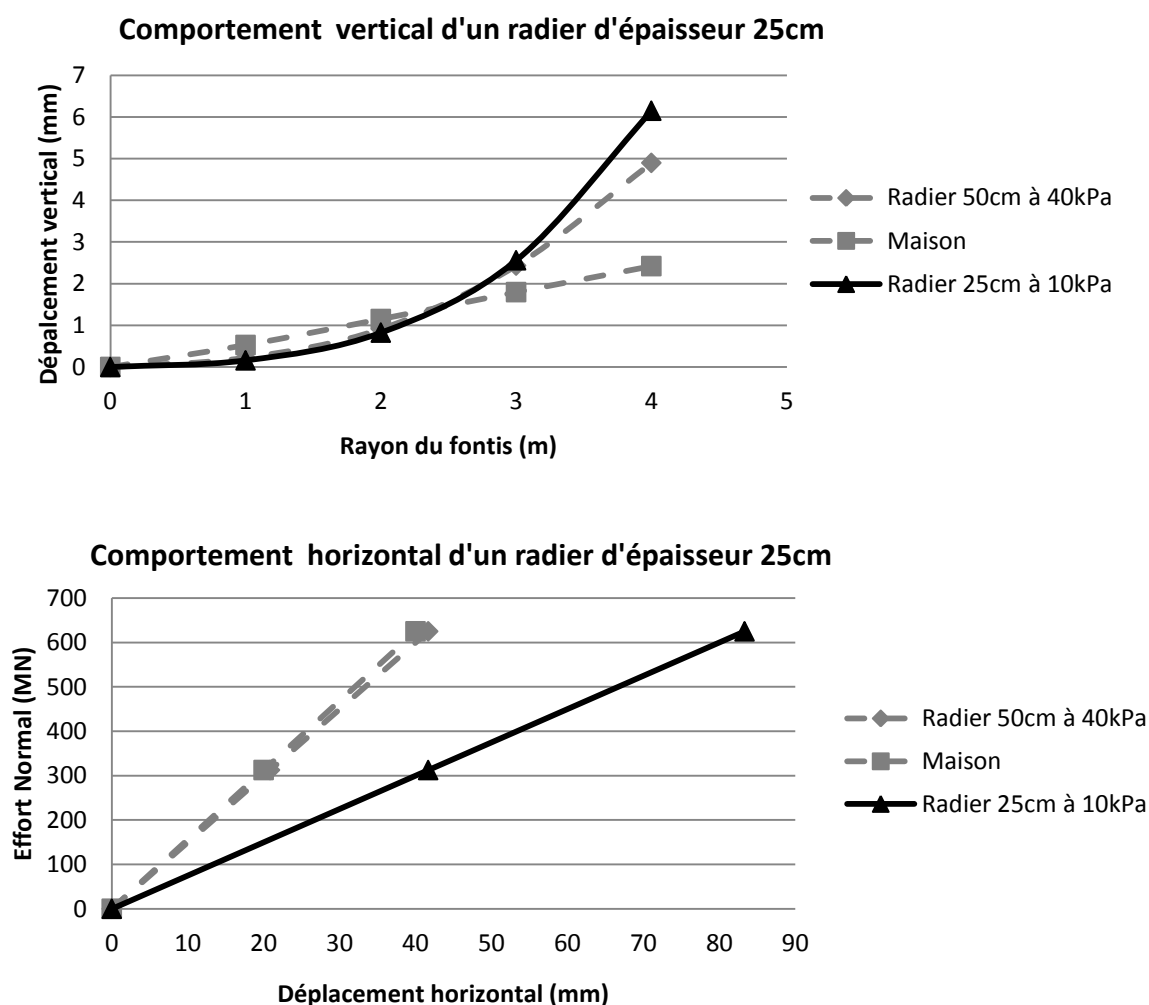


Figure D.11 : Comportement d'un radier d'épaisseur 25cm

D.3 Dimensionnement de la maquette

D.3.1 Théorie des poutres

Le module EI que nous avons choisi de respecter pour le dimensionnement de la maquette s'appuie sur la théorie des poutres ; qui n'est à première vue pas la plus adaptée pour modéliser une géométrie de type dalle. Cependant, les valeurs ci-après démontrent que les produits d'inertie d'une poutre et d'une dalle ($\nu = 0,2$) sont dans notre cas très proches :

$$EI = E \times \frac{b \cdot h^3}{12} = 3,81 \text{ N.m}^2$$

$$D = E \times \frac{b \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)} = 3,97 \text{ N.m}^2$$

Un dimensionnement type poutre majore légèrement les déplacements que nous devrions théoriquement obtenir mais nous conviendrons cependant du bien-fondé de cette méthode de dimensionnement.

D.3.2 Prédimensionnement de la maquette

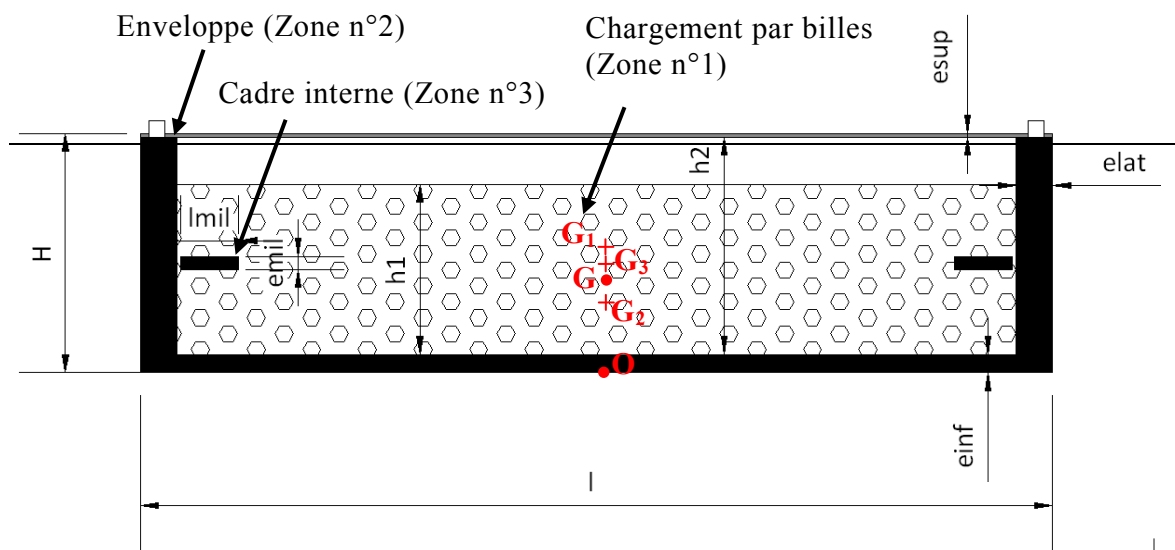


Figure D.12 : Vue en coupe de la maquette de structure

l = longueur et largeur de la maquette
 H = hauteur du bac
 h_1 = hauteur du lest
 h_2 = hauteur intérieure
 e_{inf} = épaisseur de la partie inférieure
 e_{lat} = épaisseur des montants latéraux
 e_{sup} = épaisseur du film supérieur

l_{mil} = largeur du cadre interne
 e_{mil} = épaisseur du cadre interne
 G_1 = centre de gravité zone n°1
 G_2 = centre de gravité zone n°2
 G_3 = centre de gravité zone n°3
 G = centre de gravité de l'ensemble
 O = origine

- Le cadre interne (à position verticale variable) est un dispositif correctif qui permet de faire varier l'inertie de la maquette. Il sera utile si les propriétés réelles des matériaux employés diffèrent des caractéristiques théoriques.
- Les valeurs théoriques des produits EI et ES de la maquette sont :
(NB : indice $_1$ pour zone n°1 ; indice $_2$ pour zone n°2 ; indice $_3$ pour zone n°3)

$$\begin{aligned} EI &= 3,81Nm^2 & \text{tels que} & & E_1.I_1 + E_2.I_2 + E_3.I_3 &= 3.81Nm^2 \\ E.S &= 1,17MN & & & E_1.S_1 + E_2.S_2 + E_3.S_3 &= 1.17MN \end{aligned}$$

avec :

$$\begin{aligned} S_1 &= h_1(l - 2 \times e_{lat}) \\ S_2 &= l(e_{inf} + e_{sup}) + 2 \times e_{lat} \times h_2 \\ S_3 &= 2 \times l_{mil} \times e_{mil} \\ I_1 &= \frac{(l - 2 \times e_{lat})h_1^3}{12} + S_1(OG_1 - OG)^2 \\ I_2 &= \left[\frac{l \times e_{inf}^3}{12} + (l \times e_{inf}) \left(\frac{e_{inf}}{2} - OG \right)^2 \right] \\ &+ \left[\frac{l \times e_{sup}^3}{12} + (l \times e_{sup}) \left(e_{inf} + h_2 + \frac{e_{sup}}{2} - OG \right)^2 \right] \\ &+ 2 \left[\frac{e_{lat} \times h_2^3}{12} + (e_{lat} \times h_2) \left(e_{inf} + \frac{h_2}{2} - OG \right)^2 \right] \\ I_3 &= 2 \left[\frac{l_{mil} \times e_{mil}^3}{12} + S_3(OG_3 - OG)^2 \right] \end{aligned}$$

- Le respect de la contrainte au sol σ_p (10kPa) d'où : $\sigma_m = 0,25 \text{ kPa}$ qui correspond à une masse totale $M = 1,56 \text{ kg}$.
- La maquette étant initialement posée sur le massif de sol, la reproduction du phénomène d'interaction sol-structure passera par l'adhérence de la maquette avec le sable et donc par un coefficient de frottement maîtrisé (traitements de surface) de la base du bac.

Remarque :

- Le respect des valeurs des produits EI et ES fixe la hauteur totale H de la maquette et les raideurs E_i des matériaux à employer
- La masse de la structure est essentiellement concentrée dans la zone n°1 et participe à la raideur de l'ensemble

D.3.3 Déplacement à l'échelle du prototype

Après modélisation de la maquette, ses déplacements verticaux et horizontaux ramenés à l'échelle du prototype (radier), c'est-à-dire multipliés par un facteur 40 d'après les conditions de similitudes, confirme le comportement viable de cette dernière (**Figure D.13**).

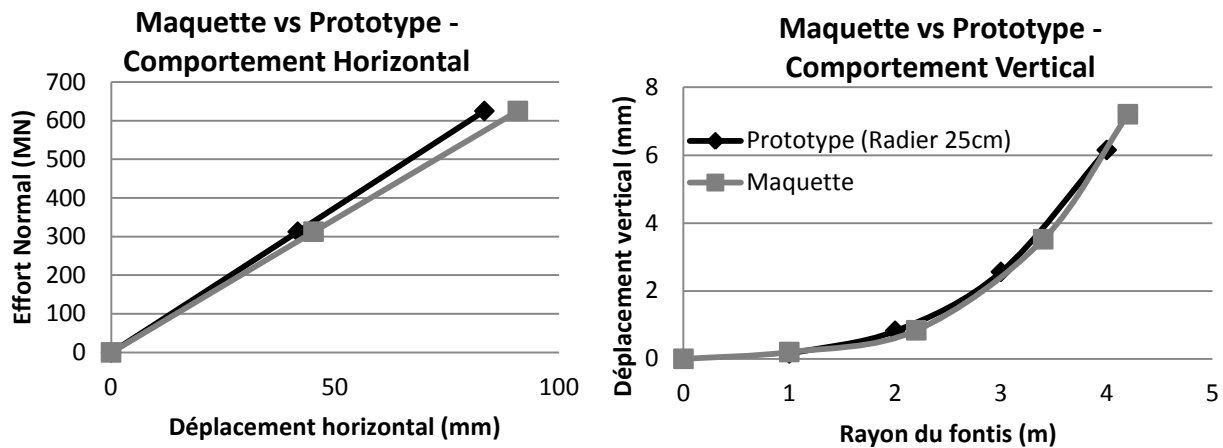


Figure D.13 : Comportement de la maquette ramené à l'échelle du prototype

D.3.4 Conclusion sur la maquette de structure

La maquette présentée dans la **Figure D.12** est la maquette idéale permettant un respect presque parfait des conditions de similitude. De plus, ses comportements vertical et horizontal sont très proches à ceux du prototype simplifié d'un radier.

Néanmoins, en raison des difficultés vis-à-vis de la fabrication et de la réalisation d'essai, la géométrie de la maquette utilisée n'est pas identique à celle de la maquette idéale. La maquette testée dans le modèle physique ne comporte que la partie d'enveloppe (sans film supérieur) et la partie de chargement des billes (**Figure D.14**). Cette différence est minime, ce qui assure un comportement similaire entre la maquette utilisée et le prototype simplifié.

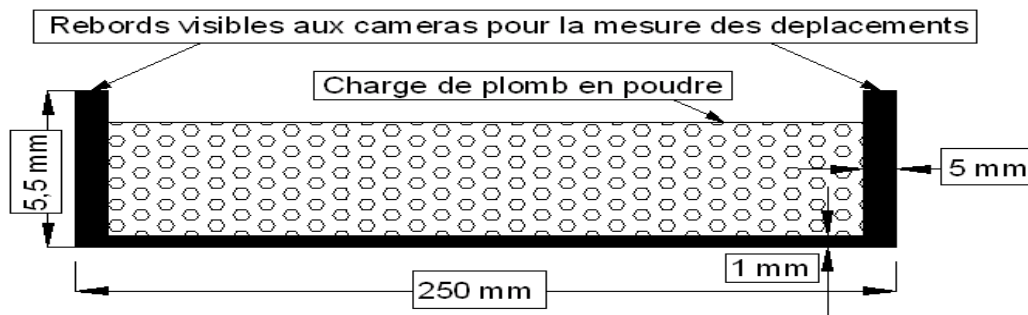


Figure D.14 : Maquette utilisée dans les essais du modèle physique

Annexe E : Lois de comportement du matériau « Geomodel »

Les sols présentent en général un comportement élasto-plastique basé sur la surface de rupture de Mohr-Coulomb qui dépend de la contrainte hydrostatique. Marc ne dispose pas directement la vraie loi de comportement Mohr-Coulomb. Cependant la version Marc 2010 est implémentée avec le model « Exponentiel Cap » qui est basé sur le « Geomodel » développé par le laboratoire Sandia (Fossum & Branon, 2004). L'intérêt de ce model généralisé de plasticité est sa capacité à présenter différents modèles standards :

- Drucker-Prager linéaire et non-linéaire, associé ou non-associé;
- Mohr-Coulomb linéaire et non-linéaire, associé ou non-associé;
- Von Mises ; ...

E.1 Présentation du Geomodel

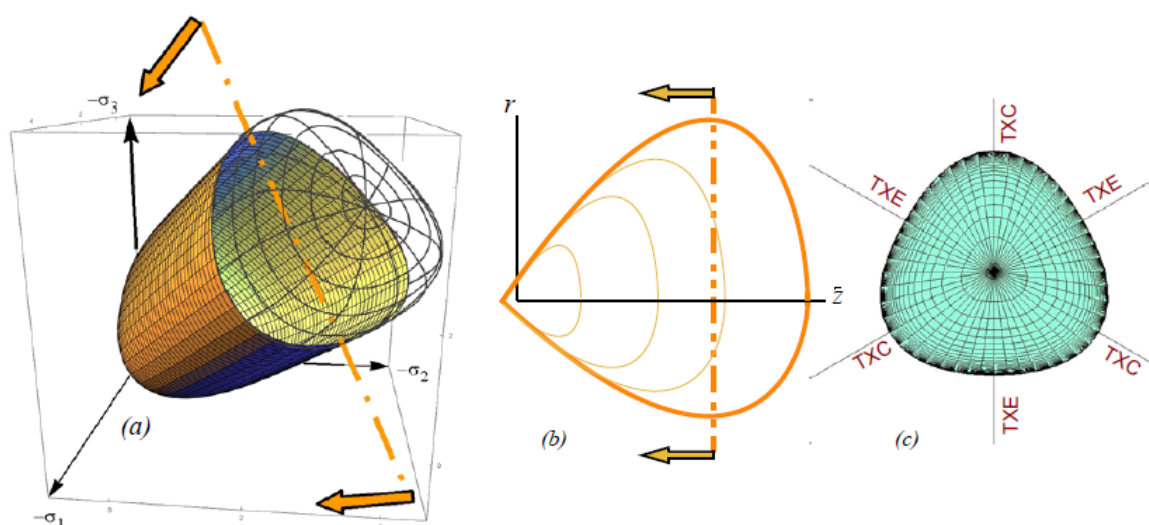


Figure E.1 : Surface de rupture de Geomodel (Fossum & Branon, 2004). (a) Vue tridimensionnelle dans l'espace de contrainte principale avec le « cap » ; (b) Vue dans le plan méridional utilisant les coordonnées cylindriques ; (c) Vue octaédrale avec TXC (compression triaxiale) et TXE (Extension triaxiale)

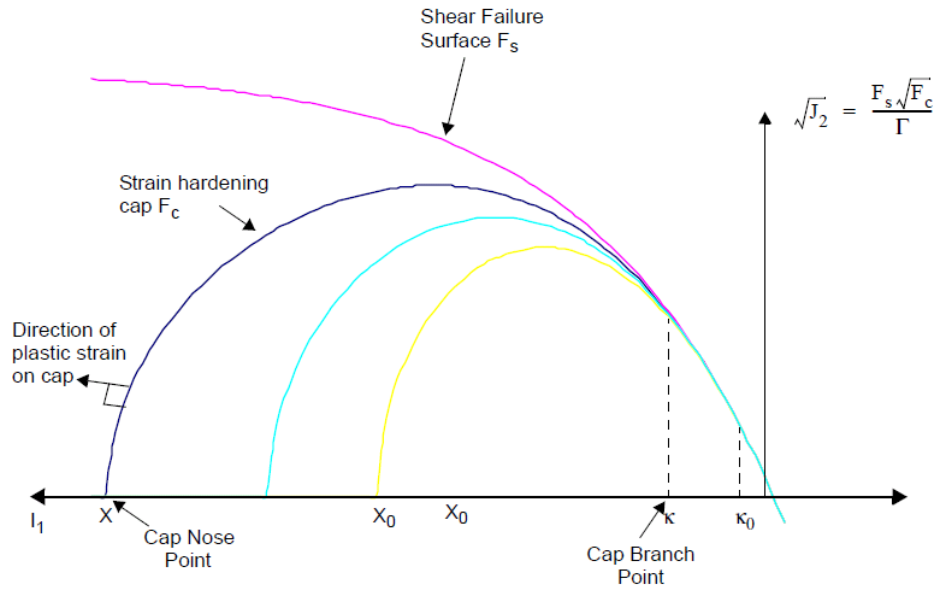


Figure E.2 : Geomodel composé de la fonction de surface de rupture par cisaillement (F_s) et la fonction du Cap (F_c)

La surface de rupture du Geomodel est illustrée dans les **Figure E.1** et **Figure E.2**. Ce modèle généralisé de plasticité permet de prendre en compte l'effet de deux mécanismes, porosité et micro-fissuration, par la fonction de rupture suivante :

$$f(\sigma, \alpha, \kappa) = J_2^\xi \Gamma^2 - [F_s(I_1) - N]^2 F_c(I_1, \kappa) \quad [\text{E. 1}]$$

où :

σ est le tenseur de contrainte

α est le tenseur de « deviatoric backstress »

κ est une variable interne déterminant la position de Cap

J_2^ξ est l'invariant seconde du tenseur de « shifted stress » $\xi = dev(\sigma) - \alpha$

N est la translation maximale de la surface de rupture si l'écroutissage est activé

Γ est la fonction de l'angle de Gudehus Lode qui dépend des invariants second et troisième du tenseur de contrainte déviateur (J_2, J_3) et le ratio TXE/TXC - (Ψ)

$F_s(I_1)$ est la fonction de surface de rupture (**Figure E.3**) qui s'exprime par :

$$F_s(I_1) = A_1 - A_3 e^{A_2 I_1} - A_4 I_1 \quad [\text{E. 2}]$$

avec A_1, A_2, A_3, A_4 sont les paramètres non-négatifs du matériau.

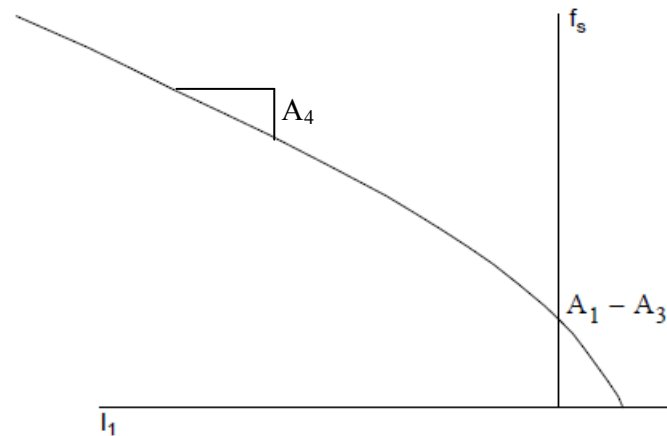


Figure E.3: Courbe enveloppe de la surface de rupture

$F_c(I_1, \kappa)$ est la fonction de Cap (**Figure E.4**) qui peut s'exprimer par les relations suivantes:

$$F_c(I_1, \kappa) = 1 \quad \text{Si } I_1 > \kappa \quad [\text{E. 3}]$$

$$F_c(I_1, \kappa) = 1 - \left(\frac{I_1 - \kappa}{X - \kappa} \right)^2 \quad \text{Si } I_1 \leq \kappa$$

avec $X(\kappa) = \kappa - RF_s(\kappa)$ où R est le paramètre d'excentricité de Cap et $F_s(\kappa)$ est la résistance au cisaillement lorsque $I_1 = \kappa$.

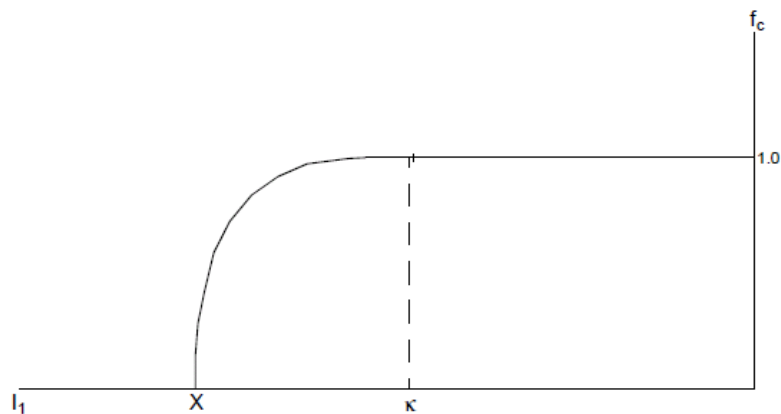


Figure E.4 : Courbe définissant la fonction de « Cap »

Par ailleurs, la déformation plastique volumétrique du matériau est déterminée de l'expression suivante :

$$\varepsilon_v^p = W \left[e^{D_1(X-X_0) - D_2(X-X_0)^2} - 1 \right] \quad [\text{E. 4}]$$

avec W, D_1, D_2, X_0 sont tous les paramètres constants du matériau qui sont liés à la porosité.

Pour le détail de définition de chaque paramètre en jeu dans le Geomodel, on peut se référer au rapport de laboratoire Sandia par Fossum & Branon (2004). Les limitations d'utilisation du Geomodel y sont aussi exposées. Il est important de noter que les paramètres définissant l'enveloppe de la surface de rupture sont déterminés à partir des essais triaxiaux.

E.2 Simplification au critère de rupture Mohr-Coulomb

Le critère général de plasticité de Mohr-Coulomb est basé sur trois paramètres du matériau : la cohésion (c), l'angle de frottement (φ), et l'angle de dilatance (ψ). La plasticité est atteinte dès que la contrainte tangentielle τ , a une facette dépasse la valeur τ_{max} :

$$\tau_{max} = \tan \varphi \sigma + c \quad [E.5]$$

où σ est la contrainte normale à la facette.

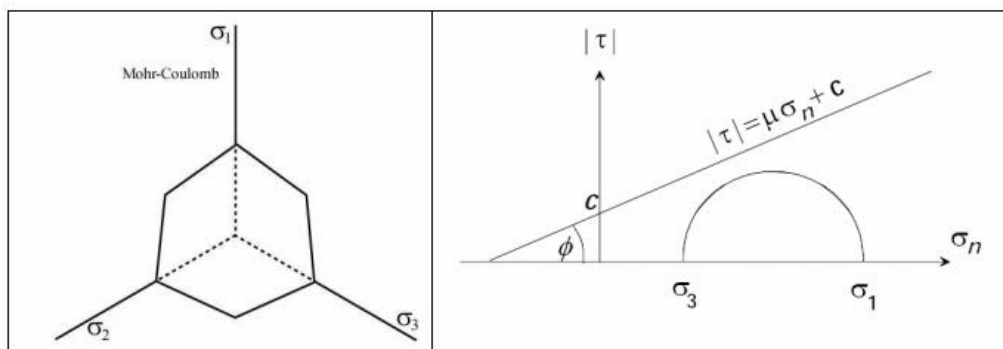


Figure E.5 : Représentation du critère Mohr-Coulomb dans le plan de contrainte principale (gauche) et dans le plan déviatorique (droite)

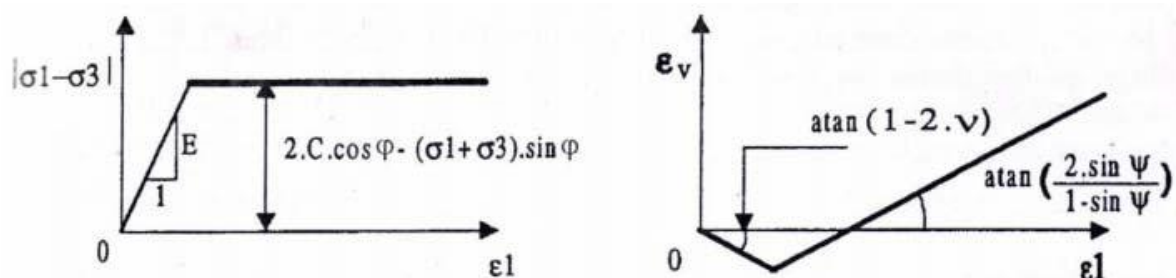


Figure E.6 : Lois de comportement elasto-plastique parfait de Mohr-Coulomb

La simplification du Geomodel au critère **Mohr-Coulomb linéaire non-associé** doit respecter les conditions suivantes :

- *Vis-à-vis de paramètres de surface de rupture avec le potentiel plastique non-associé (La fonction du potentiel plastique a la même forme que la fonction de la*

surface de rupture. Pour le potentiel plastique associé : $\psi = \varphi$; pour le potentiel plastique non-associé : $\psi \neq \varphi$) :

$$\text{Paramètres de surface de charge : } A_1 = \left(\frac{2\sqrt{3}}{3 - \sin \varphi} \right) c \cos \varphi \quad [\text{E. 6}]$$

$$A_2 = A_3 = 0 \quad [\text{E. 7}]$$

$$A_4 = \left(\frac{2\sqrt{3}}{3 - \sin \varphi} \right) \frac{\sin \varphi}{3} \quad [\text{E. 8}]$$

$$\text{Paramètres de potentiel plastique : } A_1^{PF} = \left(\frac{2\sqrt{3}}{3 - \sin \psi} \right) c \cos \psi \quad [\text{E. 9}]$$

$$A_4^{PF} = \left(\frac{2\sqrt{3}}{3 - \sin \psi} \right) \frac{\sin \psi}{3} \quad [\text{E. 10}]$$

– *Vis-à-vis de paramètres de fonction Cap :*

$$\text{Paramètres de surface de charge : } R = 0,001 \quad [\text{E. 11}]$$

$$\Psi = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \quad [\text{E. 12}]$$

$$\kappa_0 = -1e^{99} \quad [\text{E. 13}]$$

$$\text{Paramètres de potentiel plastique : } R^{PF} = 0,001 \quad [\text{E. 14}]$$

$$\Psi^{PF} = \frac{3 - \sin \psi}{3 + \sin \psi} \quad [\text{E. 15}]$$

$$\text{Paramètres de déformation plastique volumétrique : } W = D_1 = D_2 = 0 \quad [\text{E. 16}]$$

– *Vis-à-vis de paramètres d'écrouissage :*

$$H = N = 0 \quad [\text{E. 17}]$$

avec H : constant lié à l'écrouissage isotrope

En suivant les conditions ci-dessus, on obtiendra un comportement de plasticité respectant le critère Mohr-Coulomb linéaire non-associé.

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

NOM : HOR
(avec précision du nom de jeune fille, le cas échéant)

DATE de SOUTENANCE : 24 janvier 2012

Prénoms : Boramy

TITRE : Evaluation et Réduction des Conséquences des Mouvements de terrains sur le Bâti : Approches Expérimentale et Numérique

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre : 2012 ISAL 0003

Ecole doctorale : Mécanique Energétique Génie Civil Acoustique

Spécialité : Génie Civil - Géotechnique

RESUME :

L'instabilité des cavités souterraines (mines, carrières, tunnels,...) peut induire les mouvements de terrains d'amplitude suffisante pour endommager les bâtiments et les infrastructures en surface. Les méthodes traditionnelles, utilisées dans les pratiques d'ingénieur pour prévoir les déformations dans les structures, sont basées sur les caractéristiques des mouvements de terrain en condition de terrain vierge sans prendre en compte l'effet de la présence des structures en surface.

L'objectif de cette thèse est de prédire les déformations des ouvrages en tenant compte de l'influence de l'interaction sol-structure, d'une part ; et d'évaluer la performance d'une solution de protection (tranchée périphérique), d'autre part. Cela a été achevé par la réalisation d'études paramétriques utilisant deux approches complémentaires : une approche expérimentale à l'aide d'un modèle réduit physique 3D sous gravité normale et une modélisation numérique 3D par la méthode des éléments finis. En particulier l'effet d'un certain nombre de paramètres géométriques et mécaniques a pu être investigué dans l'étude de l'interaction sol-structure : la position de la structure par rapport à la cuvette d'affaissement, le poids de la structure et la raideur relative entre le sol et la structure. Concernant l'étude de l'efficacité de tranchées périphériques, l'effet de la position de la structure, de la position de la tranchée vis-à-vis de la structure et de la rigidité de la tranchée a été analysé.

Les résultats obtenus ont abouti à une meilleure compréhension du problème d'interaction sol-structure et ont montré l'importance de cet effet qui doit être pris en compte dans l'évaluation de la vulnérabilité du bâti. Le transfert des mouvements du sol à la structure est faible (moins de 2,5%), dans le cas modélisé : structure rigide et interface glissante. Les différents résultats ont permis par ailleurs de mettre en évidence l'efficacité de la tranchée périphérique pour réduire les sollicitations affectant les structures. La tranchée doit être remplie avec un matériau très déformable et surtout placée à une distance de l'ordre d'un mètre de la structure.

MOTS-CLES : mouvements de terrains ; interaction sol-structure ; tranchée périphérique ; modélisation physique 3D ; modélisation numérique 3D.

Laboratoire (s) de recherche : Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE)

Partenaire : Institut National de l'Environnement industriel et des RISques (INERIS)

Directeurs de thèse: Fabrice EMERIAULT ; Ali LIMAM

Président de jury : Luc THOREL

Composition du jury : Ahmed MEBARKI, Luc THOREL, Ali LIMAM, Fabrice EMERIAULT, Olivier DECK, Matthieu CAUDRON et Hafid BAROUDI (Invité)