HAL
open science

Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurence d'un fontis

Matthieu Caudron

To cite this version:

Matthieu Caudron. Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurence d'un fontis. Sciences de l'ingénieur [physics]. INSA de Lyon, 2007. Français. NNT : . tel-00145223v1

HAL Id: tel-00145223

https://theses.hal.science/tel-00145223v1

Submitted on 9 May 2007 (v1), last revised 10 May 2007 (v2)

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.

N° d'ordre : 2007 ISAL 0017 Année 2007

THESE

ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE LORS DE L'OCCURENCE D'UN FONTIS

présentée devant

L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

pour obtenir

LE GRADE DE DOCTEUR

ECOLE DOCTORALE : MEGA – Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique
Spécialité : Génie Civil - Géotechnique

PAR

Matthieu CAUDRON

DEA Génie Civil – INSA LYON

Soutenue le 28 mars 2007 devant la commission d'examen

Jury :

Jack-Pierre PIGUET	**Professeur des Universités**	**Rapporteur**
Isam SHAHROUR	**Professeur des Universités**	**Rapporteur**
Richard KASTNER	**Professeur des Universités**	**Directeur de Thèse**
Fabrice EMERIAULT	**Maître de Conférences**	**Examinateur**
Marwan AL HEIB	**Ingénieur de recherche**	**Examinateur**
Anne-Marie PRUNIER-LEPARMENTIER	**Docteur**	**Examinatrice**

Membre invité : RUAUX Nicolas

Cette thèse a été préparée au LGCIE-Géotechnique de l'INSA de Lyon

2006

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
	CHIMIE DE LYON Responsable : M. Denis SINOU Insa : R. GOURDON	Denis SINOU Université Claude Bernard Lyon 1 Lab Synthèse Asymétrique UMR UCB/CNRS 5622 Bât 308 2ème étage 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.44.81.83 Fax : 04 78 89 89 14 sinou@univ-lyon1.fr
E.E.A.	**ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE** M. Daniel BARBIER	M. Daniel BARBIER INSA DE LYON Laboratoire Physique de la Matière Bâtiment Blaise Pascal 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.64.43 Fax 04 72 43 60 82 Daniel.Barbier@insa-lyon.fr
E2M2	**EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION** **http://biomserv.univ-lyon1.fr/E2M2** M. Jean-Pierre FLANDROIS Insa : S. GRENIER	M. Jean-Pierre FLANDROIS UMR 5558 Biométrie et Biologie Evolutive Equipe Dynamique des Populations Bactériennes Faculté de Médecine Lyon-Sud Laboratoire de Bactériologie BP 1269600 OULLINS Tél : 04.78.86.31.50 Fax 04 72 43 13 88 E2m2∂biomserv.univ-lyon1.fr
EDIIS	**INFORMATIQUE ET INFORMATION POUR LA SOCIETE** http://www.insa-lyon.fr/ediis M. Lionel BRUNIE	M. Lionel BRUNIE INSA DE LYON EDIIS Bâtiment Blaise Pascal 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.60.55 Fax 04 72 43 60 71 ediis@insa-lyon.fr
EDISS	**INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE** http://www.ibcp.fr/ediss M. Alain Jean COZZONE Insa : M. LAGARDE	**M. Alain Jean COZZONE** **IBCP (UCBL1)** 7 passage du Vercors 69367 LYON Cedex 07 Tél : 04.72.72.26.75 Fax : 04 72 72 26 01 cozzone@ibcp.fr
	MATERIAUX DE LYON http://www.ec-lyon.fr/sites/edml M. Jacques JOSEPH Insa : J. M. PELLETIER	M. Jacques JOSEPH Ecole Centrale de Lyon Bât F7 Lab. Sciences et Techniques des Matériaux et des Surfaces 36 Avenue Guy de Collongue BP 163 69131 ECULLY Cedex Tél : 04.72.18.62.51 Fax 04 72 18 60 90 Jacques.Joseph@ec-lyon.fr
Math IF	**MATHEMATIQUES ET INFORMATIQUE FONDAMENTALE** http://www.ens-lyon.fr/MathIS M. Franck WAGNER Insa : G. BAYADA	M. Franck WAGNER Université Claude Bernard Lyon1 Institut Girard Desargues UMR 5028 MATHEMATIQUES Bâtiment Doyen Jean Braconnier Bureau 101 Bis, 1er étage 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.27.86 Fax : 04 72 43 16 87 Franck.wagner@univ-lyon1.fr
MEGA	**MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE** http://www.lmfa.ec-lyon.fr/autres/MEGA/index.html M. François SIDOROFF Insa : G. DALMAZ	M. François SIDOROFF Ecole Centrale de Lyon Lab. Tribologie et Dynamique des Systêmes Bât G8 36 avenue Guy de Collongue BP 163 69131 ECULLY Cedex Tél :04.72.18.62.14 Fax : 04 72 18 65 37 Francois.Sidoroff@ec-lyon.fr
SSED	**SCIENCES DES SOCIETES, DE L'ENVIRONNEMENT ET DU DROIT** Mme Claude-Isabelle BRELOT Insa : J.Y. TOUSSAINT	Mme Claude-Isabelle BRELOT Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Fax : 04.37.28.04.48 Claude-isabelle.brelot@univ-lyon2.fr

A Stéphanie, ma femme,
Source constante d'amour et d'encouragement.

Remerciements

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein de l'Unité de Recherche en Génie Civil, équipe Géotechnique de l'INSA de Lyon en partenariat avec la Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol de l'Institut National de l'Environnement industriel et des RISques.

Je tiens à exprimer mon plus grand respect et ma gratitude à MM. Emeriault et Al Heib, pour m'avoir soutenu et orienté dans l'accomplissement de ce travail. Sans eux, ce travail de thèse ne serait pas ce qu'il est.

Je remercie particulièrement Monsieur le Professeur R. Kastner pour m'avoir fait l'honneur d'être mon directeur de thèse et m'avoir accueilli au sein de l'équipe Géotechnique.

Que MM. les Professeurs I. Shahrour, de Polytech'Lille, et J-P. Piguet, de l'école des Mines de Nancy, reçoivent l'expression de ma profonde reconnaissance pour avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail.

Je remercie tous ceux qui ont apporté leur concours à ce travail :

Monsieur Kazmierczak, Responsable de l'unité RNOS.

Monsieur Didier, Directeur-adjoint à la Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol.

Monsieur Ghoreychi, Directeur de la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol.

Monsieur Limam, Maître de Conférence à l'URGC.

Monsieur Louis-Sidney, technicien de l'URGC.

Monsieur Vinet, Professeur associé et géologue de l'URGC.

Monsieur Mathieu, Maître de Conférence à l'URGC.

Je ne saurais oublier tous les collègues, chercheurs et doctorants du laboratoire URGC de l'INSA de Lyon, et plus particulièrement ceux de l'équipe géotechnique : S.Eclaircy-Caudron, J. Buco, O. Jenck, J. Zghondi, M. Nunez, Y. Hejazi, C. Pothier, D. Dias, V. Norotte, Y. Bourdeau, V. Boiron et A. Abdolahzadeh, pour leur soutien ou tout simplement leur compagnie pendant ces trois années de projet et qui contribuent ainsi à rendre cette expérience riche de rencontres et d'émotions.

Ma reconnaissance va au personnel de la Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol pour leur sympathie et leur accueil chaleureux à l'occasion de chacune de mes visites à Nancy comme à Verneuil-en-Halatte.

Que soient associés à ces remerciements ma femme, mes parents et ma famille, sans qui je ne serais pas ce que je suis.

Que chacun trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

Table des matières

Notations **xxiii**

Lexique **xxvii**

Introduction Générale **3**

1 Le phénomène de fontis **7**
1.1 Description du phénomène 9
1.2 Répartition géographique 10
1.3 L'interaction sol-structure 14
1.3.1 Etude de la stabilité des cavités 14
1.3.1.1 Les approches empiriques 14
1.3.1.2 Les approches analytiques 15
1.3.1.3 Les méthodes numériques 18
1.3.1.4 Synthèse 26
1.3.2 Les mouvements de sol en surface 26
1.3.2.1 Les approches empiriques ou analytiques 26
1.3.2.2 La modélisation numérique 30
1.3.3 Comportement des bâtiments 31
1.3.3.1 Comportement vis à vis de la déformation horizontale du terrain 31
1.3.3.2 Comportement vis à vis de la pente du terrain 33
1.3.3.3 Comportement d'ensemble 36
1.3.3.4 Exemple de prise en compte de l'interaction sol–structure 37
1.4 Cas d'étude 39

I La Modélisation Physique **41**

2 Le modèle physique bidimensionnel **45**
2.1 Etude bibliographique 47
2.1.1 Les règles de similitudes 47
2.1.2 Modèles physiques de fontis 50
2.2 Mise au point du modèle réduit inspiré du fontis de Malakoff 52
2.2.1 Simplification du cas réel 52
2.2.2 Les facteurs d'échelle 53
2.3 Le matériau sol analogique 55

2.3.1 Présentation du matériau de Schneebeli 55
2.3.1.1 Rhéologie du sol analogique purement frottant 55
2.3.1.2 Mise en place et variabilité 59
2.3.2 Caractérisation 59
2.3.2.1 Présentation de l'appareillage 60
2.3.2.2 Obtention du champ de déplacement par imagerie numérique 61
2.3.2.3 Précision de la corrélation d'images 62
2.3.2.4 Résultats de la nouvelle caractérisation du matériau de Schneebeli 65
2.4 Introduction de la cohésion 69
2.4.1 Recherche de la dilution optimale de la colle 69
2.4.2 Caractérisation complète du matériau 69
2.4.2.1 Protocole utilisé 69
2.4.2.2 Solution de colle à $C/4$ 70
2.4.2.3 Solution de colle $C/8$ 74
2.4.2.4 Commentaires 77
2.5 Conception d'un bâti expérimental 79
2.5.1 Critères de choix d'une solution technique pour le bâti expérimental 79
2.5.2 Solution retenue 79
2.5.3 Instrumentation de l'essai 81
2.5.3.1 Suivi des déformations du sol par imagerie numérique . 81
2.5.3.2 Suivi des reports de charge du sol sur les cales amovibles 81
2.5.3.3 Instrumentation supplémentaire pour les essais en présence d'une structure 82

3 Modélisation de la remontée de fontis en terrain vierge 83
3.1 Présentation des différentes étapes nécessaires à la réalisation d'un essai . 85
3.1.1 Préparation d'un essai 85
3.1.2 Procédure de réalisation d'un essai 87
3.2 La première configuration de test 89
3.2.1 Premier essai 89
3.2.2 Deuxième essai 94
3.2.3 Troisième essai 94
3.2.4 Comparaison des résultats 96
3.2.4.1 Cuvette d'affaissement 97
3.2.4.2 Volumes mobilisés et foisonnement 98
3.2.4.3 Déplacements horizontaux 100
3.2.4.4 Reports de charge sur les cales mobiles 101
3.3 Seconde campagne d'essais 105
3.3.1 Instrumentation complémentaire – la caméra rapide 105
3.3.2 L'essai n°4 105
3.3.3 L'essai n°5 108
3.3.4 L'essai n°6 110
3.3.5 L'essai n°7 112
3.3.6 L'essai n°8 114

3.3.7 L'essai n°9 117
3.4 Exploitation des résultats – Approche théorique 119
3.4.1 Le comportement du massif de sol 119
3.4.2 Les volumes en jeu 124
3.4.3 La cuvette d'affaissement 125
3.4.4 Les déplacements horizontaux 128
3.4.5 Pente et déformation horizontale 130

4 Modélisation de la remontée de fontis en présence d'un bâtiment 135
4.1 Mise au point de la maquette de bâtiment 137
4.1.1 Rappel des lois de similitude 137
4.1.2 Objectifs de la maquette de structure 138
4.1.3 Proposition de solutions 140
4.1.3.1 Jeux de conditions aux limites retenus 140
4.1.3.2 Matériau et modélisation sous CESAR 141
4.1.3.3 Le chargement 142
4.1.3.4 Les fondations 143
4.1.4 Tests et caractérisation 145
4.2 Instrumentation de la structure 147
4.2.1 Objectifs 147
4.2.2 Suivi des déplacements des semelles 147
4.2.3 Suivi des déformations 147
4.2.4 Test 147
4.3 Interaction sol–structure : premier essai 150
4.3.1 Présentation 150
4.3.2 Déroulement et Résultats 152
4.3.3 Déplacements avant rupture 153
4.3.4 Cuvette d'affaissement lors de la rupture 154
4.3.5 Les jauges de déformation 157
4.3.6 Comparaison avec les résultats de l'essai en terrain vierge 158
4.3.6.1 Grands déplacements 158
4.3.6.2 Petits déplacements (avant la rupture) 160
4.3.6.3 Les déplacements et les déformations horizontaux . . . 160
4.4 Seconde campagne : 4 essais identiques 163
4.4.1 L'essai n°13 163
4.4.2 L'essai n°14 167
4.5 Exploitation des résultats 171
4.5.1 Volumes en jeu 171
4.5.2 Cuvettes et déplacements en surface 172
4.5.2.1 En petits déplacements–pré-rupture 172
4.5.2.2 Etat post-rupture 174
4.5.3 Pente et déformation 177
4.5.4 Comportement de la structure 178
4.5.5 Comportement du massif de sol 180
4.5.6 Signes précurseurs 181

4.6 Comparaison et analyses vis à vis du comportement en condition de terrain vierge . . . 182
4.6.1 Volumes de sol et cuvettes d'affaissement . . . 183
4.6.2 Mouvements et déformations du sol en surface . . . 184
4.6.3 Comportement de la structure . . . 185

II La Modélisation Numérique 193

5 Le modèle numérique 197
5.1 Objectifs recherchés et choix d'une approche . . . 199
5.2 Présentation de PFC^{2D} . . . 199
5.2.1 Lois de mouvements . . . 200
5.2.2 Lois de contact . . . 201
5.2.2.1 Lois raideur–effort . . . 201
5.2.2.2 Modèle de glissement . . . 203
5.2.2.3 Modèles de liaisonnement . . . 203
5.2.3 Conditions de convergence . . . 204
5.2.3.1 Pas de temps critique . . . 204
5.2.3.2 Amortissement non-visqueux . . . 204
5.2.3.3 Conditions d'utilisation . . . 205
5.3 Choix d'une modélisation couplée . . . 206
5.4 Présentation du couplage . . . 206
5.4.1 Présentation de FLAC . . . 206
5.4.1.1 Schéma de résolution explicite . . . 207
5.4.1.2 Maillage en différences finies . . . 208
5.4.2 Présentation du schéma de base du couplage . . . 209
5.4.3 Mise en place du couplage . . . 212
5.4.4 Présentation du modèle couplé FLAC–PFC . . . 212
5.5 Améliorations des procédures de couplage . . . 214
5.5.1 Reconnaissance automatique de l'apparition de nouveaux contacts 214
5.5.2 Modification en cours de calcul de la géométrie des éléments frontières pour la création de la cavité . . . 215
5.5.3 Modélisation de la structure . . . 217

6 Calage des paramètres sous PFC 221
6.1 Etude bibliographique – Présentation des différents micro-paramètres . . 223
6.1.1 Génération de l'échantillon . . . 223
6.1.2 Diamètre et masse volumique . . . 224
6.1.3 Raideur normale et tangentielle des particules . . . 224
6.1.4 Angle de frottement et cohésion . . . 226
6.1.4.1 Cas d'un matériau purement frottant . . . 226
6.1.4.2 Cas d'un matériau frottant-cohérent . . . 227
6.2 Calage pour le matériau pulvérulent . . . 228
6.3 Calage pour le matériau cohérent . . . 232

7 Résultats de l'approche numérique **237**
7.1 Présentation de la géométrie et des caractéristiques du modèle 239
7.2 Les simulations en terrain vierge 242
7.2.1 Génération de l'état initial du modèle couplé 242
7.2.2 Simulations des essais n°3–9 242
7.2.3 Exploitations des résultats 249
7.2.3.1 Volumes et rupture 249
7.2.3.2 Déplacements en surface 250
7.2.3.3 Pente et déformation horizontale 254
7.2.3.4 Report des charges 256
7.3 Cas de l'interaction sol-structure 257
7.3.1 Génération de l'état initial avec la structure en surface 257
7.3.2 Simulation des essais n°13–14 257
7.3.3 Exploitation des résultats 259
7.3.3.1 Volumes et cinématique de rupture 259
7.3.3.2 Déplacements en surface 261
7.3.3.3 Pente et déformation horizontale 264
7.3.3.4 Report des charges 266
7.4 Déformations et efforts dans la structure 268
7.4.1 Objectifs 268
7.4.2 Méthode utilisée et valeurs retenues pour les déplacements des semelles 268
7.4.2.1 La méthode 268
7.4.2.2 Déplacements des semelles pour les essais expérimentaux en terrain vierge 269
7.4.2.3 Déformations des jauges pour les essais expérimentaux en présence de la structure 270
7.4.2.4 Déplacements des semelles pour les simulations numériques en terrain vierge 270
7.4.2.5 Déformations pour les simulations numériques en présence de la structure 271
7.4.3 Résultats 271
7.4.3.1 Influence de l'interaction sol-structure dans la modèlisation numérique 271
7.4.3.2 Rappel des conclusions obtenues sur l'influence de l'interaction sol-structure dans le modèle expérimental . . 273
7.4.3.3 Validité de la modélisation numérique 273
7.4.3.3.1 En terrain vierge 274
7.4.3.3.2 En présence de la structure 275

III Application sur un cas réel **279**

8 Application au fontis de L'Hautil **281**
8.1 Présentation du contexte 283
8.2 Présentation de la modélisation numérique 283

8.2.1 Données disponibles 283
8.2.1.1 La géologie du site 284
8.2.1.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux 285
8.2.1.3 Les méthodes d'exploitation du gypse 287
8.2.1.4 Mécanisme de dégradation engendrant des effondrements localisés. 287
8.2.2 Définition du modèle et de ses objectifs 288
8.2.2.1 Objectifs 288
8.2.2.2 Définition de la géométrie 289
8.3 Analyse des résultats 293

Conclusion Générale **301**

IV ANNEXES **313**

A Introduction de cohésion dans le matériau de Schneebeli **315**
A.1 Procole et mise en œuvre 316
A.1.1 Dosage de la solution de colle 316
A.1.2 Fabrication des éprouvettes 316
A.1.3 Campagne d'essais biaxiaux 317
A.1.3.1 Colle diluée à la concentration $C/2$ 318
A.1.3.2 Colle diluée à la concentration $C/4$ 319
A.1.3.3 Colle diluée à la concentration $C/8$ 320

B Utilisation de la caméra rapide **321**

C Démarche complète pour l'étude de solutions de maquette de structure **325**
C.1 Jeux de conditions aux limites retenus 325
C.2 Modélisation sous CESAR-LCPC 326
C.3 Choix techniques 327
C.3.1 Les matériaux 327
C.3.2 Le chargement 330
C.3.3 Les fondations 331
C.4 Tests et caractérisation 332
C.5 Instrumentation de la structure 333
C.5.1 Objectifs 333
C.5.2 Instrumentation utilisée 334
C.5.2.1 Les déplacements 334
C.5.2.2 Les déformations 334

Table des figures

1 Programme de recherche 5
2 Modèle physique et modèle numérique utilisé 6

1.1 Différentes étapes de formation d'un fontis par instabilité du bas toit pour un recouvrement de 8 m (LCPC-INERIS 2002) 10
1.2 Développement d'un fontis par ruine d'un pilier pour un recouvrement d'une vingtaine de mètres(LCPC-INERIS 2002) 10
1.3 Répartition en France des différentes zones d'activités minières (Abbass-Fayad 2004). 11
1.4 Coupe géologique d'un flanc de colline (Paris) et de ses activités extractrices (Abbass-Fayad 2004). 11
1.5 Carte de l'aléa lié aux cavités souterraines en France (d'après un document BRGM de 1994) 13
1.6 Coupe schématique d'une carrière de calcaire du bassin parisien (Vachat 1982) 16
1.7 Schéma de principe d'une modélisation par plaques ou poutres (LCPC-INERIS 2002) 17
1.8 Géométrie simulée, les chutes par plastification et fracturation induite (Abbass-Fayad 2004) 18
1.9 Formation d'une cloche de fontis obtenue par Didier et al. (2003) pour un recouvrement fracturé, l'épaisseur du recouvrement variant de 30 à 80 m. 23
1.10 Plastification obtenue par Didier et al. (2003) pour le recouvrement stratifié non-fracturé, l'épaisseur du recouvrement variant de 30 à 80 m. . . . 24
1.11 Massif de marbre modélisé et le réseau de fractures considérées (Asof 1991) 25
1.12 Schéma de principe de l'approche empirique de Peck (1969) 28
1.13 Allure générale des déplacements et déformations par l'approche de Peck 29
1.14 Coupe géométrique utilisée pour l'étude paramètrique (Deck 2002) 30
1.15 Caractérisation des dégâts résultant des mouvements en surface 32
1.16 Comportements possibles d'un bâtiment vis_à_vis de la déformation horizontale des terrains (Kratzsch 1983 tiré de Deck 2002) 33
1.17 Basculement et ruine d'un bâtiment dû à un fontis 34
1.18 Redistribution des contraintes lors de l'inclinaison d'un bâtiment (crédit CSTB) 34
1.19 Modification des efforts dans les éléments porteurs avec l'inclinaison d'un bâtiment (crédit CSTB) 35
1.20 Mise en butée du sol et rupture d'une fondation par flexion dans Deck (2002) 35

1.21 Modélisation utilisée par Liu (1997) 37
1.22 Cuvettes d'affaissement (Houlsby et al. 1999) 37
1.23 Répartition de la fissuration sur la façade avant (Houlsby et al. 1999) pour la simulation non-couplée à deux temps différents 38
1.24 Répartition de la fissuration sur les deux façades principales (Houlsby et al. 1999) pour la simulation couplée au même instant 38
1.25 Coupe géologique de la cavité et de son recouvrement 39
1.26 Simulation d'un fontis sous PFC^{2D} (Caudron 2003) 40

2.1 Modèle réduit bidimensionnel du Virginia Polytechnic Institute and State University (Dyne 1998) 51
2.2 Modèle réduit tridimensionnel envisagé par Boumalla (2005) 52
2.3 Coupe schématique de la cavité et de son recouvrement utilisé 53
2.4 Aperçu des rouleaux de Schneebeli 55
2.5 Essais biaxiaux sur le sol analogique sous différentes valeurs de confinement (Kastner 1982). 56
2.6 Appareillage pour l'essai biaxial de Dolzhenko (2002). 57
2.7 Résultats des essais biaxiaux de Dolzhenko (2002). 57
2.8 Chemin de contraintes dans le plan $S - T$ (Dolzhenko 2002) 58
2.9 Résultat d'un essai œdométrique (Dolzhenko 2002). 58
2.10 Photo de l'appareillage utilisé pour les essais biaxiaux. 60
2.11 Schéma de principe pour la corrélation d'images (Mguil-Touchal et al. 1996) 61
2.12 Courbes déviatoriques pour le matériau de Schneebeli 65
2.13 Maximum de résistance dans le plan déviatorique $S - T$ 66
2.14 Maxima de contraintes dans le plan S–T avec les incertitudes. 67
2.15 Déformations volumiques de l'essai à 41 kPa 68
2.16 Modules de raideur initiale en fonction du confinement 68
2.17 Synthèse des essais biaxiaux à C/4 71
2.18 Exploitation des essais biaxiaux à $C/4$ 71
2.19 Modules d'Young pour les douze essais du matériau à $C/4$ 72
2.20 Evolution du module de raideur avec la pression de confinement 73
2.21 Déformations volumiques pour deux essais avec des échantillons à $C/4$. 73
2.22 Courbes contraintes–déformation pour le matériau à $C/8$ et différentes valeurs de confinement 74
2.23 Exploitation des essais biaxiaux à $C/8$ 75
2.24 Evolution du module de raideur initiale en fonction de la pression de confinement - Matériau $C/8$ 76
2.25 Déformation volumique pour deux essais avec le matériau à $C/8$ 76
2.26 Module de raideur en fonction du confinement pour les deux concentrations de colle 77
2.27 Vue de principe de l'appareillage permettant la création de la cavité . . . 80
2.28 Dispositif de création de la cavité 80

3.1 Vue du bâti expérimental en phase initiale de préparation 85
3.2 Etat obtenu lorsque le mécanisme de création de la cavité est protégé par les films plastiques 86

3.3 Bâti expérimental obtenu. Début de la phase de séchage. 86
3.4 Vue générale du banc expérimental et de l'appareillage utilisé. 87
3.5 Numérotation des cales de l'appareillage 88
3.6 Deux cas de figure lors de la création de la cavité 88
3.7 Photos prises lors de la dégradation du banc raide par injection d'eau . . . 89
3.8 Fragilisation et rupture en deux phases du toit de la cavité 90
3.9 Illustration du maillage superposé à un cliché de l'essai 91
3.10 Déplacement du sol en surface du massif avant la rupture 92
3.11 Cuvettes d'affaissement pour les deux étapes de rupture 92
3.12 Isovaleurs des déplacements dans le massif de sol entre le phénomène de sablier et la rupture finale de la cavité 93
3.13 Déplacements horizontaux obtenus en surface pour les deux étapes de rupture de l'essai 1 93
3.14 Deux phases de rupture pour l'essai 2 94
3.15 Cuvette d'affaissement obtenue lors de la rupture de l'essai 2 95
3.16 Configuration initiale du massif de sol avec un recouvrement de 300 mm . 95
3.17 Rupture purement mécanique du banc raide durant l'essai 3 96
3.18 Cuvette d'affaissement obtenue pour l'essai 3 96
3.19 Cuvettes d'affaissement pour les essais n°1, 2 et 3 97
3.20 Schéma de principe des hypothèses permettant le calcul du foisonnement 99
3.21 Déplacements horizontaux pour les essais n°1, 2 et 3 100
3.22 Courbe schématique des déplacements horizontaux en surface 101
3.23 Evolution des efforts dans les cales mobiles au cours de la création de la cavité 102
3.24 Evolution de la somme des efforts repris par les cales mobiles pour l'essai 3 103
3.25 Evolution au cours du temps du report de charge - Exemple de l'étape 4 de l'essai 3 103
3.26 Déplacements en surface pour l'essai 4 106
3.27 Déplacements horizontaux pour l'essai 4 107
3.28 Evolution des efforts sur les cales mobiles durant l'essai n°4 107
3.29 Déplacements en surface pour l'essai n°5 108
3.30 Déplacements horizontaux pour l'essai 5 109
3.31 Evolution des efforts sur les cales mobiles durant l'essai n°5 109
3.32 Cuvettes d'affaissement obtenues pour les différentes phases de l'essai 6 . 110
3.33 Déplacements horizontaux en surface pour l'essai 6 111
3.34 Déplacement en surface lors de la rupture pour l'essai 7 112
3.35 Déplacements horizontaux pour l'essai 7 113
3.36 Reports de charges mesurés par les capteurs de force pour l'essai 7 113
3.37 Cuvette d'affaissement lors de la rupture pour l'essai 8 114
3.38 Comparaison des cuvettes obtenues par corrélation d'images et par lecture directe sur les photos pour l'essai 8 115
3.39 Déplacements horizontaux pour l'essai 8 115
3.40 Report de charges sur les cales mobiles pour l'essai 8 116
3.41 Cuvette d'affaissement lors de la rupture pour l'essai 9 117
3.42 Déplacements horizontaux pour l'essai 9 118
3.43 Evolution des reports de charge sur les cales mobiles pour l'essai 9 118

3.44 Captures de la caméra rapide pour l'essai 7 avec injections d'eau 119
3.45 Captures de la caméra rapide pour l'essai 8 sans eau 120
3.46 Captures de la caméra rapide pour l'essai 9 avec injections d'eau 120
3.47 Evolution des reports de charges pour les essais 3, 4, 5, 7, 8 et 9 121
3.48 Evolution théorique des reports de charge sur les cales 122
3.49 Déplacement en surface du point situé sur l'axe de la cavité lors de la création de celle-ci 123
3.50 Nuage de points et cuvette d'affaissement de l'individu moyen 127
3.51 Déplacement horizontal de l'individu moyen et nuage de points expérimentaux 129
3.52 Evolution de la pente le long de la cuvette 130
3.53 Evolution de la déformation horizontale le long de la cuvette 131

4.1 Coupe schématique du bâtiment de référence 138
4.2 Les trois configurations de base pour les vérifications des niveaux de contraintes. 140
4.3 Schéma de principe pour la conception de la maquette de structure 142
4.4 Détail d'un bloc de métal pesant 3,6 N utilisé pour le chargement de la structure (vue de dessous) 143
4.5 Positionnement des poids pour le chargement de la structure 144
4.6 Positionnement de la structure mise en place sur le banc de test 145
4.7 Comparaison des déplacements théoriques et expérimentaux de la semelle libre au cours du chargement-déchargement de la structure 146
4.8 Positionnement des neuf jauges de déformations 148
4.9 Déplacement vertical des deux semelles libres lors du test de l'instrumentation 148
4.10 Déformations dans les jauges lors du test de l'instrumentation 149
4.11 Positionnement horizontal de la structure par rapport à la cavité (configuration pour les essais n°11 à 14) 150
4.12 Photo de l'état initial du banc expérimental 151
4.13 Photos des principales étapes du déroulement de l'essai 10 152
4.14 Affaissement en surface avant la rupture 153
4.15 Déplacements verticaux des semelles avant la rupture - capteurs de déplacement 153
4.16 Cuvette d'affaissement post-rupture - Essai 10 155
4.17 Déplacements horizontaux en surface lors de la rupture – Essai 10 (comparaison avec l'essai en terrain vierge n°2) 156
4.18 Evolution des mesures des jauges de déformation – Essai 10 157
4.19 Evolution des déformations au sein de la structure avant la rupture – Essai 10 (NB : la précision est de 7 μdef) 158
4.20 Comparaison des cuvettes d'affaissement – Essai 1 et 10 159
4.21 Affaissement en surface avant la rupture – Essai 10 160
4.22 Comparaison des déplacements horizontaux pour les essais 1 et 10 et l'approche empirique 161
4.23 Comparaison des déformations de l'essai 10 avec l'approche empirique . 162
4.24 Affaissements en surface avant la rupture - essai 13 163

4.25 Cuvette d'affaissement lors de la rupture - essai 13 164
4.26 Déplacements horizontaux pour l'essai 13 165
4.27 Déplacements verticaux des semelles par les capteurs LVDT avant la rupture - Essai 13 166
4.28 Reports de charges durant la création de la cavité - Essai 13 166
4.29 Déplacements en surface avant la rupture - Essai 14 167
4.30 Cuvette d'affaissement post-rupture - Essai 14 167
4.31 Déplacements horizontaux en surface - Essai 14 168
4.32 Déplacements verticaux des semelles avant la rupture par les capteurs LVDT - Essai 14 170
4.33 Déplacements verticaux des semelles par les capteurs LVDT - Essai 14 . . 170
4.34 Reports de charges durant la création de la cavité - Essai 14 170
4.35 Déplacements verticaux en surface avant la rupture – Essai 13 et 14 . . . 173
4.36 Cuvettes d'affaissement post-rupture 174
4.37 Comparaison des cuvettes d'affaissement obtenues par l'imagerie numérique et par la lecture directe sur le cliché pour l'essai n°13 175
4.38 Comparaison de la cuvette d'affaissement pour les essais n°13 et 14 . . . 176
4.39 Déplacements horizontaux en surface – Essai 13 et 14 176
4.40 Evolution de la pente en surface – Essai 13 et 14 177
4.41 Déformations horizontales en surface – Essai 13 et 14 178
4.42 Reports de charges sur les cales mobiles lors de la création de la cavité – Essai 11 à 14 180
4.43 Cinématique de rupture de la cavité – essai n°13 180
4.44 Cinématique de rupture de la cavité – essai n°14 181
4.45 Déplacements des semelles par les capteurs LVDT avant la rupture 181
4.46 Comparaison des cuvettes d'affaissement Greenfield et ISS 183
4.47 Comparaison des déplacements horizontaux 184
4.48 Evolution de la pente et de la déformation horizontale le long de la surface 185
4.49 Schema de principe pour l'incertitude sur la rotation des semelles 187
4.50 Comparaison des déformations calculées par CESAR et mesurées lors de l'essai 14 188
4.51 Fuseau de déformations obtenus pour la structure sous les déplacements obtenus pour l'essai expérimental en condition de terrain vierge 189
4.52 Positionnement des jauges de déformations 190

5.1 Cycle de base de l'algorithme utilisé par PFC (extrait de Itasca (2005b)) . 201
5.2 Modèle de contact linéaire 202
5.3 Schéma des deux types de liaisonnement (Potyondy & Cundall 2004) . . 204
5.4 Utilisation de clump pour créer des macro-particules de forme arbitraire (ici des ellipsoïdes) par Claquin (2003) 205
5.5 Séquence de calcul générale (extrait de Itasca (2005a)) 207
5.6 Schéma de discrétisation mixte dans FLAC (extrait de Itasca (2005a)) . . 208
5.7 Schéma des transmissions d'informations entre FLAC et PFC 209
5.8 Présentation schématique de la réalisation d'un cycle de calcul couplé . . 210
5.9 Captures FLAC et PFC du cas d'exemple du couplage (extrait de Potyondy (2003)) 211

5.10 Coupe schématique des zones modélisées par FLAC et PFC et situation des éléments frontières 213
5.11 Schéma de la démarche retenue pour le calcul de n_{max} 214
5.12 Changement de géométrie des éléments frontières et particules asservies . 216
5.13 Schéma du positionnement de la structure avec la semelle droite à la verticale du centre de la cavité 218
5.14 Illustration de l'enrobage des fondations de la structure par des éléments de maillage FLAC 218
5.15 Solution retenue pour l'enrobage des semelles de la structure 219

6.1 Evolution du coefficient de Poisson en fonction du ratio ρ_k (Chareyre 2003) 225
6.2 Evolution du frottement macroscopique en fonction du coefficient de frottement μ_s et de la porosité initiale (Chareyre 2003) 226
6.3 Courbe contrainte–déformation pour le premier essai biaxial sous PFC . . 229
6.4 Variation de la porosité initiale en fonction de l'angle de frottement interne utilisé pour la création de l'éprouvette 229
6.5 Essais biaxiaux comparatifs entre le sol analogique expérimental et la simulation numérique (une seule courbe de déformation volumique est tracée pour les essais expérimentaux, le comportement n'étant quasiment pas influencé par le confinement.) 230
6.6 Résultats pour les essais expérimentaux et le modèle PFC après calage - plan déviatorique S–T avec $S = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ et $T = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ 231
6.7 Résultats dans le plan de contraintes S–T de deux séries d'essais sur le matériau purement cohérent 233
6.8 Courbes contraintes–déformations pour le matériau cohérent 235
6.9 Comportement volumique simulé du matériau cohérent 235

7.1 Coupe schématique du modèle réduit physique utilisé 239
7.2 Schémas de principe pour la modélisation couplée 240
7.3 Assemblage des parties FLAC et PFC de la modélisation couplée en présence de la structure 241
7.4 Rupture et état final pour les simulations n°1 à 3 243
7.5 Rupture et état final pour les simulations n°4 et 5 244
7.6 Cuvettes d'affaissement pour les cinq simulations 245
7.7 Déplacements horizontaux en surface pour les cinq simulations 245
7.8 Report de charge pour les cinq simulations 247
7.9 Evolution du réseau de forces de contact lors de la création de la cavité pour la simulation n°5 248
7.10 Comparaison des déplacements verticaux obtenus pour les essais expérimentaux et les simulations n°3 à 9 250
7.11 Calage de deux courbes d'affaissement sur les résultats des simulations numériques 251
7.12 Comparaison des déplacements horizontaux pour les deux modélisations . 252
7.13 Schéma de principe pour le calcul glissant de la pente à partir des particules PFC 254
7.14 Evolution de la pente en surface pour les cinq simulations 255
7.15 Evolution de la déformation horizontale en surface pour les cinq simulations 255

7.16 Deux exemples de report de charge 257
7.17 Etat final du modèle couplé avec la structure (état post-rupture pour la simulation n°2) 258
7.18 Cinématique de rupture des deux simulations 259
7.19 Evolution des reports de charge au cours de la création de la cavité pour la première simulation 260
7.20 Déplacements verticaux en surface obtenus en présence de la structure . . 261
7.21 Etat post-rupture pour la simulation ISS_1 262
7.22 Déplacements horizontaux pour les deux simulations en présence de la structure 263
7.23 Evolution des reports de charge lors de la création de la cavité 267
7.24 Calcul de la position de l'axe neutre pour une poutre 269
7.25 Schéma du positionnement des jauges sur la structure 272
7.26 Déformations au sein de la structure pour les mouvements de terrain des simulations numériques en terrain vierge et en présence de la structure . . 272
7.27 Déformations dans la structure correspondant aux mouvements du sol en condition de terrain vierge 274
7.28 Déformations dans la structure lors des essais et simulations considérant un couplage du sol et du bâti 275

8.1 Photo du fontis survenu le 11 mars 1991 à Chanteloup-Les-Vignes (Photo INERIS) 284
8.2 Coupe géologique schématique du massif de l'Hautil (selon Thorin 1992) 285
8.3 Coupe schématique de la cloche de fontis dans l'horizon marneux 288
8.4 Géométrie utilisée par le modèle numérique couplé représentant la configuration du massif de l'Hautil 290
8.5 Capture des deux configurations utilisées pour la modélisation d'un fontis basé sur le massif de l'Hautil 292
8.6 Etat final de la première simulation 293
8.7 Etat final de la seconde simulation 294
8.8 Cuvette d'affaissement pour la simulation n°2 294
8.9 Réseau des forces de contact inter-particulaires 296
8.10 Déplacements horizontaux en surface pour la seconde simulation 297
8.11 Tracé de la pente en surface calculée à partir des déplacements des particules 297
8.12 Tracé de la pente en surface pour la seconde simulation 298
8.13 Tracé de la déformation horizontale en surface pour la seconde simulation 298

A.1 Courbes déviatoriques pour les échantillons à $C/2$ 318
A.2 Maximum de contraintes dans le plan S–T pour les essais à C/2 319
A.3 Résultats obtenus pour les six essais biaxiaux sur les éprouvettes à $C/4$. 319
A.4 Résultats obtenus pour les sept essais biaxiaux sur les éprouvettes à $C/8$. 320

B.1 Déplacement de la surface du massif de sol lié à la dilatation thermique . 321
B.2 Déplacements en surface après correction - Essai 9 - étapes de création de la cavité 322

C.1 Les trois configurations de base pour les vérifications des niveaux de contraintes. 326
C.2 Schéma de principe pour la conception de la maquette de structure 327
C.3 Essai de traction simple sur l'aluminium 328
C.4 Essai de traction simple sur le PVC 328
C.5 Positionnement des poids pour le chargement de la structure 331
C.6 La structure mise en place sur le banc de test 332
C.7 Comparaison des déplacements théoriques et expérimentaux de la semelle libre au cours du chargement-déchargement de la structure 333
C.8 Positionnement des neuf jauges de déformations 335

Liste des tableaux

1.1 Caractéristiques des schémas explicites et implicites. 20
1.2 Influence de la forme de la cavité sur le développement du vide 21
1.3 Influence du volume de la cavité sur le développement du vide pour une cavité de forme donnée (Kovacevic Zelic et al. 2001) 21
1.4 Nombre de blocs chutés et zones de plastification dans le recouvrement . 23
1.5 Influence de l'orientation des galeries sur le volume de blocs instables . . 25
1.6 Formules empiriques pour déterminer i (Dolzhenko 2002) 28
1.7 Résultats quantitatifs des déplacements en surface lors de la rupture isolée d'un pilier en fonction de la profondeur pour une cavité de 30 m de largeur pour une ouverture de 4 m 31
1.8 Caractéristiques géomécaniques des différents matériaux 39

2.1 Liste des lois de similitudes 47
2.2 Liste des facteurs d'échelle. 48
2.3 Caractéristiques géomécaniques des deux sols utilisés 53
2.4 Propriétés physiques du matériau de Schneebeli utilisé. 55
2.5 Caractéristiques du matériau analogique bidimensionnel (Kastner 1982). . 56
2.6 Modules sécants à 25% du déviateur à la rupture (Dolzhenko 2002). . . . 58
2.7 Variations indicatives du temps de calcul par Icasoft en fonction des paramètres utilisés pour une zone de taille 250 pixels par 250 pixels 62
2.8 Précision de la méthode de traitement d'images en conditions standards . 63
2.9 Précision de la méthode de traitement d'images lors de l'utilisation de spots halogènes supplémentaires 63
2.10 Caractéristiques mécaniques macroscopiques du matériau modifié à $C/4$. 70
2.11 Caractéristiques mécaniques macroscopiques du matériau modifié à $C/8$. 74
2.12 Module d'Young pour les huit essais avec le matériau à $C/8$ 75

3.1 Principales caractéristiques des cuvettes d'affaissement 98
3.2 Volumes mobilisés par la ruine de la cavité pour les essais n°1 et 2 99
3.3 Coefficient de foisonnement 100
3.4 Durées nécessaires pour atteindre la stabilisation des reports de charges - Essai 3 103
3.5 Caractéristiques géométriques de l'essai 4 106
3.6 Caractéristiques géométriques de l'essai 5 108
3.7 Caractéristiques géométriques de l'essai 6 111
3.8 Caractéristiques géométriques de l'essai 7 112
3.9 Caractéristiques géométriques de l'essai 8 114

3.10 Caractéristiques géométriques de l'essai 9 117
3.11 Volumes et foisonnement pour les sept essais 124
3.12 Ratio du volume de la cavité remontant en surface 125
3.13 Pentes maximales des différents essais par rapport à l'approche empirique. 132

4.1 Liste des facteurs d'échelle. 137
4.2 Synthèse des caractéristiques de la structure en vraie grandeur. 139
4.3 Synthèse des caractéristiques du modèle réduit de structure. 139
4.4 Section et inertie pour les deux modules d'Young de l'acier et du matériau mis à l'échelle du modèle réduit 141
4.5 Module d'Young et limite élastique à la traction et à la compression pour l'acier et le PVC 142
4.6 Qualité et défauts des différentes solutions pour la structure 143
4.7 Valeurs des coefficients N_q et N_γ pour un angle de frottement de 25° . . . 144
4.8 Déplacements verticaux des semelles avant la rupture. 154
4.9 Déplacement vertical des semelles lors de la rupture – Essai 10 155
4.10 Pentes observées sur la structure – Essai 10 156
4.11 Comparaison des pentes obtenues 160
4.12 Déformations horizontales au niveau des travées – Comparaison essai 10 et approche empirique en terrain vierge 162
4.13 Caractéristiques de l'essai 13 164
4.14 Rotations et déplacements verticaux des quatres semelles enregistrés par les capteurs LVDT - Essai 13 165
4.15 Caractéristiques de la cuvette d'affaissement - Essai 14 168
4.16 Déplacements verticaux et rotations des semelles – Essai 14 169
4.17 Volumes caractéristiques des essais 13 et 14 171
4.18 Déplacement avant-rupture des semelles par les capteurs LVDT – Essai n°13 et 14 173
4.19 Déplacements verticaux des semelles pour les essais n°13 et 14 174
4.20 Déplacements et rotations des semelles lors de la rupture – Essai 13 et 14 179
4.21 Pentes et déformations horizontales lors de la rupture – Essai 13 et 14 . . 179
4.22 Déformations dans les jauges lors de la rupture – Essai 14 179
4.23 Pente et déformation horizontale au niveau de la structure pour l'individu moyen Greenfield et les deux essais n°13 et 14 186
4.24 Déplacements des semelles dans les trois directions correspondant à l'individu moyen Greenfield 186

5.1 Principales caractéristiques du modèle réduit de structure 217

6.1 Caractéristiques mécaniques du matériau de Schneebeli 228
6.2 Caractéristiques mécaniques du matériau modifié 232
6.3 Caractéristiques mécaniques du matériau cohérent modélisé par PFC . . . 234

7.1 Caractéristiques des deux matériaux pulvérulent et cohérent dans PFC . . 240
7.2 Volumes en jeu lors de la série de cinq simulations 246
7.3 Indicateurs des volumes mis en jeu 249

7.4 Indicateurs des volumes mis en jeu pour les deux simulations avec une structure en surface 259
7.5 Déplacements verticaux des semelles de la structure 262
7.6 Déplacements horizontaux des semelles pour les deux simulations avec la structure 263
7.7 Rotation des semelles pour les différentes modélisations 264
7.8 Pente des travées de la structure pour les simulations ISS_1 et ISS_2 . . . 265
7.9 Déformations horizontales au niveau de la structure 266
7.10 Déplacements des semelles correspondant aux mouvements de terrain expérimentaux en terrain vierge 269
7.11 Déplacements et rotations des semelles – Essai 14 270
7.12 Déplacements et rotations des semelles – Modélisation numérique en terrain vierge 270
7.13 Déformations dans la structure – Modélisation numérique avec la structure 271
7.14 Déformations dans la structure pour les essais expérimentaux 273

8.1 Caractéristiques mécaniques des deux sols : modélisés et réels 291

C.1 Section et inertie pour les deux modules d'Young de l'acier et de l'objectif 326
C.2 Module d'Young et limite élastique pour l'acier, l'aluminium et le PVC . 329
C.3 Qualité et défauts des différentes solutions pour la structure 330
C.4 Valeurs des coefficients N_q et N_γ pour un angle de frottement de 25° . . . 331

Notations

α	Pente maximale observée sur la cuvette d'affaissement (on distingue la pente à gauche de la cavité de celle à droite par une minuscule correspondant au côté concerné : par exemple α_g)
β	Angle d'influence (on distingue l'angle d'influence à gauche de la cavité de celui à droite par une minuscule correspondant au côté concerné : par exemple β_g)
γ	Poids volumique des sols
c_n	Limite de l'effort de traction que peut reprendre un $ContactBond$
c_s	Limite de l'effort de cisallement que peut reprendre un $ContactBond$
C	Cohésion d'un sol
d_0	Diamètre caractéristique d'un matériau
D	Diamètre de la cavité circulaire dans l'approche empirique de Peck
E	Module d'Young
E_0	Module d'Young d'un matériau à la contrainte de référence σ_0
$E*$	Facteur d'échelle pour le module d'élasticité
ϵ_x	Déformation axiale lors d'un essai biaxial
ϵ_v	Déformation volumique lors d'un essai biaxial
e	Indice des vides d'un sol
$F*$	Facteur d'échelle pour les forces ponctuelles
ϕ	Angle de frottement
g	Gravité
$g*$	Facteur d'échelle pour l'accélération de la pesanteur
G	Module de cisaillement
$\gamma*$	Facteur d'échelle pour l'accélération d'inertie
H	Hauteur du recouvrement au dessus de la cavité
i	Distance au point d'inflexion
I_z	Moment d'inertie selon l'axe zz'
K	Coefficient de foisonnement des terrains
k_n	Raideur normale d'une particule
k_s	Raideur tangentielle d'une particule
L_c	Largeur de la cuvette d'affaissement

$L*$	Facteur d'échelle pour les longueurs
n	Porosité d'un sol
ν	Coefficient de Poisson
μ_s	Représente la tangente de l'angle de frottement intergranulaire d'une particule
M_s	Moment sollicitant d'une poutre
M_r	Moment résistant d'une poutre
M_z	Moment fléchissant dans une poutre
n_c	Nombre total de contacts dans un volume V pour la méthode des éléments distincts
N	Effort normal dans une poutre
O	Hauteur de la cavité (aussi appelée ouverture)
$p*$	Facteur d'échelle pour les forces superficielles
ψ	Angle de dilatance
ρ_k	Représente le ratio k_s/k_n
ρ	Masse volumique d'un sol
$\rho*$	Facteur d'échelle pour les masses volumiques
r	Rayon débouchant du fontis en surface
R	Rayon du tunnel pour l'approche de Peck
R_c	Résistance à la compression d'une roche
R_t	Résistance à la traction d'une roche
S	Contrainte moyenne lors d'un essai biaxial
$S(x)$	Affaissement en surface à l'abcisse x
S_{max}	Affaissement maximal en surface
σ_d	Contrainte déviatorique lors d'un essai biaxial
σ_1	Contrainte vertical lors d'un essai biaxial
σ_2	Contrainte horizontale (ou de confinement) lors d'un essai biaxial
σ_0	Contrainte de référence pour la formule de Janbu
$\sigma*$	Facteur d'échelle pour les contraintes
t	Temps en cours d'un calcul
δ_t	Pas de temps d'un calcul
θ	Rotation des semelles
T	Contrainte déviatorique lors d'un essai biaxial
$u*$	Facteur d'échelle pour les déplacements
$V(x)$	Déplacement horizontal en surface à l'abcisse x
V_{cavite}	Volume de la cavité
$V_{cuvette}$	Volume de la cuvette d'affaissement apparue en surface
$V_{effondre}$	Volume de matériau effondré dans la cavité
$V_{initial}$	Volume occupé initialement par les terrains mobilisés lors de l'effondrement d'une cavité

$V_{sol-remanie}$	Volume final occupé par les terrains mobilisés lors de l'effondrement d'une cavité
w	Largeur de la cavité
$x*$	Facteur d'échelle pour les coordonnées
ζ	Coefficient de calage pour l'expression de Bathurst & Rothenburg (1988) permettant d'estimer le module d'Young E en fonction des paramètres utilisés par la méthode des éléments distincts.
Z_0	Distance entre la surface et le centre de la cavité

Lexique

BRGM	Bureau de Recherche Géologique et Minière
CSTB	Centre Scientifique et Technique du Bâtiment
ERDF	Expansion du Rayon - Diminution du Frottement : Procédure de création d'un échantillon dense pour PFC
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
IGC	Inspection Générale des Carrières
INERIS	Institut National de l'Environnement industriel et des RISques
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
PFC	Particule Flow Code
UDEC	Universal Distinct Element Code

Affaissement	Déformation de surface consécutive à un effondrement de cavité souterraine.
Aire tributaire	Surface théorique permettant d'estimer la charge supportée par un pilier (le poids des terres situées au-dessus de de cette surface). Cette surface est limitée par des plans verticaux passant à équidistance entre les piliers.
Banc	Niveau de roche de même grain, couleur, aspect, dureté, ...(épaisseur allant du décimètre à plusieurs mètres).
Bourrage	Remblai de carrière souterraine occultant la totalité d'une galerie ou d'un quartier ou encore remplissage naturel de faille, karst ou fracture tectonique.
Chambres et piliers	Espace ouvert présent entre deux piliers ou un front de masse et réalisé par le croisement de galeries et de traverses.
Ciel	Banc rocheux résistant laissé en toit de carrière, et, plus généralement le plafond naturel de toute carrière.
Ciel tombé	Lorsque le ciel déterminé par le carrier vient à céder sur quelques centimètres et dans la couche exploitée, le nouveau ciel apparaît et constitue souvent une amorce de cloche de fontis.

Cloche de fontis	Evolution et aggravation d'un ciel tombé. Les désordres progressent vers la surface en traversant les couches géologiques sus-jacentes.
Comblement	Remplissage d'une cavité au moyen de matériaux d'apport.
Dépilage	Reprise d'exploitation d'un pilier de masse pour réduire sa section en vue d'un foudroyage ultérieur ou d'une reprise à ciel ouvert d'un ancien cavage.
Ecaillage	Dégradation par décollement de plaques ou éclats au niveau des pieds et des faces de pilier ou à l'encastrement des dalles de toit.
Faille	Fracture naturelle affectant toute la masse sédimentaire, associée à un rejet.
Fontis	Excavation en surface formée par l'effondrement brutal et inopiné des terrains consécutivement à l'arrivée au jour d'une cloche de fontis.
Foudroyage	Aussi appelé "affaissement dirigé" : opération de minage des piliers de carrière préalablement dépilés pour provoquer la ruine volontaire des cavages.
Galerie	Vides de carrière ou espaces de circulation (voie) privilégiés en souterrain.
Hague	Mur en pierres sèches retenant les bourrages.
Karst	Zone affectée de dissolution naturelle provoquant un vide parfois bourré par la suite.
Marnière	Carrière souterraine de petite taille, généralement accessible par un puit vertical, limitée à des chambres de faibles extensions creusées autour du puits (matériaux destinés à l'amendement des sols).
Masse	Ensemble de la couche rocheuse exploitable.
Mur	Limite inférieur d'un gisement exploitable.
Œil de fontis	Orifice situé au centre de l'entonnoir créé par le fontis.
Pendage	Pente générale naturelle d'une couche de terrain.
Pied	Partie basse d'un pilier ou sol de carrière.
Pilier à bras	Pilier formé d'un empilement de pierres sèches et monté de main d'homme.
Quartier	Zone particulière définie par le carrier et portant généralement un nom propre à la cavité.
Recouvrement	Désigne les terrains présents au-dessus d'une cavité.
Taux de défruitement	Rapport, pris dans le plan horizontal, de la superficie exploitée à la superficie totale.
Bas toit	Partie supérieure du banc exploité que l'on peut renforcer par des ancrages.

Haut toit	Partie du recouvrement constitué par des niveaux résistants.
Toit	Limite supérieure d'un gisement exploitable.
Vide résiduel	Espace libre présent entre le toit de la carrière et le sommet des remblais.

Résumé

Les affaissements de terrain de grande ampleur résultent de l'effondrement de cavités souterraines issues de l'activité industrielle humaine (mines ou carrières) ou formées naturellement par la circulation d'eau dans des massifs de roches solubles (calcaire, gypse). Leur impact sur le bâti existant en surface est généralement très important comme en attestent les exemples récents des affaissements d'Auboué (1996), de Moutiers (1997) et de Roncourt (1999) qui ont endommagé plus de cinq cents bâtiments et ouvrages ou le fontis sur le chantier METEOR en 2003. Il est donc nécessaire de prévoir les mouvements du sol de surface (tassements et déformation horizontale) résultants de ces phénomènes et surtout de déterminer l'influence que peut avoir la présence d'une ou plusieurs structures en surface sur la forme et l'amplitude de ces mouvements. Le programme de cette thèse s'articule donc autour de la thématique suivante : évaluation des risques urbains liés aux mouvements de sol dus à la présence de cavités souterraines et interaction avec le bâti et les structures.

La première partie porte sur la conception d'un modèle réduit physique bidimensionnel permettant de représenter un effondrement de cavité de type fontis. Elle apporte une contribution innovante à la conception de modèles réduits physiques 1g par la mise au point d'un matériau analogique cohérent, dérivé du matériau de Schneebeli. Des essais sont alors menés pour caractériser l'influence de l'interaction sol-structure lors d'un tel phénomène.

Ensuite un modèle numérique est développé à partir d'un outil numérique permettant l'emploi conjoint de deux codes de calcul complémentaires basés sur une approche en milieu continu d'une part et sur la mécanique des éléments distincts d'autre part. Les résultats issus de ce modèle sont alors comparés avec ceux provenant des essais réalisés sur le modèle expérimental.

La dernière étape est une confrontation de cet outil numérique dans un essai de rétro-analyse d'un fontis réel survenu dans le massif de l'Hautil en 1991.

Abstract

The subsidences of great width result from the collapse of underground cavities resulting from the human industrial activity (mines or careers) or formed naturally by the water in soluble solid masses of rocks (limestone, gypsum). Their impact on the existing buildings on the surface is generally very important as attest some of the recent examples of Auboué (1996), Moutiers (1997) and Roncourt (1999) which damaged more than five hundred buildings or the sinkhole on site METEOR (PARIS) in 2003. It is thus necessary to consider the movements of the ground at the surface (settlements and horizontal deformations) resulting from these phenomena and especially to determine the influence which can have the presence of one or more superficial structures on the form and the amplitude of these movements. The thesis program is based on the evaluation of urban risks due to the soil movements caused by underground cavities and the soil-structure interaction.

The first part is focused on the design of a small-scale bidimensionnal physical model that allows the representation of a sinkhole-like cavity collapse. It brings an innovating contribution to the design of 1g small-scale physical model by the development of a cohesive analogical material, derived from the Schneebeli material. Tests are then proceeded in order to determine the influence of soil-structure interaction during a sinkhole.

A numerical model is then setup using two different approaches at the same time : a continuum approach and the Distinct Element Method. Results provided by this model are compared with those from the tests performed on the small-scale model.

The last step is a confrontation of this computation tool in an attempt of back analysis of a sinkhole that did one casualty near Paris in 1991.

Introduction Générale

Sur l'ensemble du territoire français, on recense un nombre important de cavités souterraines d'origine naturelle (karst de dissolution de roches évaporitiques ou de roches carbonatées par exemple, grottes) ou de vides anthropiques (carrières, mines, souterrains, sapes de guerre, caves, réseaux divers...). Ces cavités, du fait du caractère inéluctable de leur dégradation, peuvent être amenées à s'effondrer. Ceci provoque une remontée du vide en surface avec pour conséquence des mouvements de terrain plus ou moins importants. En raison de leur large répartition géographique, de nombreuses communes et collectivités territoriales sont concernées par les conséquences de ces instabilités sur les ouvrages (bâti, infrastructures, ...). Des affaissements, des effondrements, des fontis ou autres accidents géotechniques sont à redouter, en particulier au niveau des zones fortement urbanisées ou de leur périphérie. Les vides du sous-sol sont donc une source de danger pour la population et les biens, ce qui doit induire une contrainte forte au niveau des aménagements et du développement urbain à moyen ou à long terme.

Différents outils sont utilisés en matière de prévention des risques et de gestion de la sécurité des personnes et des biens. Il s'agit tout d'abord des mesures prises par les autorités compétentes (Mairies, Préfecture, DRIRE, Etat, ...) à travers les Plans de Prévention des Risques Miniers, les Plans de Prévention des Risques Naturels liés aux carrières souterraines, la cartographie de l'aléa, les Dossiers Communaux Synthétiques, les Documents d'information Communale sur les Risques Majeurs, ... Ce sont ensuite les acteurs de l'aménagement et de la construction (architectes, entreprises, bureau d'étude, ...) qui appliquent les règlementations techniques ou recommandations en vigueur concernant la protection des ouvrages vis à vis des aléas considérés.

Dans cette optique, le Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD) par l'intermédiaire de la Sous-Direction de la Prévention des Risques Majeurs (SDPRM) a confié à l'Institut National de l'Environnement industriel et des RISques (INERIS) le programme de recherche EAT-DRS-02 : "Analyse, Prévention et Maîtrise des risques de mouvements de terrains liés à la présence de cavités souterraines", avec comme objectif l'évaluation et le perfectionnement des outils permettant d'améliorer la gestion des risques liés aux cavités souterraines.

Notre recherche s'inscrit dans le cadre de cette action, en limitant le domaine de recherche aux fontis ou effondrements localisés (à l'exclusion des affaissements de grande ampleur). Souvent rencontré pour des **cavités à faible profondeur** (en général <50 m), le principal danger provient de la brutalité du phénomène comme en témoignent les accidents mortels de Chanteloup-les-Vignes, survenu en 1991 et de Neuville-sur-Authou en

2001.

La méthodologie utilisée pour l'étude de l'aléa fontis dans un contexte géologique régional donné présente trois étapes. De part la nature diffuse de cet aléa, la première étape est consacrée à la **localisation des cavités souterraines** abandonnées ou naturelles. Les méthodes utilisées rassemblent des domaines très divers tels que l'imagerie sismique en onde de surface, la microgravimétrie, …, et les forages qui doivent faire suite à une expertise géologique préalable et à une recherche d'indices de surface (Côte et al. 2005).

La deuxième étape a pour objectif d'étudier et, si possible, de caractériser la stabilité des cavités souterraines détectées. Cette étape est particulièrement délicate pour les cavités naturelles car leur géométrie est généralement nettement plus complexe que celle des cavités anthropiques. Il s'agit ici d'étudier l'aléa : déterminer les caractéristiques probables que présentera la remontée du vide en surface.

La troisième étape concerne la gestion du risque. Celui-ci est le produit de l'aléa par les enjeux en surface. Trois solutions sont alors envisageables : le traitement de l'aléa, la surveillance de l'apparition de celui-ci ou une action au niveau des enjeux (confortement–protection de ceux-ci ou alors déplacement en dehors de la zone d'influence de l'aléa).

Notre étude s'intéresse plus particulièrement aux phénomènes d'Interactions Sol–Structure lors de la formation d'un fontis à proximité d'un bâti en surface. Elle s'insère donc dans la troisième étape puisque la ruine de la cavité est considérée comme inéluctable et que l'on cherche à caractériser la nature et l'intensité des conséquences sur le bâti en surface. Alors que le passage de l'aléa au risque est actuellement réalisé de manière implicite, nous nous proposons d'étudier l'importance de l'interaction sol–structure et donc de l'interaction aléa-risque en élaborant une relation explicite.

En effet, la prédiction des mouvements de terrain consécutifs à l'apparition d'un fontis a été étudiée en utilisant des bases de données d'individus répertoriés (retour d'expérience) ou par le biais d'études analytiques (modèle analogique en poutres par exemple). Plus récemment, la modélisation numérique a été utilisée pour caractériser la stabilité des cavités et l'ampleur des mouvements en surface. Par contre, l'interaction sol–structure a été peu étudiée. Elle le fût dans le cas du creusement de tunnels ou de cavités profondes en site urbain mais plus rarement dans le cas de mouvements de terrain dûs aux affaissements miniers ou à la remontée d'une cloche de fontis.

L'objectif retenu est donc l'étude de l'apparition d'un fontis depuis la dégradation de la cavité jusqu'à l'impact des mouvements de terrains en surface sur un bâti de type habitation individuelle en passant par la propagation du vide à travers le recouvrement. Le choix de la structure considérée est orienté par le fait que les habitations individuelles concernent principalement de petits propriétaires aux moyens techniques et financiers limités et démunis devant l'importance des conséquences possibles de l'aléa fontis.

Les perspectives à ce projet de recherche englobent l'étude de solutions de prévention et la caractérisation de leur efficacité, l'objectif final étant la rédaction de recommandations destinées aux décideurs politiques et aux acteurs de l'aménagement.

Le programme de recherche est présenté schématiquement sur la figure 1. L'approche retenue se base initialement sur une partie bibliographique consacrée aux fontis et aux

observations sur le terrain. Un cas type, cas de référence, est défini à l'issue de cette étape. Ensuite, une étude qualitative de l'interaction sol–structure est réalisée grâce à un modèle réduit physique et à un modèle numérique. Les lois de similitudes inhérentes à toutes réductions d'échelle sont appliquées au cas d'étude défini dans le modèle réduit.

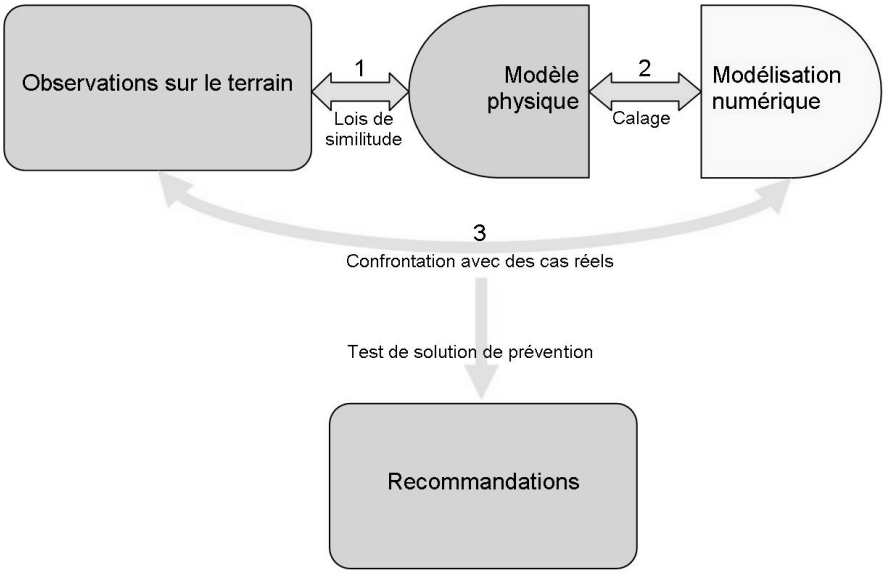


FIG. 1 – Programme de recherche

Ce modèle physique doit permettre de caractériser l'influence de l'interaction sol-structure lors d'un fontis sur les sollicitations dans la structure mais aussi sur les mouvements de terrain.

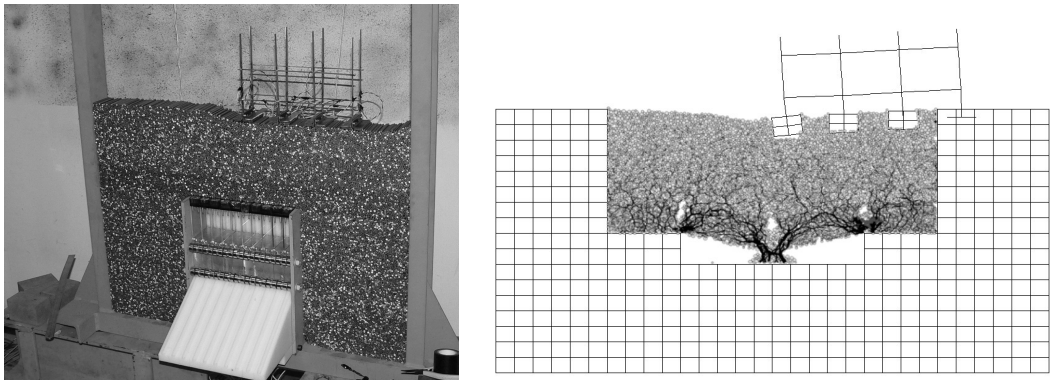
Le modèle numérique, employant une double formulation milieu continu/milieu discontinu sera alors calé sur les résultats obtenus. C'est en effet un outil beaucoup plus souple pour la réalisation d'études paramétriques ou de configurations différentes. Par ailleurs, la notion de modèle réduit ou de modèle en vraie grandeur perd ici sa signification. Cela permet de l'utiliser très facilement sur un cas réel bien documenté dans une tentative de rétro-analyse.

L'intérêt d'utiliser une approche par modélisation physique est d'obtenir des résultats qualitatifs intéressants à condition que les lois de similitudes soient globalement respectées.

Par contre, la pertinence de la modélisation numérique choisie doit être établie en validant le modèle sur des cas simples parfaitement connus et en s'assurant que le phénomène modélisé correspond bien à ce qui est observé expérimentalement. Il est alors possible d'effectuer une rétro-analyse numérique sur des cas réels bien documentés. On pourra par la suite envisager l'utilisation du modèle ainsi validé pour juger de la stabilité d'une cavité et prévoir le risque associé.

Ce mémoire est constitué d'une étude bibliographique et de trois parties :

– la première partie porte sur la modélisation physique. Le matériau analogique bidimensionnel de Schneebeli est employé. Une version cohérente de ce matériau a été mise au point. Le modèle réduit 1g est ensuite présenté ainsi qu'un mécanisme



(a) Modèle physique (b) Modèle numérique

FIG. 2 – Modèle physique et modèle numérique utilisé

permettant la création, de manière contrôlée et répétable, de la cavité. Pour finir, des essais de fontis en terrain vierge, puis en présence d'une maquette de bâtiment en surface sont réalisés afin de caractériser l'interaction sol–structure.

– la deuxième partie est consacrée à la modélisation numérique. L'approche numérique retenue est axée sur l'utilisation d'une double formulation en milieu continu et milieu discontinu. L'intérêt est de s'appuyer sur les points forts de la méthode des éléments distincts du logiciel PFC (Particule Flow Code d'Itasca) en limitant l'un des principaux inconvénients : le temps de calcul nécessaire. Le fonctionnement des deux logiciels est abordé. Ensuite, le calage des micro-paramètres inhérents à la formulation de PFC est réalisé par le moyen d'essais biaxiaux. Finalement, des simulations en condition de terrain vierge puis en présence d'un modèle de structure sont réalisées, de manière similaire à la modélisation physique.
– la troisième et dernière partie traite de l'application sur un cas réel. Un fontis apparu dans les carrières de Gypse de l'Ouest Parisien sert de référence. Il s'agit du fontis de Chanteloup-les-Vignes (78), dans le massif de l'Hautil.

Chapitre 1

Le phénomène de fontis

Lorsque les mouvements de terrain induits se développent jusqu'en surface, ils peuvent provoquer sur les constructions et ouvrages des dommages pouvant aller jusqu'à la ruine de ceux-ci. Différents risques sont associés aux cavités souterraines et à leur dégradation. Les caractéristiques de la rupture, l'intensité et la gravité des conséquences sont très dépendantes du processus de dégradation de la cavité. Celui-ci débute par une instabilité des cavités souterraines, se poursuit par leur ruine et évolue ensuite au sein du recouvrement selon un processus dépendant de la cavité et du site.

En fonction de l'importance et de la géométrie des vides, de la géologie et de la stratigraphie du recouvrement, le mode de rupture puis les désordres en surface peuvent prendre des formes très variées. On peut distinguer les affaissements, les effondrements généralisés, les fontis, ...

1.1 Description du phénomène

Deux grandes catégories sont établies par Delannoy (2005). La première regroupe tous les effondrements généralisés qui concernent des surfaces étendues. Une zone importante d'une exploitation souterraine s'effondre et ces déformations remontent en surface. Selon qu'il existe ou non une couche sus-jacente suffisamment rigide et résistante pour stopper la remontée du vide, l'affaissement est qualifié de brutal ou progressif. Dans le cas d'un affaissement brutal, les phénomènes dynamiques qui l'accompagnent peuvent être très dommageables.
La seconde catégorie considère tous les phénomènes plus localisés dont les fontis font partie. Une cloche de fontis correspond à la remontée localisée, par effondrements successifs de matériau au toit d'une cavité, d'un vide. Selon les caractéristiques géométriques de la cavité et mécaniques des terrains sus-jacents, cette cloche de fontis peut être amené à déboucher en surface, souvent très brutalement : c'est le fontis. L'affaissement peut être de forte amplitude avec des discontinuités très nettes en surface.
De par leur nature brutale et la caractéristique diffuse de cet aléa, les risques pour la population et les structures en surface sont importants. Les instances locales (DRIRE, Préfectures, Mairies,...) définissent pour chaque zone concernée des Plans de Prévention des Risques en fonction des caractéristiques des cavités, de la géologie et de l'histoire de chaque région ou bassin d'exploitation.

Un fontis résulte d'une instabilité locale au sein d'une cavité. Cette instabilité peut concerner aussi bien le toit qu'un pilier (dans le cas de carrières ou de mines exploitées par chambres et piliers). Les instabilités du toit commencent généralement par la chute des premiers bancs du bas-toit d'une galerie, d'un carrefour de galerie, ...

Le toit peut ensuite continuer de s'ébouler dans la cavité sous forme d'un cône d'éboulis. Une cloche de fontis se forme au sein du recouvrement. Selon la géologie, la géométrie, la lithologie[1],..., au sein de celui-ci, deux possibilités sont envisageables. Soit le fontis se stabilise avant de déboucher en surface : il rencontre un banc raide suffisamment résistant, ou le foisonnement des matériaux éboulés est tel que le volume de la cavité initiale et de la cloche de fontis est comblé. Soit le fontis débouche en surface et donne

[1]Liste non exhaustive. On pourrait ajouter les failles, les sollicitations de nature dynamique, la présence d'un aquifère, les circulations d'eau depuis la surface, *etc*.

naissance à un cratère appelé fontis, dont les flancs sont plus ou moins pentus selon la nature des matériaux du terrain naturel.

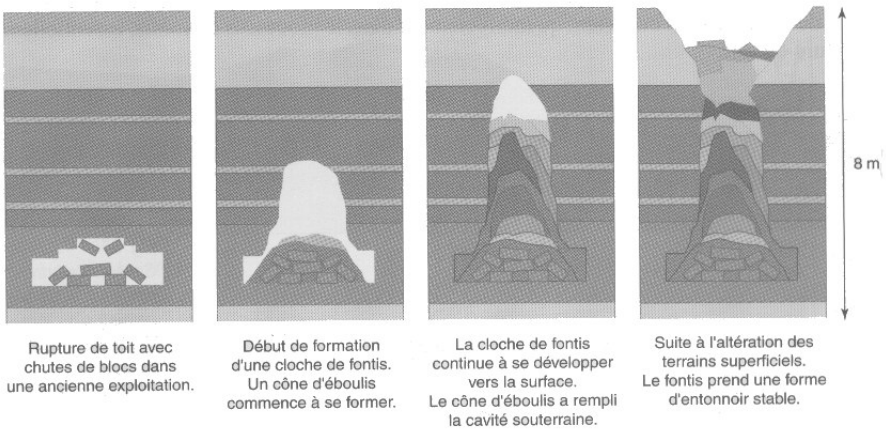


FIG. 1.1 – Différentes étapes de formation d'un fontis par instabilité du bas toit pour un recouvrement de 8 m (LCPC-INERIS 2002)

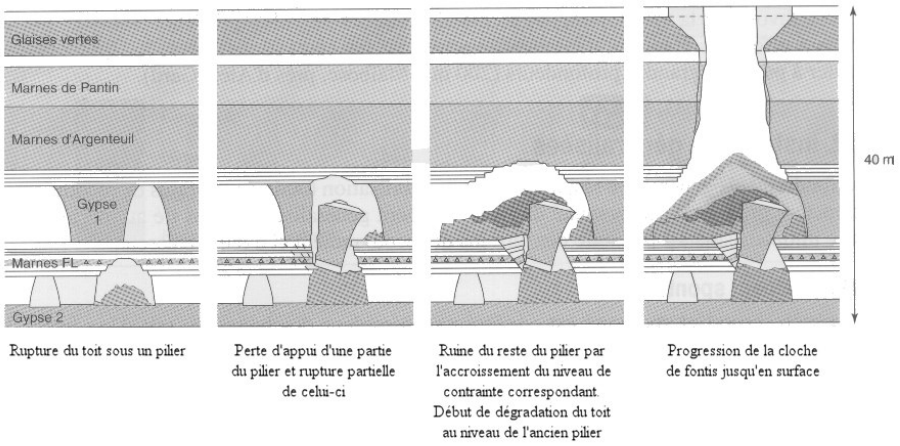


FIG. 1.2 – Développement d'un fontis par ruine d'un pilier pour un recouvrement d'une vingtaine de mètres(LCPC-INERIS 2002)

1.2 Répartition géographique

De nombreuses régions sont concernées par les problèmes dus aux fontis. En France, on peut lister les différents bassins régionaux présentant des risques importants : le Nord-Pas de Calais et l'Alsace-Lorraine pour l'exploitation minière, la région parisienne pour les carrières de calcaire et de gypse, la Normandie pour les marnières creusées pour

l'amendement des cultures, *et caetera*. Il faut de plus prendre en compte les cavités d'origine naturelle par dissolution de gypse ou de calcaire due à la circulation d'eaux souterraines.
La figure 1.3 présente la répartition en France des principales zones qui furent ou sont encore concernées par des exploitations minières (mines et carrières souterraines). Toutes ces zones peuvent être sujettes aux différentes pathologies apparaissant en cours d'exploitation ou en cycle post-exploitation des régions sous-minées. L'aléa de mouvement de terrains varie d'un bassin à un autre (cf. figure 1.5). Le risque pour la population et pour les infrastructures est la résultante de l'aléa et des enjeux mis en cause.

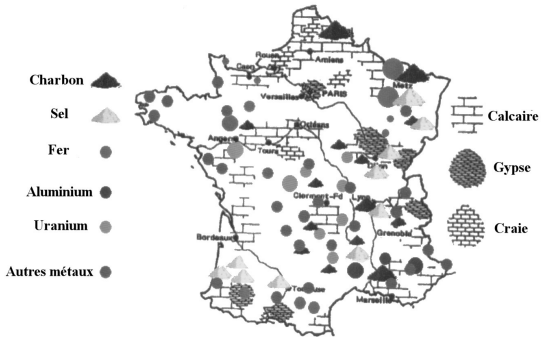


FIG. 1.3 – Répartition en France des différentes zones d'activités minières (Abbass-Fayad 2004).

La coupe schématique 1.4 permet de se faire une idée de l'histoire de l'activité minière (carrière à ciel ouvert et souterraine) d'un flanc de colline qui peut devenir urbaniser longtemps après l'arrêt, voir l'oubli, de toutes activités extractives.

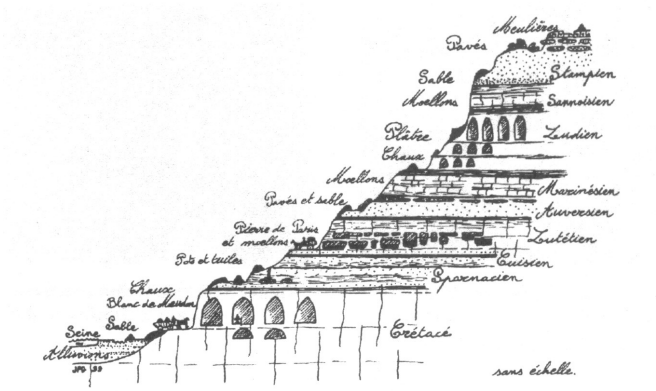


FIG. 1.4 – Coupe géologique d'un flanc de colline (Paris) et de ses activités extractrices (Abbass-Fayad 2004).

En fonction des caractéristiques des cavités, de la géologie et de l'histoire de chaque région ou bassin d'exploitation, il est donc nécessaire de définir un ou plusieurs individus types, représentatifs de la population des vides. Ils servent dans la mise au point et à la

rédaction des plans de préventions des risques (PPR) établis par les services compétents des régions concernées.

Deux outils développés par le BRGM sont accessibles à tous, aussi bien au professionnel ou à l'expert, qu'au grand public. Il s'agit des sites internet BDCavite[2] et BDMvt[3]. Ces deux outils sont des sources d'informations précieuses car ils permettent de s'assurer de la pérennité et du transfert des connaissances.

La figure 1.5 présente la carte nationale de l'aléa lié aux cavités souterraines, établie par le BRGM en 1994.

[2]www.bdcavite.net : base de données en ligne dont le but est de répertorier et de rendre accessible l'ensemble des cavités connues en France.

[3]www.bdmvt.net : base de données des mouvements de terrain récents et passés en France

FIG. 1.5 – Carte de l'aléa lié aux cavités souterraines en France (d'après un document BRGM de 1994)

1.3 L'interaction sol-structure

Les phénomènes d'interaction sol-structure qui apparaissent lors de mouvements de terrains en zones urbanisées sont assez mal connus. Les actions réciproques du sol sur le bâti et de celui-ci sur le sol complexifient de manière importante la prévision des mouvements de sol et la quantification des sollicitations qui seront appliquées à la structure.

En effet, si la prédiction de la stabilité des cavités et des mouvements de terrain inhérent aux cavités souterraines est assez bien maîtrisée dans le cadre d'un massif de sol en l'absence de structure en surface, il en est tout autrement lorsque un ou plusieurs bâtiments se situent dans la zone d'influence de ces mouvements. Le poids et la raideur du bâtiment peuvent affecter de manière importante l'amplitude des mouvements du sol.

Successivement, la caractérisation de la stabilité des cavités, puis les déplacements en surface résultant de la remontée d'un vide et le comportement d'un bâti vis-à-vis de ces mouvements seront présentés.

1.3.1 Etude de la stabilité des cavités

Les études qui portent sur la stabilité des cavités considérent deux principales catégories d'instabilité, bien que l'on pourrait utiliser un nombre de catégories plus important selon la méthode d'exploitation ou les mécanismes initiateurs (Tritsch 2005). La première envisage l'effondrement général de l'ensemble des cavités concernées. Par exemple, les ruptures en chaîne de piliers et les ruptures généralisées du toit ou du mur d'une exploitation font parties des modes de rupture entraînant des effondrements généralisés et donc une cuvette d'affaissement. La seconde catégorie d'instabilité est celle qui peut engendrer une remontée de fontis. Il s'agit d'une rupture localisée. Cela peut se produire au toit de la cavité, au niveau d'un pilier, à un carrefour d'exploitation, ...

Différentes approches ont été suivies pour tenter de prévoir la stabilité des cavités.

1.3.1.1 Les approches empiriques

Les méthodes empiriques et semi-empiriques sont essentiellement basées sur le retour d'expérience et sur des mesures provenant de cas de fontis avérés, tel que par exemple l'étude de Al Heib (2001) sur la base de données de fontis de l'Inspection Générale des Carrières. A partir de ces données, l'observation et l'analyse des cas rencontrés permet de formuler un jugement sur l'aléa fontis d'une zone géographique mais ne permet pas de le quantifier.

La solution la plus ancienne pour juger de la stabilité d'une cavité est la pose d'intruments de mesure permettant de suivre l'évolution des mouvements des terrains au niveau de la cavité. Par exemple, la procédure de gestion du risque mise en place dans les carrières du Nord de la France (Josien 1993) utilise des mesures de convergence toit–mur des galeries sujettes à instabilités. A partir de ces mesures, les règles empiriques suivantes ont été établies :

- $V < 0{,}1$ mm/an : stabilité actuelle satisfaisante.
- $0{,}1 < V < 0{,}3$ mm/an : possibilité de légers désordres à court terme (nécessité de vigilance).

– V > 0,3 mm/an : instabilité prochaine (nécessité de prendre des mesures de sécurité).

Ces seuils ne sont adaptés qu'aux seules carrières du Nord et correspondent à des vitesses de convergence toit-mur d'une cavité connue.

Par ailleurs, des formules issues des observations et du retour d'expérience de cas rencontrés permettent d'évaluer les conditions de stabilité d'une cavité. Différents axes d'approche caractérisent ces méthodes :

– La hauteur de recouvrement. Pour une cavité donnée, en fonction de son ouverture et de son recouvrement, il est possible de définir une limite au delà de laquelle le risque de voir le vide remonter jusqu'en surface devient très faible. Les deux paramètres sont O l'ouverture de la cavité et H l'épaisseur du recouvrement. Par exemple, Eynon (1977) précise que l'occurence d'un fontis est forte pour les rapports H/O inférieur à 10.
– Le ratio R (l'épaisseur des roches meubles (sol) par rapport à l'épaisseur des roches cohérentes du recouvrement). Hunt (1980), Singh & Dhar (1996) montrent qu'en dehors d'un intervalle donné le risque d'apparition de fontis est faible ($0,1 \leq R \leq 1$ pour Hunt ; $0,15 \leq R \leq 0,35$ pour Singh et Dhar).
– La stratification du recouvrement. On cherche ici à déterminer la probabilité de rupture des bancs. Il est logique qu'un litage important du recouvrement aggrave le risque par rapport à un recouvrement plus massif. De même un banc faiblement élancé[4] se comportera mieux qu'un banc plus élancé.
– La forme de la cloche de fontis. A partir de données statistiques pour un bassin minier, il est possible de déterminer de manière satisfaisante la forme de la cloche d'éboulement. L'étude de Vachat (1982) pour les carrières de calcaire grossier du bassin parisien est une bonne référence (cf. figure 1.6). Il met de plus en évidence la règle dite du quinzième (le rapport H/O est égal à 15 et reproductible sur toutes les carrières de calcaire grossier de la banlieue Sud de Paris exclusivement).

Ces approches permettent des prévisions pertinentes de l'aléa fontis à condition de disposer de suffisamment de retour d'expériences dans un bassin géographique, homogène au niveau de la nature des cavités et du recouvrement. En l'absence de ce pré-requis, les résultats obtenus peuvent s'avérer assez peu précis, voir très incertains si des facteurs non pris en compte (présence de faille, circulation d'eaux souterraines, ...) viennent complexifier l'étude.

1.3.1.2 Les approches analytiques

Les méthodes analytiques sont basées sur la résolution des équations d'équilibre mécanique reliant les états de contraintes-déformations dans le milieu concerné. Elles sont fréquemment utilisées pour l'analyse de la stabilité du toit de la cavité[5].
Elles considèrent les bancs du toit d'une cavité comme des dalles ou des poutres en flexion. Un calcul de Résistance des Matériaux permet de déterminer, avec plus ou moins de précision selon les hypothèses retenues, les déformations et les contraintes dans le

[4] L'élancement d'un banc est relatif au ratio épaisseur sur portée sollicitée.

[5] Il existe cependant des méthodes analytiques pour déterminer la zone déconsolidée et donc potentiellement instable en fonction de la distribution des contraintes autour des cavités (Herget 1988; Betournay et al. 1994).

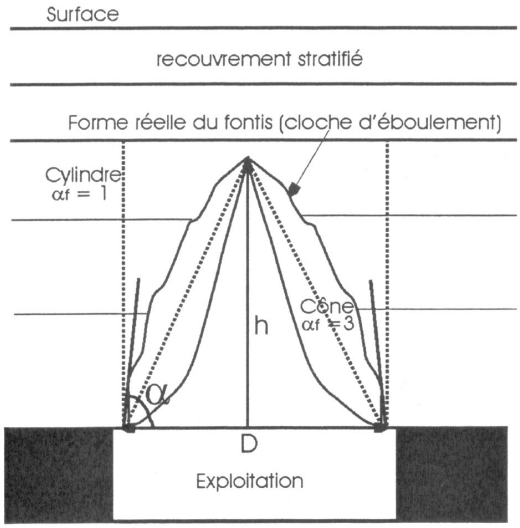


FIG. 1.6 – Coupe schématique d'une carrière de calcaire du bassin parisien (Vachat 1982)

recouvrement. Le principal avantage de ces méthodes provient de leur simplicité d'utilisation, ce qui les rend rapides et peu coûteuses.

1. L'approche de type dalle mince

   Deux modèles classiques, rapportés par Tritsch (1987 et 2002), étudient la stabilité du toit en fonction de l'épaisseur du premier banc.

   Le premier est le modèle de la plaque de Timoschenko (1961, 1968) qui suppose une dalle monolithique entièrement pesante. Ce modèle considère deux hypothèses distinctes :
   – Une dalle encastrée dans quatre piliers rigides.
   – Une dalle posée sur quatre piliers rigides.

   Selon l'hypothèse retenue, la rupture par flexion se fera dans des zones différentes (au niveau des parements pour la première hypothèse, au centre de la dalle pour la seconde).

   Le deuxième modèle prend en compte une dalle encastrée dans des bords compressibles. Deux hypothèses différentes peuvent être réalisées sur la dalle :
   – Une dalle monolithique qui supporte un recouvrement uniquement pesant.
   – Une dalle monolithique ou litée avec un recouvrement raide, porteur ce qui diminue d'autant la charge sur le premier banc.

   Les méthodes analytiques se limitent souvent aux excavations de géométrie simple (rectangulaire) avec des chargements simples. L'état de contrainte initial doit de préférence être isotrope et la loi de comportement envisagée élastique linéaire.

   Un certain nombre de facteurs ne sont pas pris en compte :
   – Les contraintes initiales ou induites à proximité de la cavité et l'influence de la géométrie de celle-ci sur leur répartition dans le massif de sol.
   – La constitution (failles, fractures, joints de stratification) du massif et son comportement mécanique.
   – Le décollement des bancs entre eux.

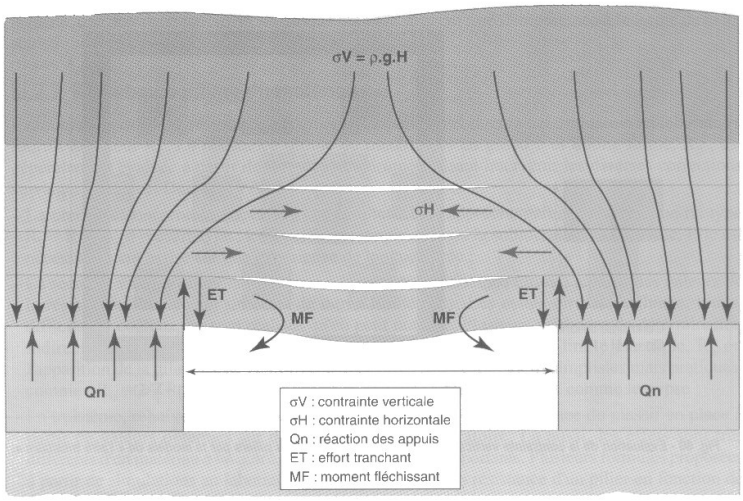


FIG. 1.7 – Schéma de principe d'une modélisation par plaques ou poutres (LCPC-INERIS 2002)

- La présence de facteurs supplémentaires tels que les eaux souterraines et des surcharges en surface ou le caractère dynamique.
- Le vieillissement des matériaux avec le temps.
- Le comportement rhéologique complexe des terrains.

De même que pour les méthodes empiriques, elles ne permettent pas d'estimer les mouvements en surface induits par un fontis.

2. Implémentation logicielle d'une approche analytique : le logiciel PRF2P

   A partir de ces constatations, Abbass-Fayad (2004) a étudié le phénomène de fontis en utilisant une approche basée sur une méthode analytique modélisant les différents bancs consituant le massif de sol par des poutres superposées. Sous leur poids propre et le poids des matériaux sus-jacents, les poutres vont se déformer. L'approche analytique retenue permet de déterminer la déformée et l'état de contrainte dans chaque couche de matériau.

   A partir de cela, il est introduit la notion de fracturation induite. Lorsque la plasticité (par traction, compression et/ou cisaillement) apparaît, une fracture est manuellement initiée qui pourra ensuite provoquer la chute de blocs.

   L'ensemble de cette démarche fut implémentée dans un code de calcul analytique capable de tenir compte de l'auto-comblement par foisonnement des vides (cavité initiale et vide créé par la chute des matériaux). Pour un cas d'étude donné, le logiciel va itérer le schéma retenu (détermination des zones plastiques, fissuration induite, chute de blocs et calcul du volume de sol effondré grâce au coefficient de foisonnement) jusqu'à obtenir une des trois conditions d'arrêt :
   - Absence de nouvelles zones plastiques. Il y a donc présence d'un banc suffisamment résistant.
   - Rupture du dernier banc du recouvrement. Le fontis débouche donc en surface.

– Auto-comblement. Le volume de matériau effondré et foisonné est donc supérieur ou égal au volume de la cavité plus le volume de la cloche de fontis.

Il s'agit donc d'un code analytique qui permet :

– La vérification de l'état de stabilité des différents bancs en comportement élasto-plastique non-linéaire.
– La propagation de fractures dans les sections plastifiées.
– La prise en compte de l'autocomblement par foisonnement.
– La prise en compte de charges extérieures (fondations, remblais, ...).

Cet outil présente de plus l'avantage d'être très rapide à utiliser. La figure 1.8 montre l'un des cas traité avec ce code de calcul.

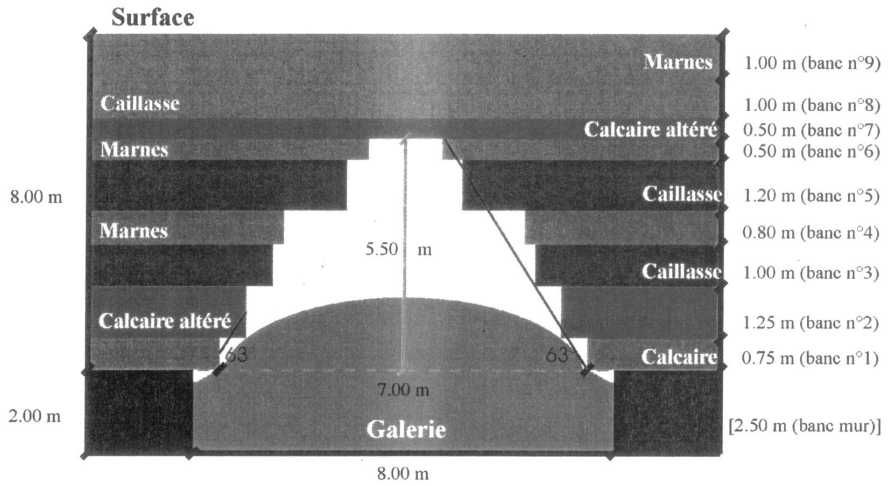


FIG. 1.8 – Géométrie simulée, les chutes par plastification et fracturation induite (Abbass-Fayad 2004)

Cependant certaines limitations sont inhérentes à l'approche retenue. Le découpage du recouvrement en un certain nombre de poutres conditionne de manière importante l'apparition d'instabilités. La décomposition d'un banc suffisamment résistant pour stopper la remontée du vide en deux bancs équivalents qui eux vont céder sous le poids du recouvrement est très délicate et nécessite de parfaitement connaître la constitution et les caractéristiques mécaniques des différentes strates.

De plus, la fracturation induite est créée manuellement par l'utilisateur en fonction d'une étude bibliographique de cas similaires. Cette fracturation conditionne aussi la forme de la cloche de fontis et la remontée de celle-ci dans le recouvrement.

1.3.1.3 Les méthodes numériques

1. Rappels préliminaires

   La dernière famille de méthodes concerne la modélisation numérique. A l'opposé des méthodes empiriques et analytiques qui se limitent à un domaine de validité, les méthodes numériques sont des outils généraux de résolution de systèmes complexes qui ne fournissent cependant qu'une solution approximative au problème. L'intérêt

réside dans leur capacité à prendre en compte des paramètres très variés (géométrie complexe avec des discontinuités, loi de comportement évoluée, coupe géologique des terrains, présence d'une nappe phéatique et sollicitations diverses). Elles sont donc beaucoup moins restrictives que ne peuvent l'être les méthodes empiriques et analytiques.
En contre-partie, elles sont généralement coûteuses, longues à utiliser et demandent une certaine expérience de la part de l'opérateur.
Quatre familles différentes de méthodes numériques sont fréquemment employées dans le domaine de la géotechnique :

- La méthode des Eléments Finis (EF). Elle est particulièrement adaptée aux milieux continus où la prise en compte de quelques discontinuités ou de fracturations n'est pas le plus important.
- La méthode des Différences Finies (DF). Elle est adaptée au milieu continu.
- La méthode des Eléments Distincts (MED). Développée par Cundall (1971, 1979), elle est bien adaptée de par sa nature aux milieux affectés de nombreuses discontinuités ou lorsque la fracturation des matériaux est une part importante de l'étude. Les éléments de base peuvent être soit des particules circulaires (ou sphériques en 3D) soit des blocs quadrangulaires déformables ou non.
- La méthode de l'Equilibre Limite (EL). Elle est généralement utilisée pour traiter des milieux discontinus très fracturés. Il existe principalement deux méthodes basées sur l'analyse de l'équilibre limite de blocs isolés (Kheder 1996).

Il apparaît donc que les méthodes numériques sont très variées, aussi bien par leur domaine d'application préférentiel que par les phénomènes qu'elles permettent de modéliser. Trois exemples d'application vont donc être présentés : le premier utilise une approche en milieu continu, le deuxième emploie une formulation en éléments distincts, tandis que la dernière utilise la méthode de l'équilibre limite.

2. La méthode des Différences Finies : le logiciel FLAC

   FLAC est un logiciel qui permet la résolution de problèmes en contraintes–déformation dans un milieu continu. Il détermine en chaque point du maillage choisi le tenseur des contraintes et des déformations, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.
   Le schéma de résolution utilisé est explicite. Ceci, associé à une formulation en Différences Finies, implique que les variables sont connues en des points discrets de l'espace et que les variables au temps $t + \delta t$ ne dépendent que de variables au temps t. Pour passer de l'instant t à l'instant $t + \delta t$, le logiciel va appliquer en chaque noeud la relation contrainte–déformation (issue du modèle de comportement) et les équations de mouvement afin d'acualiser la position des noeuds.
   La condition nécessaire pour s'assurer de la convergence du calcul est que le pas de temps utilisé soit suffisamment petit. En effet, il convient de s'assurer que la vitesse de "l'onde de calcul" soit supérieure à la vitesse des "ondes physiques" des phénomènes modélisés. Cela permet de s'assurer que la perturbation ne peut pas sauter des noeuds au cours du pas de temps.
   Ce schéma de résolution est donc itératif. Un certain nombre de cycles de calcul sont nécessaires avant d'atteindre un état d'équilibre, à la suite d'une perturbation. Plus le pas de temps utilisé doit être faible, plus le temps nécessaire au calcul sera

conséquent, même pour un cas aussi simple que de l'élasticité linéaire.
Il apparaît donc que cette approche est plus particulièrement adaptée à l'étude de systèmes comportant des modèles de comportement complexes, de grandes déformations ou des instabilités physiques. Le tableau 1.1 compare les avantages et les inconvénients des deux schémas couramment employés : explicite et implicite.

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité.	Pas de restriction sur le pas de temps de manière générale.
Faible charge de calcul par itération.	Charge de calcul importante par pas de temps.
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques.	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables.
Prise en compte de lois de comportement non-linéaires sans itération supplémentaires.	Obligation d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non-linéaire.
Si le pas de temps est inférieur au seuil critique, une loi non-linéaire est toujours suivie d'une manière correcte.	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est stable et physiquement correcte.
Pas de matrice de rigidité construite. Faible charge de mémoire.	La matrice de rigidité est construite à chaque étape. La charge mémoire peut être très importante si le problème présente un grand nombre d'éléments.
Aucune matrice de rigidité n'étant construite, les grandes déformations peuvent être prise en compte avec un minimum de charge supplémentaire.	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour la prise en compte des grandes déformations.

TAB. 1.1 – Caractéristiques des schémas explicites et implicites.

Le principal avantage de cette méthode est qu'elle utilise une formulation assez simple et ne nécessite pas la construction d'une matrice de rigidité globale, étape très gourmande en mémoire. Par contre, la discrétisation de l'espace étudié peut être délicate pour des géométries complexes du fait de l'utilisation d'un ensemble de lieux discrets.

Des cavités karstiques près de Zagreb ont été étudiées par Kovacevic Zelic et al. (2001) pour déterminer les conditions de stabilité du toit. Les géophysiciens avaient abouti à la présence d'une cavité sous un recouvrement de 25 m. Sa forme et ses dimensions n'étant pas bien déterminées, une étude de sensibilité fut menée. Le code de calcul FLAC^{2D} fut retenu.
L'approche retenue prévoyait la définition de la zone potentiellement instable en fonction de la géométrie de la cavité. Le modèle rhéologique utilisé est le modèle de

Mohr-Coulomb comme critère de plasticité. La première partie suppose une cavité de section verticale constante : 4 m^2. Trois formes différentes sont envisagées : carré, circulaire et rectangulaire. Les résultats sont présentés dans le tableau 1.2.

Section	Largeur de la cavité	Hauteur de la cavité	Hauteur maximale de la zone plastifiée
Carré	2 m	2 m	7 m
Cercle	2.26 m	2.26 m	13 m
Rectangle	4 m	1 m	Instable >25 m

TAB. 1.2 – Influence de la forme de la cavité sur le développement du vide

Le cas le plus défavorable est obtenu pour une cavité rectangulaire présentant sa dimension la plus importante dans le sens de la largeur. Il faut pondérer ce résultat par le fait que l'autocomblement par foisonnement des terrains n'a pas été pris en compte. Kovacevic Zelic et al. (2001) ont en effet considéré que la dissolution du calcaire par les eaux de circulations empêchera les terrains effondrés de rester en place. Le tableau 1.3 présente les résultats.

Surface de la section	Largeur de la cavité	Hauteur maximale de la zone plastifiée
4 m^2	2 m	7 m
6.25 m^2	2.5 m	10.5 m
9 m^2	3 m	Instable >25 m

TAB. 1.3 – Influence du volume de la cavité sur le développement du vide pour une cavité de forme donnée (Kovacevic Zelic et al. 2001)

Il apparaît donc que la cavité souterraine ne représente pas un risque d'instabilité pouvant remonter jusqu'en surface tant que sa largeur ne dépasse pas 2.5 m.

Cette méthode présente deux inconvénients principaux. Tout d'abord, l'apparition de plasticité dans un élément ne signifie pas pour autant la rupture et la chute de celui-ci. Ensuite, comme les blocs ne peuvent pas se détacher et tomber dans la cavité, cette méthode n'est pas adaptée à l'estimation des caractéristiques du fontis en terme d'angle à la base, de surface et de foisonnement. C'est donc une méthode qui se limite à l'étude de la stabilité du toit mais pas à l'évaluation des conséquences de l'effondrement (en terme de mouvements à la surface par exemple).

3. La méthode des Eléments Distincts : exemple d'application au cas de Grande Mine–Bassin houiller de Provence

   La méthode des éléments distincts considère les sols et les roches comme un ensemble d'éléments dont la forme peut être *a priori* quelconque. Cependant, plus la forme retenue sera simple et moins le modèle sera gourmand en terme de calcul. C'est pourquoi les éléments les plus courants sont de forme cylindrique (sphérique en 3D) ou quadrilatère. Deux sous-méthodes existent selon l'approche retenue.

   La méthode dite de la *Dynamique Moléculaire* considère des interactions continues entre particules pour des ensembles de particules considérées comme déformables (au moins au niveau du contact). Par exemple, la Discrete Element Method (DEM) de Cundall & Strack (1979) est mise en oeuvre dans les codes de calcul PFC^{2D} et PFC^{3D} pour des particules de forme circulaire et dans UDEC et 3DEC pour des blocs quadrangulaires qui peuvent être déformables. De même, la Granular Element Method développé par Kishino (1989) est une autre approche non pas basée sur l'intégration de l'équation de la dynamique mais sur la constitution de matrice de raideur pour mettre à jour la position des particules.

   D'autres méthodes existent dans le domaine des éléments distincts : le code de calcul LMGC (Jean 1995), SDEC, GRADIA (Liu et al. 2003) et bien d'autres. Chacun possède certaines spécifités qui le rende plus adapté à certaines modélisations.

   La seconde sous-méthode considèrent les interactions entre particules par l'intermédiaire de loi de chocs. Par exemple la méthode dite *Event Driven* est applicable à des milieux granulaires relativement lâches. Deux hypothèses sont généralement faites : les collisions présentent une durée nulle et il ne se produit pas plus d'une collision à la fois. Le schéma de résolution est alors simple. On avance de collision en collision en appliquant l'équation de la dynamique pour déterminer la trajectoire des particules et la loi de choc à restitution de Newton pour définir les vitesses des deux particules concernées par la collision après le choc.

   L'exemple choisi porte en partie sur le secteur de Grande Mine, dans le bassin houiller de Provence. Didier et al. (2003) ont étudié les possibles conséquences d'un effondrement localisé par instabilité du toit ou rupture isolée de piliers. Le processus d'effondrement au toit des vides résiduels de la mine[6] est étudié de manière analytique. Par contre, les conséquences de la rupture d'un pilier de petites dimensions sont modélisées avec le logiciel UDEC.
   L'exemple choisi correspond à une cavité isolée présentant les caractéristiques suivantes :
   – Une largeur non soutenue de 30m après l'effondrement d'un pilier de 5m de largeur, placé au centre de la galerie.
   – Une ouverture de 4m.
   – Un pendage de la couche exploitée de 5°.
   – Quatre profondeurs différentes ont été envisagées : 30m, 40m, 60m et 80m.
   – Le recouvrement est composé de bancs calcaires. La fracturation est de densité variable. Cela va d'un recouvrement très fracturé à un recouvrement stratifié sans fracturation. Deux familles de simulations correspondantes ont donc été réalisées

[6]Exploitation par chambres et piliers abandonnés.

(figures 1.9 et 1.10), afin d'évaluer le risque d'effondrement pour ces deux configurations extrêmes.

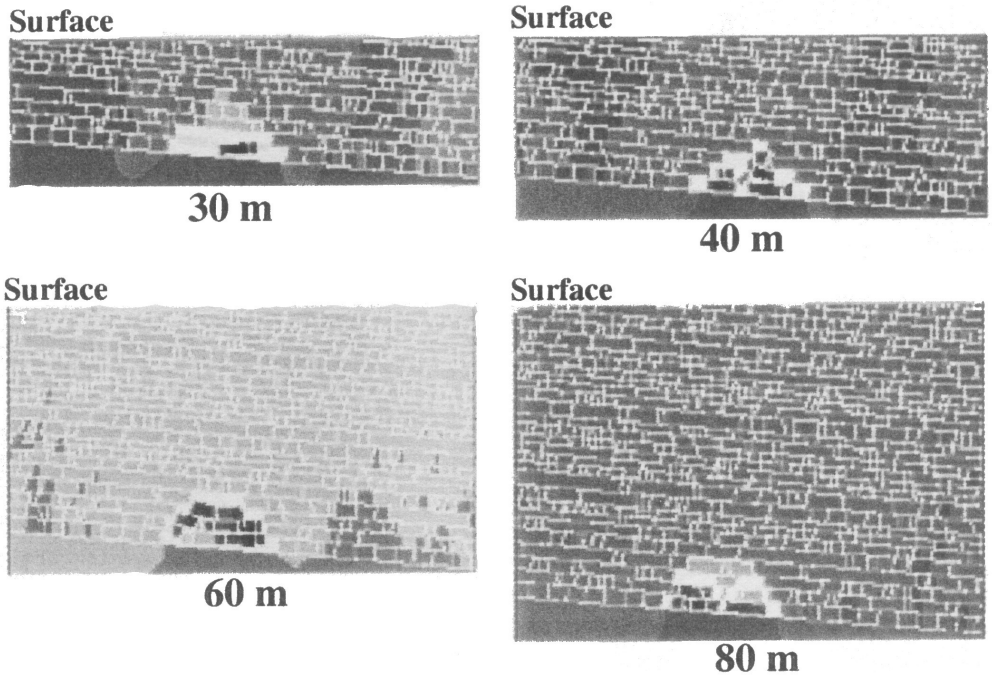


FIG. 1.9 – Formation d'une cloche de fontis obtenue par Didier et al. (2003) pour un recouvrement fracturé, l'épaisseur du recouvrement variant de 30 à 80 m.

Les figures 1.9 et 1.10 montrent les résultats obtenus lors de l'étude. La première illustre l'effondrement du recouvrement fracturé selon la profondeur de la cavité. La seconde montre l'apparition de zones plastifiées dans le recouvrement pour différentes profondeurs, dans le cas du recouvrement stratifié non-fracturé.

Les différentes simulations ont mis en évidence l'importante influence de la profondeur de la cavité sur la forme de la cloche d'éboulement. Avec ou sans fracturation, l'augmentation de la profondeur a provoqué un accroissement du nombre de chutes de blocs ou de points plastiques au toit de la galerie. Le tableau 1.4 illustre quantitativement les résultats obtenus pour les différents cas modélisés.

Profondeur (m)	Cas Fracturé Surface de blocs chutés (m^2)	Cas non-fracturé Surface de la zone plastifiée (m^2)
30	70 (1 banc chuté)	120 (2 bancs très plastifiés)
40	120 (3 bancs chutés)	170 (3 bancs très plastifiés)
60	150 (3 bancs chutés)	220 (4 bancs très plastifiés)
80	180 (3 bancs chutés)	270 (4 bancs très plastifiés)

TAB. 1.4 – Nombre de blocs chutés et zones de plastification dans le recouvrement

Il apparaît que l'étendue des surfaces plastifiées croît dans un rythme proche de celui des zones éboulées. La création de fractures induites dans ce modèle en tenant

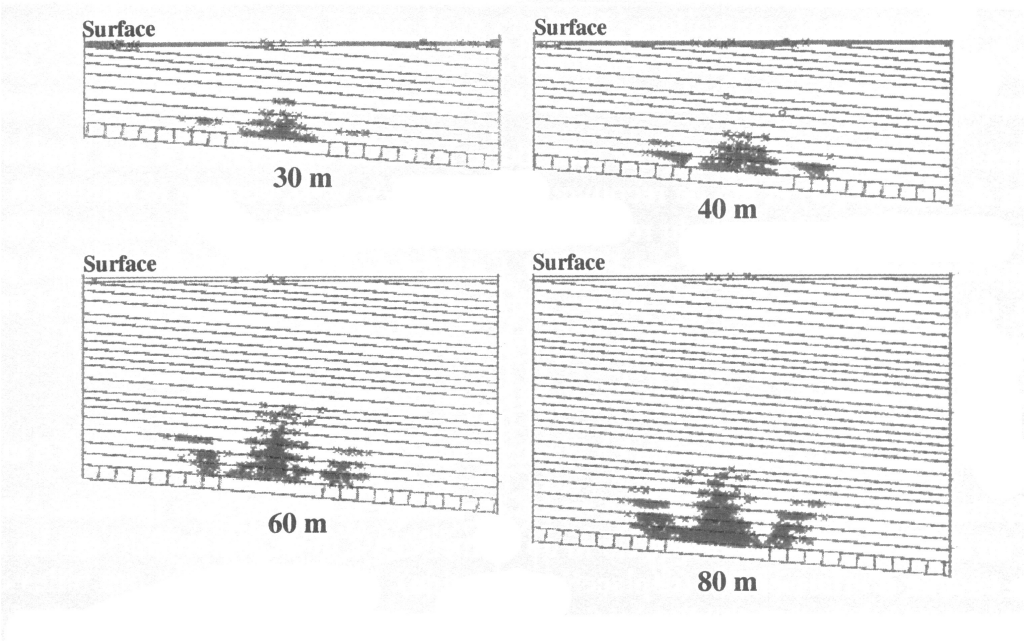


FIG. 1.10 – Plastification obtenue par Didier et al. (2003) pour le recouvrement stratifié non-fracturé, l'épaisseur du recouvrement variant de 30 à 80 m.

compte de la distribution des zones plastiques peut permettre de simuler, dans le cas d'un recouvrement stratifié non fracturé, la chute de blocs et le cas échéant la formation d'une cloche de fontis.

A noter : dans le cas fracturé, il y a une surface moindre de blocs effondrés.

4. La méthode de l'Equilibre Limite : le logiciel RESOBLOCK

   Elle consiste à définir la géométrie des blocs autour de la zone qui nous intéresse (ouvrage souterrain, cavité, ...) et à étudier ensuite leur comportement mécanique et leur mouvement. Les deux principales approches sont celles de Goodman (1989) et de Warburton (1988). Le code RESOBLOK est le plus connu utilisant cette approche. Thoraval (2005) étudia dans le cadre du programme européen CAD-PUMA[7] l'optimisation de l'exploitation du marbre en terme de taille de blocs découpés. La méthode d'exploitation utilisée est celle des chambres et piliers abandonnés.

   La fracturation étant un paramètre clé de la stabilité de l'exploitation, c'est donc assez naturellement que la méthode de l'équilibre limite fut utilisée par l'intermédiaire du logiciel RESOBLOCK.

   C'est un outil de représentation tridimensionnelle des massifs rocheux fracturés, développé par l'INERIS et le LAEGO (Heliot 1988). Il permet de créer des modèles géométriques de fracturation comportant deux types de fractures : les fractures dites d'"extension infinie" qui ne s'interrompent que sur les limites du modèles ou sur

[7]Development of an integrated computer aided design and planning methodology for underground marble quarries.

une autre fracture et les fractures "polygonales" dont l'extension est précisément définie.

La figure 1.11 présente une vue du modèle utilisé et son réseau de fractures. La stabilité au cours de l'exploitation d'une chambre a été étudiée en fonction de l'orientation des galeries envisagées.

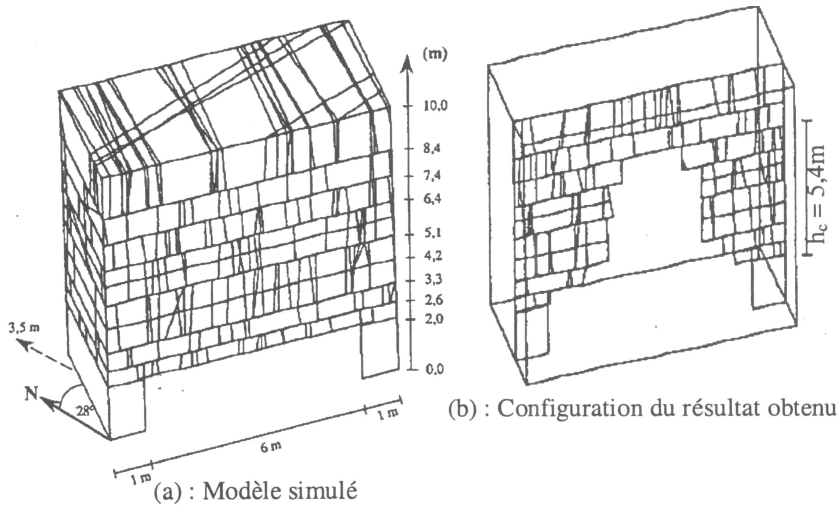


FIG. 1.11 – Massif de marbre modélisé et le réseau de fractures considérées (Asof 1991)

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 1.5 en terme de volume moyen de blocs instables.

Orientation de la galerie selon ...	...l'azimut des principales famille de fractures				...l'orientation des galeries actuelles	
	110°	250°	212°	160°	306°	36°
Volume moyen de blocs instables (m^3)	826	473.7	254	168.4	883.7	225.1

TAB. 1.5 – Influence de l'orientation des galeries sur le volume de blocs instables

Le volume de blocs instables apparaît très dépendant de l'orientation choisie de l'exploitation. Cet outil permet aussi de déterminer les meilleures possibilités pour une extension de l'exploitation à partir de chambres existantes.

Ce logiciel apparaît très performant dans les milieux fortement fracturés mais ne permet pas de modéliser la chute des blocs au sein de la cavité et le foisonnement qui en découle. Les blocs considérés comme chutés sont simplement supprimés du modèle. Il ne permet pas non plus d'obtenir les conséquences des chutes de blocs à savoir les déplacements en surface par exemple.

1.3.1.4 Synthèse

Il est donc nécessaire de bien évaluer les besoins d'une étude avant de porter son choix sur une quelconque méthode. En effet, parmi les trois grandes familles de méthodes (empiriques, analytiques et numériques), les intérêts, les avantages et les inconvénients sont très variables, de même que le domaine d'utilisation.
De manière générale, on peut retenir que :

- Les méthodes empiriques sont assez simples. Elles demandent peu de données précises sur la cavité et son recouvrement mais fournissent en retour un minimum de résultats. Elles nécessitent par contre une base de données conséquente sur une région homogène limitée. Leur utilisation est restreinte à la reconnaissance de site et la réalisation d'une étude préliminaire.
- Les méthodes analytiques demandent des données plus nombreuses, mais permettent généralement une meilleure appréciation de la stabilité du toit. Elles ont pour avantage la rapidité et la commodité mais se limitent à des études de stabilité locale sur des cas simples. De plus, leur précision dépend fortement de l'importance de phénomènes tiers (fracturation, eaux souterraines, ...) même si un développement grâce à des méthodes complémentaires peut permettre d'améliorer leur précision.
- Les méthodes numériques sont très élaborées mais requièrent de nombreuses données. Le panel des résultats qu'il est possible d'obtenir est très étendu (stabilité locale et globale du toit, des piliers, mouvement dans le massif de sol, ...). Elles sont utilisables pour des configurations complexes et peuvent permettre pour les plus récentes la modélisation de la rupture et sa propagation[8]. Elles sont par contre assez lourdes à mettre en place, comparativement aux autres méthodes.

1.3.2 Les mouvements de sol en surface

Les différents mouvements sont les déplacements verticaux et horizontaux, mais aussi leurs dérivées : la pente, la déformation horizontale et la courbure. Des méthodes de prévision de ces différentes composantes existent. Elles s'appuient soit sur des considérations théoriques et/ou empiriques et ont donné lieu à des équations et des abaques, soit sur des approches numériques utilisées dans des applications logicielles.

1.3.2.1 Les approches empiriques ou analytiques

Un grand nombre d'expressions ont été recensées par Deck (2002). Elles concernent dans leur grande majorité des cas d'affaissements miniers et permettent de prévoir de manière satisfaisante les mouvements de terrain en surface lors d'effondrements de grande ampleur. L'une des principales caractéristiques de ces affaissements est la continuité des mouvements de terrains généralement observés.

Il est de plus défini la notion de largeur critique. Le rapport w/H qui correspond à la largeur de la cavité divisée par l'épaisseur du recouvrement, est comparé à la valeur de $2tan\beta$, β étant l'angle d'influence. Si le rapport w/H est supérieur à cette valeur alors la cavité est dite sur-critique et l'affaissement maximal qui est susceptible de se produire

[8]Plus particulièrement pour les formulations en Eléments Distincts

sera égal à l'affaissement maximal, qui est fonction de l'ouverture O de la cavité.
Par contre, si le rapport w/H est inférieur à la valeur de $2tan\beta$, alors la cavité est sous-critique. L'affaissement maximal susceptible de se produire est alors inférieur à l'ouverture de la cavité.

Pour le cas des fontis, les études concernant la prévision des mouvements de terrain lors de leur occurence sont plus réduites. En effet, la problématique des fontis se porte plus souvent sur la caractérisation de la stabilité des cavités concernées que sur la prévision des mouvements en surface. Cela est principalement du au fait que lors de l'occurence d'un fontis, les déplacements qui arrivent en surface sont souvent extrêmement brutaux et importants, ce qui peut compromettre l'intégrité et la pérennité du bâti en surface. On exprime généralement le déplacement pouvant apparaître en surface suite à un fontis par le biais de deux grandeurs : l'affaissement maximal S_{max} et le rayon débouchant r. Il est donc présupposé que l'apparition du vide en surface sera franche, avec une rupture des terrains correspondant au rayon r. Ceci est correct pour des terrains cohérents. Cependant si l'horizon supérieur du recouvrement est un matériau faiblement cohérent ou pulvérulent, il se formera alors une cuvette d'affaissement continue.

C'est ce qui est observé par Caudron (2003) lorsqu'il est procédé à l'effondrement d'une cavité dans un massif de matériau analogique pulvérulent. L'approche de Peck (1969) (cf. équation 1.1) est à l'origine utilisée pour la prédiction des tassements en surface dûs au creusement d'un tunnel.

$$S(x) = S_{max} \times e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \tag{1.1}$$

avec S_{max} le tassement maximal, i la distance au point d'inflexion et x la position par rapport à l'axe du tunnel.

La figure 1.12 présente schématiquement la forme de la cuvette d'affaissement obtenue avec cette expression pour un tunnel donné. Cette approche est souvent utilisée pour déterminer les tassements en surface lors du creusement d'un tunnel circulaire. L'angle β est appelé l'angle d'influence. Il est directement relié à l'épaisseur du recouvrement H et à L_c. Cet angle est une caractéristique très couramment utilisée dans le domaine minier pour définir les dimensions de la zone concernée par un affaissement. On peut exprimer L_c en fonction de i par l'intermédiaire de $L_c \simeq 2,5i$ si la forme de la cuvette d'affaissement est approximable par une courbe de Gauss.

S_{max} et i dépendent d'un certain nombre de critères. S_{max} dépend principalement de la valeur de la perte de volume, tandis que i dépend de la géométrie de la cavité, de sa profondeur et de la nature des terrains. Différents auteurs ont proposé des expressions permettant d'estimer i en fonction du type de sol rencontré (cf. tableau 1.6 pour une liste non-exhaustive). Ainsi la largeur de la cuvette L_c est directement estimable à partir des caractéristiques de la cavité et de sa profondeur.

Caudron et al. (2004) ont étudié la pertinence de l'utilisation de cette approche pour des cavités de forme rectangulaire dans le cadre d'effondrements au sein d'un matériau pulvérulent. Les résultats obtenus sont assez probants mais assimilent la perte de volume au volume de la cavité sans prendre en compte un possible foisonnement. Cette approche fût possible car le foisonnement du matériau pulvérulent utilisé est faible, il est inférieur à 1,1. Il ressort également de cette étude que l'approche empirique de Peck (1969) reste utilisable pour un élancement maximal de la cavité égal à 8 et en calculant le diamètre équivalent D_{eq} de la cavité rectangulaire.

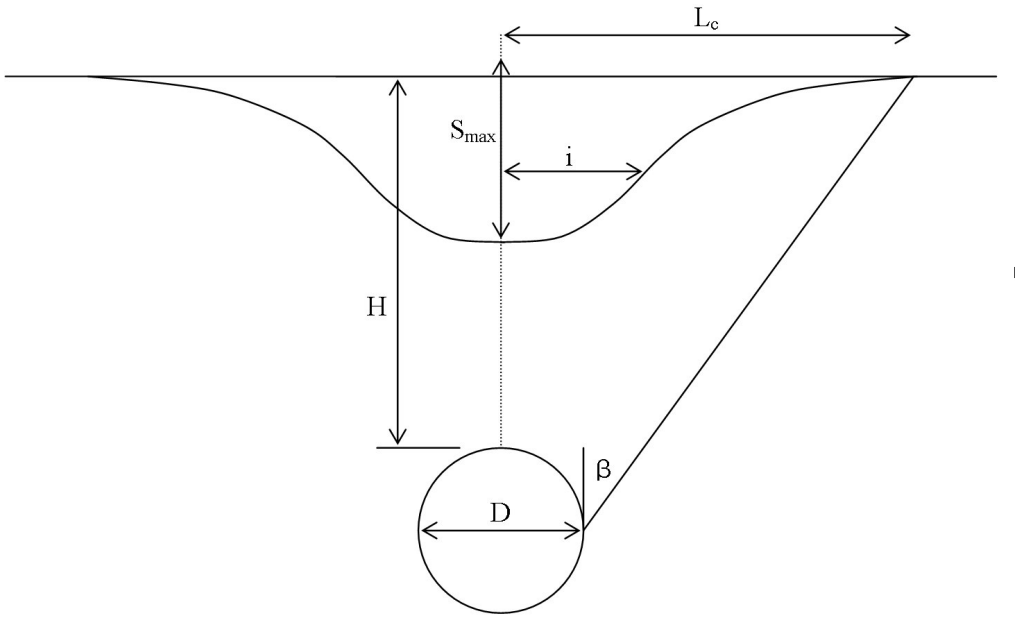


FIG. 1.12 – Schéma de principe de l'approche empirique de Peck (1969)

Auteurs	Expression proposée	Type de sol
Atkinson & Potts (1977)	$i = 0.25 \times (1.5 \times H + D)$	sables denses avec surcharge
Oteo & Sagaseta (1982)	$i = 0.525 \times H - 0.42 \times R$	sols granulaires
Dyer et al. (1996)	$i = 0.29 \times H$	sables lâches à peu dense
Al Abram (1998)	$i = 0.15 \times H + 0.5 \times D$	sol analogique de Schneebeli

TAB. 1.6 – Formules empiriques pour déterminer i (Dolzhenko 2002)

En partant de la figure 1.12, on peut alors exprimer β en fonction des différents paramètres et en utilisant l'expression déterminée par Al Abram (1998).

$$tan\beta = \frac{2,5i - R}{H} \tag{1.2}$$

$$tan\beta = \frac{2,5(0,15H + 0,5D_{eq}) - R}{H} \tag{1.3}$$

$$tan\beta = 0,375 + 1,5\frac{D_{eq}}{H} - \frac{R}{H} \tag{1.4}$$

$$tan\beta = 0,375 + \frac{D_{eq}}{H} \tag{1.5}$$

Ainsi on obtient que si D est très petit par rapport à H, l'angle d'influence est de 20°. Puis β augmente si D augmente pour une profondeur constante. Par exemple, pour une

profondeur de 30 cm et un diamètre équivalent de 6 cm, l'angle d'influence vaudrait alors 30°.

Des approches complémentaires à celle de Peck permettent de prédire en plus la courbe des déplacements horizontaux. C'est le cas de l'approche de Lake et al. (1992) qui suppose que le champ de déplacement dans le sol au dessus du tunnel est concentrique, le centre étant l'axe du tunnel :

$$V(x) = S(x) \times \frac{x}{H} \tag{1.6}$$

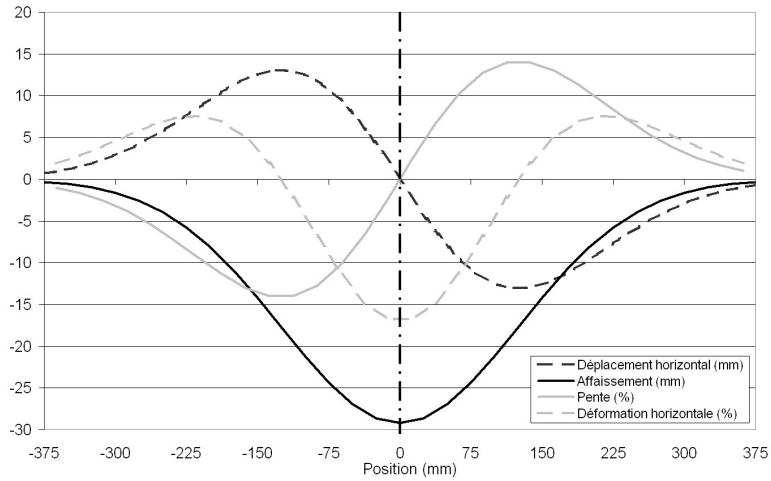


FIG. 1.13 – Allure générale des déplacements et déformations par l'approche de Peck

A partir des déplacements verticaux et horizontaux, la pente et la déformation horizontale peuvent être estimées. Elles dérivent des grandeurs précédentes.

Cette approche empirique pourra donc être utilisée dans la suite de ce mémoire pour étudier les déplacements survenant en surface lors de fontis débouchant au jour à travers un recouvrement granulaire.

1.3.2.2 La modélisation numérique

1. CESAR-LCPC

   Deck (2002) a utilisé le code de calcul CESAR-LCPC pour étudier les phénomènes d'interaction sol-structure lors d'un affaissement minier. Différentes conditions de sollicitations ont été étudiées, ainsi que différents types de bâtiment.

   L'influence de chacun des mouvements ou déformations élémentaires sur la structure a été caractérisé. Il s'agit de l'extension, de la compression, de la courbure et de caractéristiques intrinsèques au terrain ou à la structure.

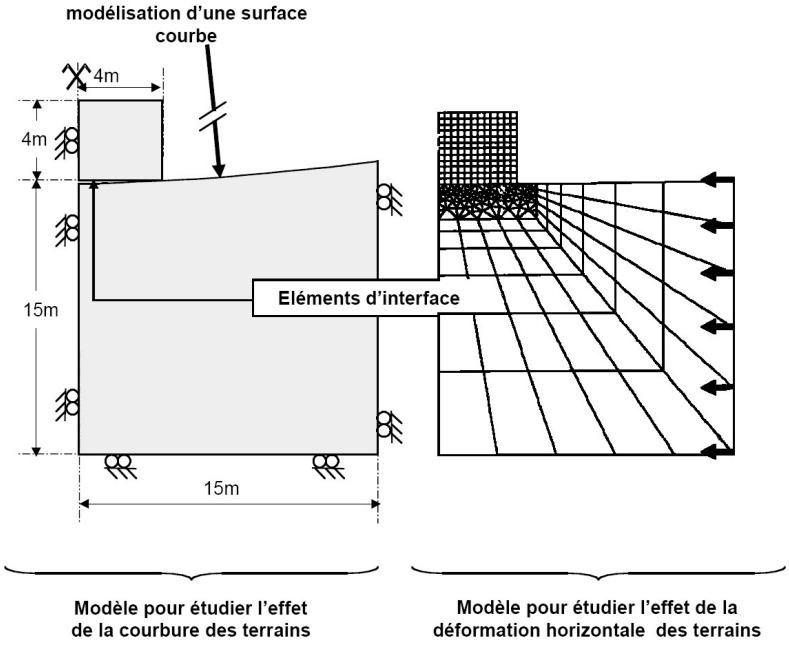


FIG. 1.14 – Coupe géométrique utilisée pour l'étude paramètrique (Deck 2002)

   Le code de calcul choisi se révèle ici assez bien adapté car les mouvements modélisés sont continus et aucune rupture ou chute de blocs ne devait être représenté.

2. UDEC

   L'étude de Didier et al. (2003) porte aussi sur les mouvements en surface qui varient de manière importante en fonction de la profondeur de la cavité. En effet, la modélisation numérique par le code aux Eléments Distincts UDEC des conséquences de la ruine isolée d'un pilier a permis d'estimer l'importance des mouvements des terrains en surface. De manière générale, il apparaît que plus le recouvrement est important, plus l'amplitude de la cuvette diminue tandis que sa largeur augmente. Le tableau 1.7 donne les résultats obtenus pour les quatres profondeurs envisagées (30, 40, 60 et 80 m) en terme d'affaissement maximal, de largeur de la cuvette (x_0 correspond à la distance au centre de la cuvette pour laquelle l'affaissement vaut $S_{max}/2$, soit $x_0 = i\sqrt{2 \times ln2}$), de pente maximale et de déformation horizontale maximale.

   Ces résultats ont permis d'établir que pour des profondeurs d'exploitation supérieures à une cinquantaine de mètres, les conséquences en surface d'un effondre-

Pronfondeur (H)	30 m	40 m	60 m	80 m
x_0	8 m	11 m	15 m	20 m
S_{max}	0,40 m	0,20 m	0,10 m	0,05 m
pente	3,2%	1,5%	0,49%	0,22%
Déformation horizontale	$8,1\ 10^{-3}$	$3,2\ 10^{-3}$	$6,1\ 10^{-4}$	$2,2\ 10^{-4}$

TAB. 1.7 – Résultats quantitatifs des déplacements en surface lors de la rupture isolée d'un pilier en fonction de la profondeur pour une cavité de 30 m de largeur pour une ouverture de 4 m

ment localisé ne peuvent pas provoquer de dommages significatifs sur des ouvrages, même relativement importants. En effet, il est considéré que pour des constructions de plusieurs étages, les effets de mise en pente sont néfastes si la pente devient supérieure à 1%. De même, l'effet d'une déformation horizontale inférieure à $1\ 10^{-3}$ est négligeable sur les ouvrages en surface d'une longueur inférieure à 30 m, ce qui est le cas de l'ensemble des ouvrages situés à proximité des affleurements de Grande Mine.

1.3.3 Comportement des bâtiments

Un bâtiment présente des sensibilités différentes en fonction des mouvements que le sol serait amené à lui transmettre. Les différents comportements possibles d'un bâtiment vis à vis des mouvements présumés du terrain sont exposés ci-après (Deck 2002; Abbass-Fayad 2004). Les mouvements et déformations du terrain les plus critiques vis à vis d'un bâtiment dépendent de la nature de l'aléa considéré. Pour un affaissement, les deux mouvements principaux à prendre en compte sont la déformation horizontale et la courbure du terrain[9]. Pour un fontis, il s'agit de la déformation horizontale et de la pente et surtout de la possibilité de pertes d'appuis.

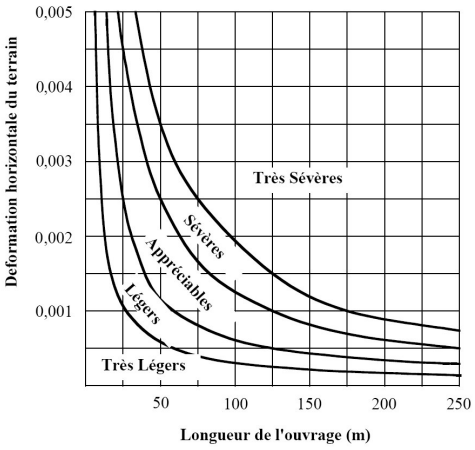
1.3.3.1 Comportement vis à vis de la déformation horizontale du terrain

Il ressort de nombreuses études que la déformation horizontale des terrains suite à un affaissement ou à un effondrement est la sollicitation la plus critique vis à vis de l'intégrité des structures. De nombreux chercheurs ont étudié le comportement des structures situées en zone de déformation horizontale : Shahin et al. (2004), Deck (2002), Speck & Bruhn (1995), Arcamone (1980), Geddes (1984), Burland et al. (1977), Soots (1969).

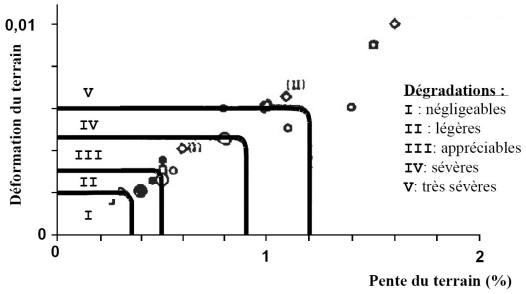
Les principaux résultats obtenus sont récapitulés ci-après :

- La déformation horizontale peut engendrer un comportement complexe de la structure, plus particulièrement lorsque celle-ci n'est pas paralléle au sens de la déformation.
- La poussée des terrains ne peut pas dépasser sa propre résistance (une mise en butée).

[9]Il s'agit de la dérivée seconde des déplacements verticaux.



(a) en fonction de la déformation horizontale et de la longueur de la structure (National Coal Board 1975)



(b) en fonction de la pente et de la défrmation horizontale (Wagner & Schümann 1991)

FIG. 1.15 – Caractérisation des dégâts résultant des mouvements en surface

- La déformation du terrain, associée à l'interaction sol-structure, peut engendrer des zones de rupture en compression et en traction.
- En considérant le bâtiment aligné avec le sens de la déformation, le frottement du terrain le long de la structure pourra se produire en deux endroits : sous la structure et le long des murs verticaux parallèles au sens de la déformation.
- L'intensité de ce frottement ne pourra pas dépasser un seuil, dépendant de l'angle de frottement de l'interface sol-structure et de la poussée perpendiculaire du terrain.
- Les contraintes de cisaillement engendrées par le frottement sous la structure peuvent provoquer une flexion de celle-ci. Un corollaire à ceci est que si le soubassement de la structure est soumis à des contraintes de traction, les fibres supérieures seront elles soumises à des contraintes de compression. Il en va de même pour la réciproque.
- Pour une structure soumise dans son soubassement à de la traction, les dégradations attendues sont verticales dans la superstructure, particulièrement concentrées autour des singularités (ouvertures par exemple).
- Lors de déformations de compression, les dégradations attendues sont horizontales dans les soubassements.

La figure 1.16 tirée de Deck (2002), illustre parfaitement les différents mécanismes abordés précédemment.

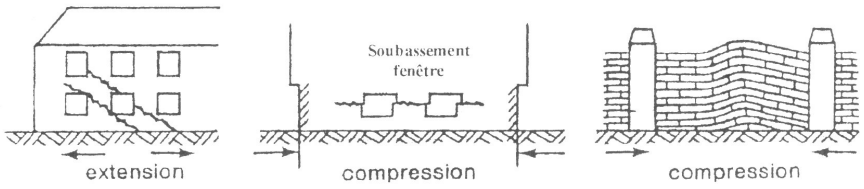


FIG. 1.16 – Comportements possibles d'un bâtiment vis_à_vis de la déformation horizontale des terrains (Kratzsch 1983 tiré de Deck 2002)

1.3.3.2 Comportement vis à vis de la pente du terrain

Le pente du terrain ne devient un critère prépondérant que pour les fortes valeurs (supérieures à 2-3%). Pour une cuvette d'affaissement, la pente maximale qu'il est possible d'observer est de l'ordre de quelques pourcents (inférieure à 5%). Dans le cadre d'un fontis, la pente (ou la dénivellation d'appuis) peut être beaucoup plus importante (supérieure à 10%). Cela peut aller jusqu'à la perte totale de contact au niveau des fondations les plus exposées. Un basculement de la structure est envisageable selon la localisation du fontis par rapport au bâtiment (cf. figure 1.17).

Toutefois, sans aller jusqu'à des accidents aussi extrêmes, l'inclinaison d'une structure présente deux conséquences : l'une au niveau du sol, la seconde au niveau du bâtiment.

Au niveau du sol, elle provoque une augmentation des contraintes comme illustré sur la figure 1.18 [10]. L'inclinaison d'une charge verticale centrée sur une fondation a pour conséquence une redistribution des contraintes : elles deviennent 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 alors envisageable.

Au niveau de la structure, lorsque celle-ci s'incline, la descente de charges s'en trouve modifiée. Les éléments porteurs du côté de l'inclinaison se retrouvent alors plus comprimés, au détriment de ceux de l'autre côté (cf. figure 1.19). Ceci peut aller jusqu'à leur mise en traction, si l'inclinaison est suffisante. Les façades n'étant pas dimensionnées pour supporter une traction généralisée, un risque d'effondrement de la structure apparaît.

[10] Les figures 1.18 et 1.19 sont issues du site internet du CSTB :
http ://dssf.cstb.fr/page/default.asp ?main=34

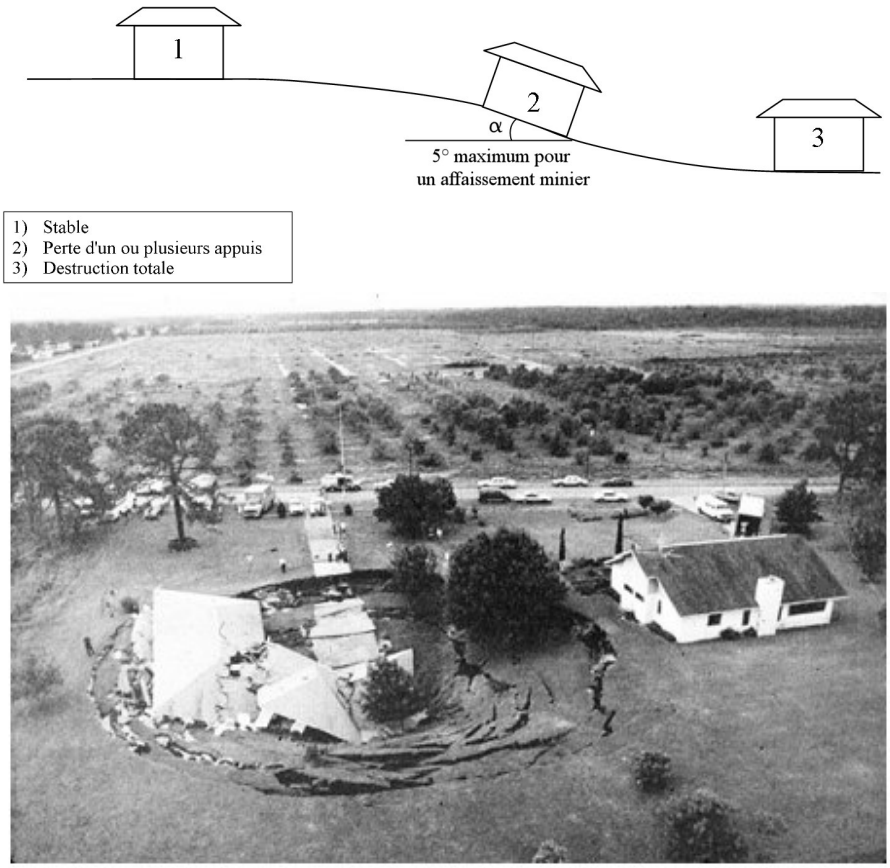


FIG. 1.17 – Basculement et ruine d'un bâtiment dû à un fontis

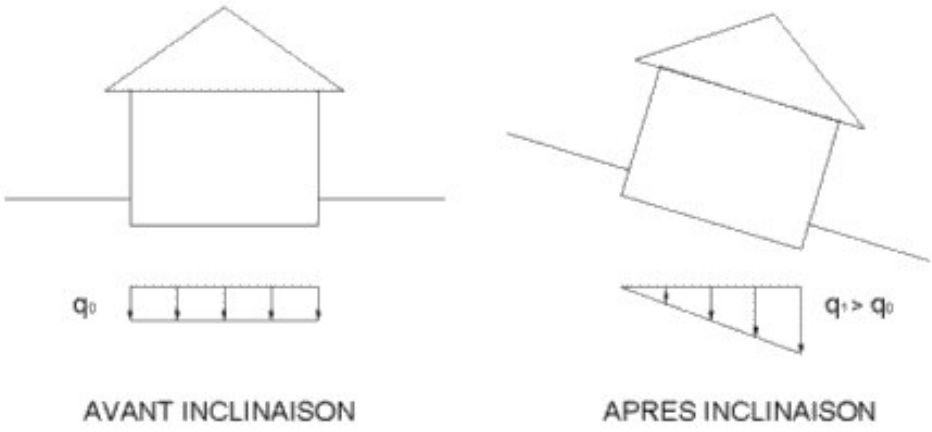


FIG. 1.18 – Redistribution des contraintes lors de l'inclinaison d'un bâtiment (crédit CSTB)

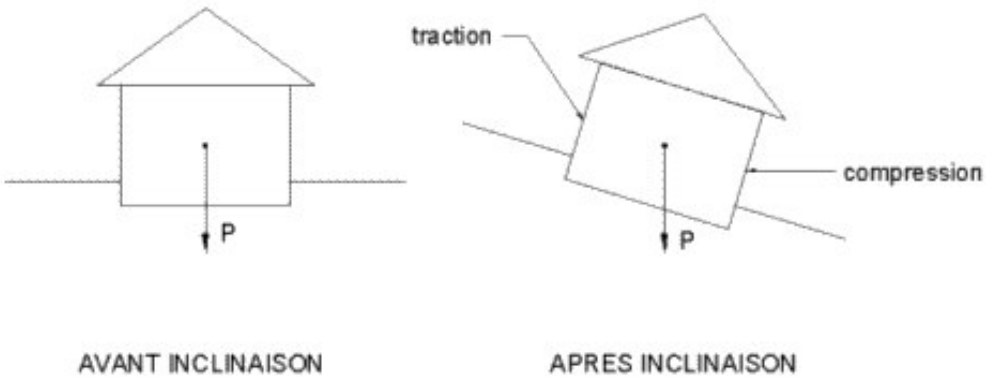
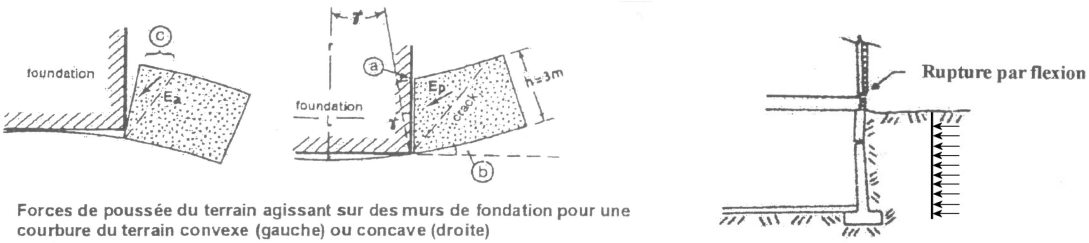


FIG. 1.19 – Modification des efforts dans les éléments porteurs avec l'inclinaison d'un bâtiment (crédit CSTB)



(a) Mise en butée (extension à gauche, compression à droite)

(b) Rupture du soubassement

FIG. 1.20 – Mise en butée du sol et rupture d'une fondation par flexion dans Deck (2002)

1.3.3.3 Comportement d'ensemble

Le comportement d'ensemble d'un bâtiment vis-à-vis de la combinaison des différents déplacements et déformations du terrain est assez délicat à appréhender. En effet, compte tenu de l'important panel de matériaux, de géométrie et de dispositions constructives des bâtiments, il est utopique de tenter d'établir une approche universelle. Certaines constatations peuvent cependant être faites :

- Les bâtiments résistent en général moins bien à la traction qu'à la compression, du fait des matériaux utilisés pour leur construction. Les mouvements et les déformations des terrains qui auront tendance à mettre en tension des parties importantes de la structure seront les plus préjudiciables. Il s'agit plus particulièrement des zones convexes et des zones présentant une déformation horizontale positive. Si l'on considère la forme théorique de la cuvette d'affaissement observée par Caudron (2003), on peut alors mettre en évidence différentes zones de comportement. Le centre de la cuvette présente une courbure concave et une déformation horizontale négative. Donc de manière globale, le soubassement de la structure serait soumis à de la compression. La périphérie de la cuvette est quand à elle convexe avec une déformation horizontale positive, le soubassement de la structure serait donc principalement soumis à une extension.
- La majeure partie des fissures pouvant apparaître dans les voiles sont inclinées. Seule la déformation de compression peut engendrer des fissures horizontales.
- L'inclinaison et la courbure du terrain sont les deux composantes 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 des terrains est un paramètre important du comportement d'ensemble du bâtiment. Un bâtiment souple aura tendance à suivre les déformations verticales 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 présentera par contre des accumulations de contraintes au niveau de points durs. Cela pourrait compromettre la pérennité de l'ouvrage si les efforts développés deviennent trop importants.
- Les déplacements horizontaux relatifs entre le bâtiment et le sol peuvent provoquer une mise en butée de celui-ci contre les fondations. Cela peut mener à la ruine locale des fondations par flexion (cf. figure 1.20).

1.3.3.4 Exemple de prise en compte de l'interaction sol–structure

Liu (1997) a étudié l'interaction sol-structure lors du creusement d'un tunnel passant sous un bâtiment. Le logiciel ABAQUS est utilisé pour représenter le sol et la structure (figure 1.21).

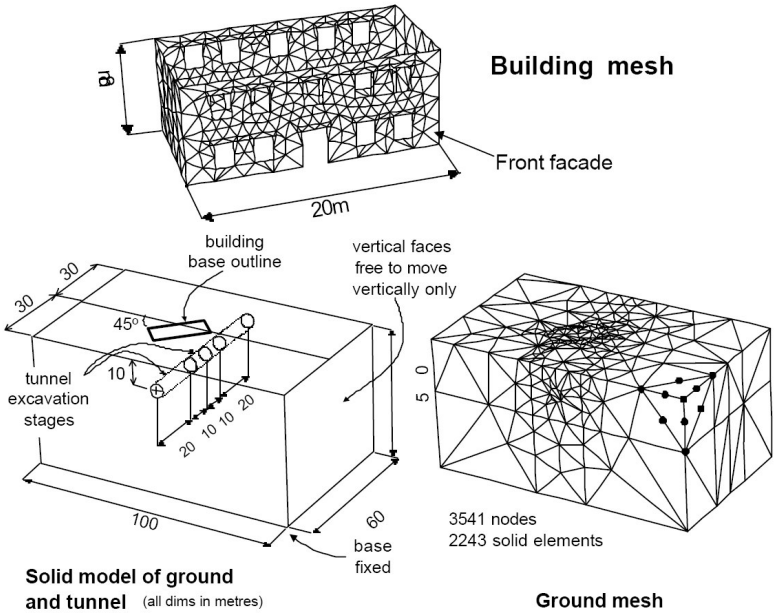


FIG. 1.21 – Modélisation utilisée par Liu (1997)

Le sol considéré est de l'argile de Londres. La loi de comportement utilisée est proposée par Chow (1994) : *the nested yield surface model*. Le critère de plasticité retenu est la surface de rupture de Von Mises.

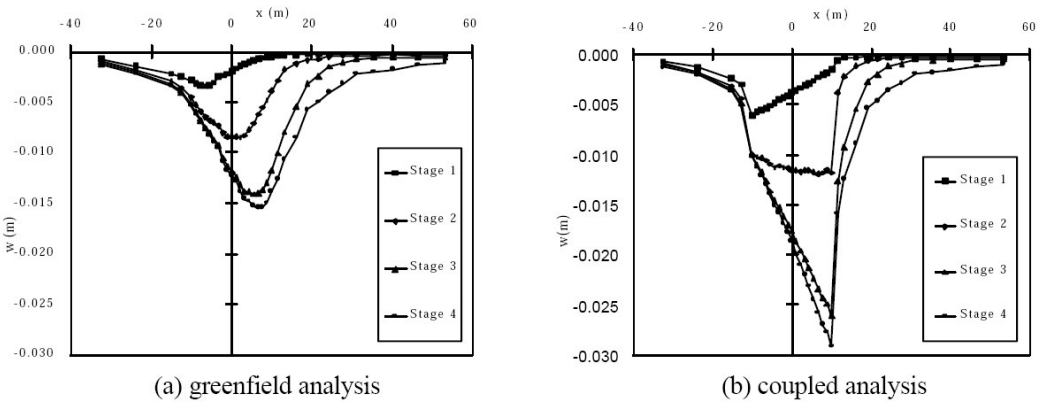


FIG. 1.22 – Cuvettes d'affaissement (Houlsby et al. 1999)

Le bâtiment considéré est une structure en maçonnerie, dont les quatre murs sont modélisés par des éléments de plaques. Des ouvertures tenant lieues de portes et de fenêtres sont situées dans les deux façades principales. Une loi de comportement permettant de

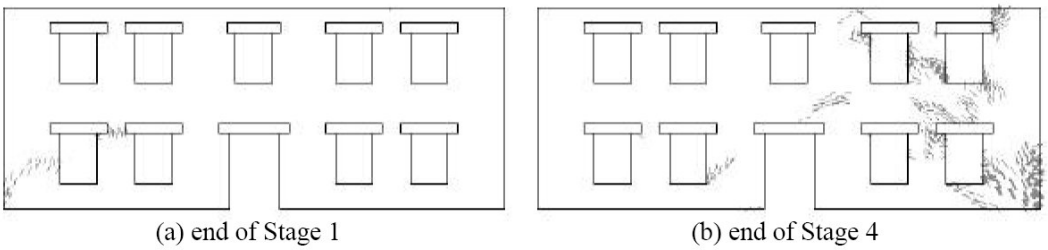


FIG. 1.23 – Répartition de la fissuration sur la façade avant (Houlsby et al. 1999) pour la simulation non-couplée à deux temps différents

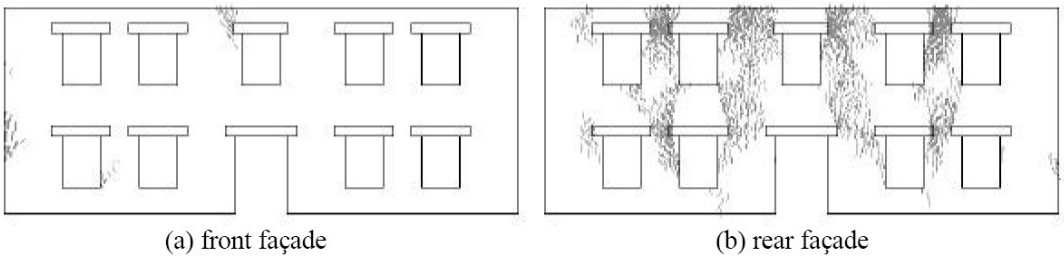


FIG. 1.24 – Répartition de la fissuration sur les deux façades principales (Houlsby et al. 1999) pour la simulation couplée au même instant

représenter le comportement caractéristique de la maçonnerie a été développée pour ce modèle.

Les différentes étapes de creusement d'un tunnel de 5 m de diamètre à 10 m de profondeur sont alors simulées dans un massif de sol. Deux simulations différentes ont été menées : en condition de terrain vierge et avec la structure à la surface. La figure 1.22 présente les cuvettes d'affaissement obtenue pour les deux cas.

L'influence du bâtiment sur les tassements en surface est évidente. On remarque que la structure se déforme peu mais aggrave de manière importante les déplacements observés.

La figure 1.23 présente la fissuration qui apparaîtrait sur l'une des façades du bâtiment en considérant une approche non-couplée.

Celle-ci serait principalement localisée sur la droite de la façade, au niveau des ouvertures et du coin inférieur droit de la structure. C'est aussi à cet endroit que les mouvements de sol les plus importants sont observés. Il semble y avoir un arc-boutement de la structure au-dessus de la cuvette d'affaissement.

Comparativement, la figure 1.24 présente la fissuration qui résulte de la simulation couplée, qui prend donc en compte l'interaction sol-structure.

La répartition des fissures est très différente selon que la présence d'un bâtiment soit pris en compte ou non. L'une des façades présente très peu de fissuration alors que l'autre présente une fissuration très importante localisée autour des ouvertures centrales.

Pour étudier les phénomènes d'interaction sol–structure, il est donc nécessaire de définir précisément un aléa et les enjeux vis à vis de cette vulnérabilité. Les résultats obtenus seront dans une certaine mesure valables pour des aléas et des structures voisines mais pourront difficilement être généralisables à des configurations éloignées.

1.4 Cas d'étude

La définition d'un cas d'étude s'inscrit dans la démarche retenue comme une étape nécessaire à l'étude du phénomène d'interactions sol-structure grâce à un modèle physique puis un modèle numérique. La cavité de référence va être présentée, inspirée d'un cas réel.

De nombreux cas de fontis sont reportés et catalogués chaque année. Les caractéristiques de notre cas d'étude sont donc inspirées de l'un de ces fontis. Il est choisi de s'orienter vers une cavité de petites dimensions sous un recouvrement faible. Ceci permet d'envisager un modèle réduit avec une échelle géométrique raisonnable.

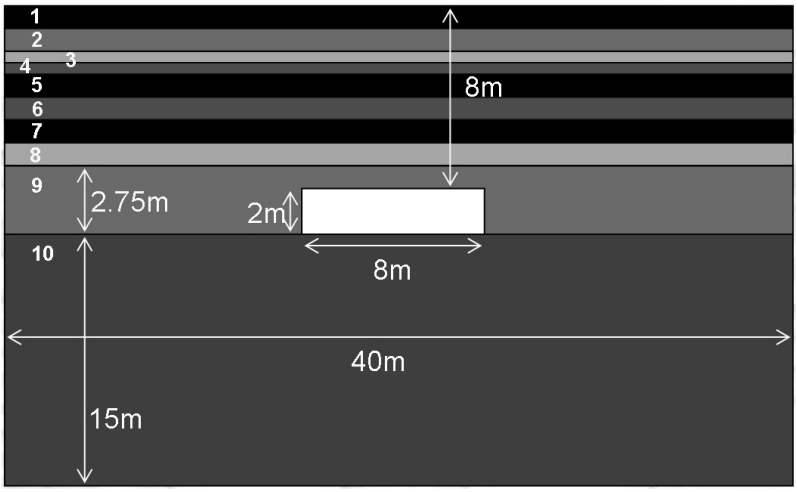


FIG. 1.25 – Coupe géologique de la cavité et de son recouvrement

Matériaux	E (MPa)	ν	$R_{traction}$ (MPa)	Cohésion (MPa)	φ (°)	Couche
Marnes	70	0.25-0.30	0.30	0.80	28	8
Caillasses	100	0.25-0.30	0.30	0.80	29	2 et 5
Sable argileux	130	0.25-0.30	0.20	1.20	30	6
Calcaire	20	0.25-0.30	0.80	2.00	31	3 et 9
Caillasses	200	0.25-0.30	1.00	1.00	35	7
Marnes	50	0.25-0.30	0.10	0.20	26	4
Caillasses	50	0.25-0.30	0.20	0.40	27	1

TAB. 1.8 – Caractéristiques géomécaniques des différents matériaux

Dans la carrière de calcaire de Malakoff en région parisienne, un fontis est reporté dans la base de données de l'Inspection Générale des Carrières (Vachat 1982). Les propriétés géométriques de la cavité et du toit figurent dans le même rapport. Par contre, les propriétés géomécaniques sont inconnues. Elles ont été estimées à partir de la base de données des propriétés géomécaniques des matériaux du bassin parisien, en particulier celles issues de Filliat (1981) et Fine (1993).

Cette carrière a été exploitée par hagues et bourrages. La galerie présente une largeur de 8 m et une ouverture de 2 m. L'épaisseur du recouvrement est de 8 m. D'après la coupe géologique présentée sur la figure 1.25, il est formé de 9 bancs stratifiés dont les caractéristiques sont précisées dans le tableau 1.8.

Le fontis apparu en surface présente un diamètre de 2.5 m et d'une profondeur de 2 m.

Cette configuration a été choisie par Caudron (2003) pour étudier la pertinence du code de calcul PFC^{2D} dans la modélisation de fontis.

La figure 1.26 illustre la cavité de 8 m de large par 2 m de haut sous un recouvrement de 8 m. La phase de calage des paramètres du matériau s'est révélée délicate. La stratigraphie réelle du recouvrement a été largement simplifiée : seul un recouvrement purement pulvérulent a été représenté ce qui induit une cuvette d'affaissement en surface et non une rupture franche dans les terrains.

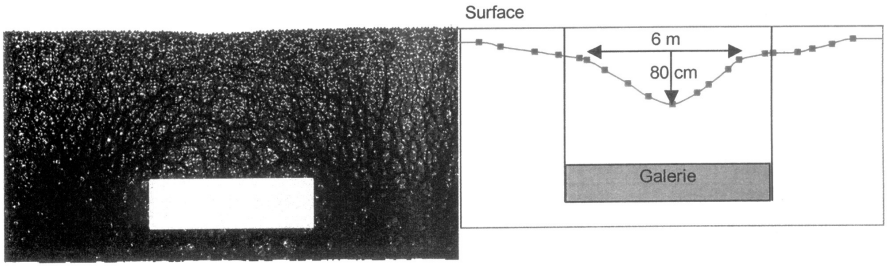


FIG. 1.26 – Simulation d'un fontis sous PFC^{2D} (Caudron 2003)

Le fontis en surface n'est donc pas bien représenté : ceci est principalement dû au recouvrement pulvérulent utilisé. La simulation permet d'accéder au foisonnement des matériaux effondrés et autorise le développement de fractures au sein du modèle sans intervention de l'opérateur ni définition préalable.

Cette approche est donc intéressante mais présente certains inconvénients : la phase de calage des paramètres qui est inévitable et délicate et la durée de calcul qui devient très importante lors de l'utilisation de grandes quantités de particules.

Première partie

La Modélisation Physique

Cette première partie a pour objet la mise au point et l'utilisation du modèle réduit expérimental.

Le premier chapitre présente le modèle réduit et les étapes nécessaires à la conception de ces différents éléments constitutifs. Une première partie est consacrée au matériau analogique de Schneebeli et à la mise au point d'un traitement permettant d'y introduire une cohésion d'amplitude contrôlée. Le dispositif de création de la cavité est ensuite présenté ainsi que le dispositif de mesure (analyse d'images et divers capteurs).

Le second chapitre est consacré à la campagne expérimentale en conditions de terrain vierge. En plus des résultats initiaux attendus (déplacements en surface, ...), la répétabilité des expérimentations est caractérisée bien que le matériau utilisé puisse être considéré comme grossier.

Le troisième chapitre est dévolu à la campagne expérimentale en présence d'une structure en surface et à la comparaison des résultats obtenus avec ceux provenant des essais en terrain vierge. Une première partie porte sur la définition et les tests d'une maquette de structure représentative d'un bâtiment réel. Ensuite les résultats obtenus lors de l'effondrements de la cavité sont confrontés pour les configurations avec/sans structure en terme de forme de cuvette, d'amplitude de déplacements, de pente, ...

Chapitre 2

Le modèle physique bidimensionnel

2.1 Etude bibliographique

Les modèles réduits sont encore très utilisés, en particulier en raison de leur capacité à prendre en compte des conditions aux limites complexes mais aussi à cause de leur matérialité qui séduit souvent les maîtres d'ouvrages. Les modèles analogiques ont pratiquement disparus au profit des modèles mathématiques pour des raisons de facilité de mise en oeuvre et surtout de coût.

L'utilisation de modèle physique est un moyen relativement simple d'étudier un phénomène dans le domaine du Génie Civil et de la géotechnique. De nombreuses études ont utilisés ou utilisent cet outil pour caractériser tel ou tel phénomène. L'expression "modèle physique" est un terme assez général pour désigner *"un concept ou un objet qui est la représentation d'un autre"* (source Wikipédia : http ://fr.wikipedia.org). Cela regroupe donc les modèles à pleine échelle, les modèles réduits, les maquettes d'architecture, ...

2.1.1 Les règles de similitudes

La principale source de problèmes et de complexité dans la conception de modèle physique est l'importance que l'on accorde au respect des règles de similitudes par rapport au phénomène d'origine. Il est bien entendu évident que pour un modèle à une échelle réelle ou vraie grandeur, ceci n'est pas limitatif. La principale limite dans ce cas provient du coût et de la faisabilité des essais.

Numéro	Loi de similitude	Signification des facteurs d'échelles.
1	$\frac{x*}{L*} = 1$	Égalité des coordonnées par rapport à l'échelle des longueurs
2	$\frac{u*}{L*} = 1$	Égalité des déplacements par rapport à l'échelle des longueurs
3	$\frac{u_0*}{L*} = 1$	Égalité des déplacements à l'origine par rapport à l'échelle des longueurs
4	$\frac{g*}{\gamma*} = 1$	Égalité de l'échelle des accélérations par rapport à celle de la gravité
5	$\frac{E*L*^2}{F*} = 1$	Conservation du rapport des échelles du module d'élasticité par longueur au carré par rapport à celle des forces
6	$\frac{\gamma*t*^2}{L*} = 1$	Identité des échelles d'accélération et de longueur car le temps ne peut pas être modifié.
7	$\frac{p*L*^2}{F*} = 1$	Conservation du rapport des échelles de pression fois longueur au carré par rapport à celle des forces
8	$\frac{\sigma_O*L^2*}{F*} = 1$	Conservation du rapport des échelles de contraintes fois longueur au carré par rapport à celle des forces
9	$\frac{\rho*\gamma*L^3*}{F*} = 1$	Conservation du rapport entre les échelles des grandeurs déterminant la force d'inertie par rapport à celle des forces

Chaque lettre accompagnée d'une étoile (*) représente le facteur d'échelle associé au changement d'échelle pour la grandeur concernée. Le tableau 2.2 donne les significations de chaque grandeur.

TAB. 2.1 – Liste des lois de similitudes

C'est pourquoi il est courant d'avoir recours à des modèles réduits qui présentent un certains nombre d'avantages : rapidité, reproductibilité et possibilité de travailler jusqu'à la rupture. Cependant pour s'assurer que le phénomène obtenu dans le modèle réduit présente un comportement assimilable au comportement observé en vraie grandeur, il est nécessaire de s'assurer du respect d'un certain nombre de règles. Ce sont les lois de similitudes, telles que présentées par Dehousse & Arnould (1971) et par Bazant (2004). Depuis, Garnier a précisé leur application au domaine de la géotechnique (Garnier 2001a; Garnier 2001b).

Le tableau 2.1 présente la liste des lois de similitude pour la géométrie, les forces et les caractéristiques physiques.

Symbole	Facteur d'échelle concernée	Dimension
L*	**Longueur de référence**	L
x*	**Coordonnées**	L
E*	**Module d'élasticité**	$ML^{-1}t^{-2}$
$\rho*$	**Masse volumique**	ML^{-3}
g*	**Accélération de la pesanteur**	Lt^{-2}
F*	**Force extérieure ponctuelle**	MLt^{-2}
p*	**Force superficielle**	$ML^{-1}t^{-2}$
u*	**Déplacement**	L
$\sigma*$	**Contrainte**	$ML^{-1}t^{-2}$
$\gamma*$	**Accélération d'inertie**	Lt^{-2}

TAB. 2.2 – Liste des facteurs d'échelle.

Si l'on examine attentivement les équation listées dans le tableau 2.1, il apparaît que seuls trois facteurs d'échelle sont indépendants (longueur, gravité et masse volumique dans notre cas). Le choix du bâti expérimental de test, du matériau qui sera utilisé pour modéliser le sol va définir les facteurs d'échelle restant. Selon le matériau choisi pour représenter le sol et le facteur d'échelle géométrique retenu, l'emploi d'une centrifugeuse peut s'avérer recommandé ou non. En effet, lorsque pour un modèle donné, un facteur de réduction géométrique est utilisé, il s'avère théoriquement nécessaire d'accroître le poids volumique des matériaux utilisés pour conserver des sollicitations équivalentes à la pleine échelle. Cela ne peut s'effectuer que par deux moyens.

- Le premier est la réalisation du modèle physique réduit en centrifugeuse, sous une gravité "artificielle". Par exemple, une centrifugeuse qui permet d'atteindre une accélération de $100g$, autorise la réalisation d'essais employant un facteur de réduction géométrique de 1/100.
- Le second moyen qui peut permettre de compenser l'utilisation d'une échelle géométrique réduite, est l'utilisation de matériaux présentant une masse volumique bien supérieure aux matériaux originaux. L'expérimentateur est alors rapidement limité par le panel de matériau à sa disposition.

Si le modèle physique utilisé satisfait à ces différentes conditions, il permet de réaliser des comparaisons quantitatives avec le phénomène observé en pleine échelle. Au

contraire, si l'une des conditions de similitudes n'est pas satisfaite, alors le modèle se dit qualitatif et permettra principalement l'étude phénoménologique du sujet.

2.1.2 Modèles physiques de fontis

L'utilisation d'un modèle tridimensionnel ou bidimensionnel dépend d'un certain nombre de facteurs tels que :

- Le phénomène étudié.
- La géométrie du cas étudié.
- Les grandeurs mesurées.
- Les simplifications géométriques possibles.
- Les moyens disponibles.
- Les *desiderata* de l'expérimentateur.

En effet, avant de se lancer dans la conception et la mise au point d'un modèle réduit physique, chose longue et délicate, il est nécessaire de bien établir le but de celui-ci. Par exemple, il n'est pas forcément nécessaire de concevoir un modèle 3D pour un phénomène et une géométrie qui peuvent se ramener à l'étude d'un problème plan. De même, en fonction des mesures demandées, il peut être nécessaire d'utiliser l'un ou l'autre modèle (l'obtention du champ de déplacement dans le massif de sol pousse à utiliser une modélisation bidimensionnelle associée à un suivi des déformations par photographie (White et al. 2003).
Dans notre cas, la maîtrise et le suivi des déformations et ruptures dans le massif présente un intérêt certain quand à la compréhension et au suivi du phénomène et de sa propagation jusqu'en surface.

Dans la littérature, différentes modélisations expérimentales sont présentées pour modéliser l'effondrement de cavités souterraines et l'impact sur un bâti en surface. On peut par exemple mentionner le travail de Mahamma (2002) en partenariat avec l'INERIS qui étudia les phénomènes d'interactions sol-structure lors de l'effondrement d'une galerie de mine. Un modèle physique bidimensionnel fût employé ainsi qu'une maquette de bâtiment. L'effondrement de la galerie de mine était modélisé par enfoncement successif d'un cylindre selon l'axe de propagation de la rupture. Les résultats furent comparés pour des essais à surface libre et des essais avec une structure en surface.

Le "Virginia Polytechnic Institute and State University" a construit un modèle physique permettant l'observation de la formation d'un fontis ou de sa cheminée, suite à l'effondrement d'une cavité souterraine. Présenté dans le mémoire de Dyne (1998), il est constitué d'un massif de sable enchassé dans un bâti rigide en bois, comportant deux parois en plexiglas à l'avant et à l'arrière. De part sa faible épaisseur (10 centimètres), c'est un modèle réduit bidimensionnel qui autorise l'étude de différents paramètres : l'ouverture de la cavité, la largeur de la cavité et la hauteur du recouvrement (cf. figure 2.1).

Boumalla (2005) a étudié la faisabilité pour l'INERIS d'un modèle réduit tridimensionnel permettant l'étude des mouvements de sol liés à la présence de cavités souterraines et leur impact sur le bâti en surface. Ce modèle physique permet de plus de faire varier un certain nombre de paramètres tel que l'ouverture de la cavité, la hauteur de recouvrement, la vitesse de déclenchement d'un fontis ou de l'affaissement des sols. Le modèle réduit 2.2 présente une surface horizontale de 3m par 2m et pourra recevoir un massif de sol d'une hauteur maximale de 1m. Une des parois latérales est en verre afin de pouvoir suivre les déformations dans le sol au niveau de cette face. Les sollicitations qu'il est possible d'appliquer au modèle, se font par l'intermédiaire de plaques mobiles montées sur

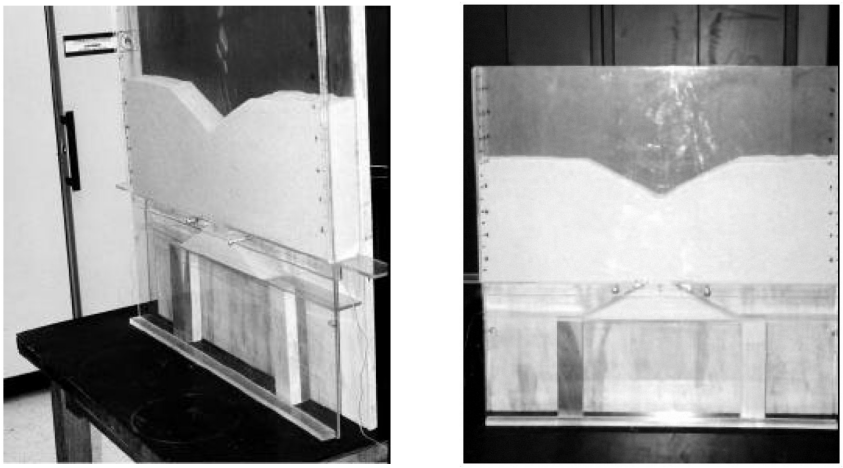


FIG. 2.1 – Modèle réduit bidimensionnel du Virginia Polytechnic Institute and State University (Dyne 1998)

vérins électromécaniques pour piloter les déplacements au niveau du fond du massif de sol.

Il existe donc différentes solutions expérimentales pour représenter la formation d'un affaissement ou d'un fontis. Cependant parmi les différentes méthodes présentées, aucune n'est pleinement satisfaisante jusqu'à présent. Le modèle présenté par Mahamma (2002) utilise un sol analogique purement pulvérulent. De même, le modèle cité par Dyne (1998) utilise un sol non cohérent et peut présenter, de plus, de fortes perturbations dans les déplacements au sein du massif de sol, dûes à la présence de la paroi de confinement.
Le modèle étudié et conçu par Boumalla (2005) n'est pas encore fabriqué mais reste le plus prometteur.

Ces différents modèles physiques ne nous paraissent pas satisfaisant sur différents points. Tout d'abord, pour observer la formation d'un fontis, la présence d'un banc raide en toit de cavité est nécessaire. Sans lui, la création d'une cavité est impossible, le matériau purement pulvérulent comblant instantanément toute tentative dont le volume serait plus important que quelques particules. Par ailleurs les deux modèles de Boumalla et Dyne utilisent une paroi de confinement en verre. Or cela peut introduire une perturbation non souhaitable dans les résultats. Un modèle bidimensionnel ne nécessitant pas de paroi de confinement nous semble donc tout indiqué, tel le modèle de Mahamma employant le matériau analogique de Schneebeli. Par contre, le processus de création de cavité par enfoncement successif d'un cylindre paraît peu compatible avec la nécessité de maîtrise de cette étape, capitale pour la compréhension du phénomène. Il semble donc important qu'un mécanisme permettant de piloter de manière satisfaisante les étapes de création de la cavité soit développé.

Les prochaines sections seront donc consacrées à la présentation du matériau analogique bidimensionnel retenu, à la mise au point d'une solution pour obtenir une version

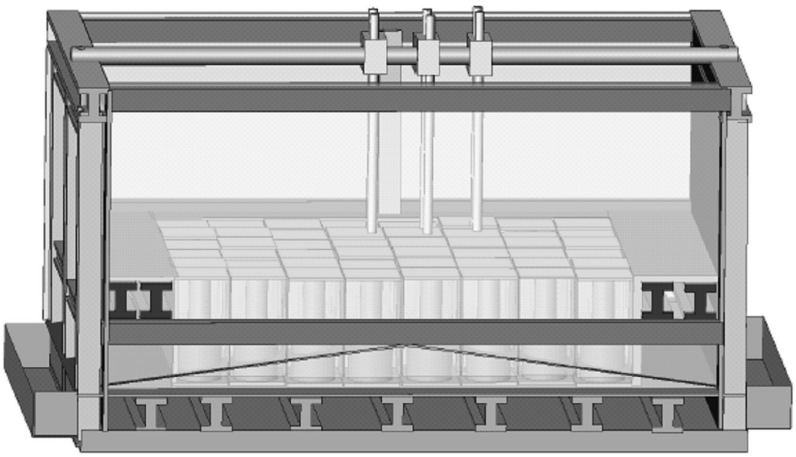


FIG. 2.2 – Modèle réduit tridimensionnel envisagé par Boumalla (2005)

cohérente de ce matériau, à la conception d'un bâti expérimental qui soit satisfaisant. Nous aborderons ensuite l'instrumentation des essais, le programme d'essais et l'analyse des résultats obtenus. Cependant, avant d'aborder les aspects plutôt techniques de la modélisation, les facteurs d'échelle retenus seront présentés.

2.2 Mise au point du modèle réduit inspiré du fontis de Malakoff

2.2.1 Simplification du cas réel

Il est décidé de simplifier la stratigraphie du recouvrement relativement complexe vers une configuration plus aisée à reproduire. Par ailleurs, seule une rupture au niveau du toit sera considérée, le comportement des piédroits ne sera pas modélisé.

Un banc raide est nécessaire au dessus de la cavité afin de pouvoir créer celle-ci. Les deux premiers bancs du cas Malakoff présentent une épaisseur cumulée de 2 m. Une approche analytique de type calcul de poutre avec les bancs supérieurs entièrement pesant permet de s'assurer que la cavité sera stable avec ce banc raide au niveau du bas toit. La cohésion minimale nécessaire est de 200 kPa.

Le reste du recouvrement sera constitué par une couche de matériau pulvérulent d'une épaisseur de 6 m. La figure 2.3 présente une coupe schématique de la configuration qui sera utilisée.

Les caractéristiques mécaniques des deux matériaux sont présentées dans le tableau 2.3. Elles s'inspirent largement de celles des matériaux réels dont les caractéristiques sont données au chapitre 1.4.

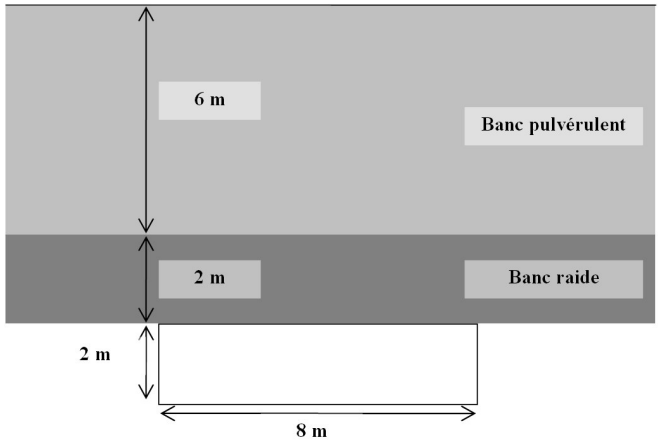


FIG. 2.3 – Coupe schématique de la cavité et de son recouvrement utilisé

Caractéristiques	Sol pulvérulent	Sol cohérent
Module (MPa)	50–100	50–100
ϕ (°)	26	26
c (kPa)	0	$\simeq$200
ν	0.3	0.3

TAB. 2.3 – Caractéristiques géomécaniques des deux sols utilisés

2.2.2 Les facteurs d'échelle

Le modèle physique aura lieu sous gravité réelle, ce qui fixe donc le facteur d'échelle pour les accélérations $g* = \gamma*$ à 1. Ensuite, le matériau de Schneebeli utilisé pour représenter le sol, est constitué d'un assemblage de rouleaux d'acier et présente une densité de 6,5. La densité moyenne d'un sol étant proche de 2,2, on peut alors considérer un facteur d'échelle de 3 sur les masses volumiques : $\rho* = 3$. Il reste un seul facteur d'échelle à fixer pour que l'ensemble des lois régissant le changement d'échelle soient définies. Ce facteur d'échelle sera pour nous celui sur les longueurs. La valeur $1/40$ est choisie, ce qui reste dans les limites de la plage de valeur communément admise pour le matériau de Schneebeli utilisé (Ovesen 1979).

Compte tenu du fontis avéré en région parisienne, dans les carrières de Malakoff, présenté page 39, on peut alors déterminer les différentes caractéristiques que devra avoir le modéle de sol analogique.

- Une densité proche de 6,5 pour une densité en vraie grandeur proche de 2.2 et un facteur d'échelle de 3.
- Un angle de frottement compris entre 26° et 30° (inchangé par rapport à la réalité).
- Une cohésion entre 7 et 15 kPa, ce qui correspond à des valeurs en vraie grandeur de 100 à 200 kPa, compte tenu d'un facteur d'échelle de $3/40$.
- Un module de raideur initiale de 4 à 8 MPa, en tenant compte d'une référence de 50 à 100 MPa pour le cas réel et d'un facteur d'échelle de $3/40$.

Ces valeurs serviront de guide dans notre démarche de mise au point du modèle réduit expérimental dans la suite de ce chapitre.

2.3 Le matériau sol analogique

2.3.1 Présentation du matériau de Schneebeli

La dénomination "matériau analogique de Schneebeli" désigne un massif de rouleaux présentant au moins deux diamètres différents. Schneebeli montra en 1956 que l'étude des problèmes en mécanique des sols avec un matériau pulvérulent peut être ramenée à deux dimensions. Un empilement colinéaire de rouleaux présentant au minimum deux diamètres distincts devient ainsi représentatif d'un matériau pulvérulent. Le matériau est dit analogique car son comportement est analogue à celui d'un milieu granulaire. Le principal avantage d'une telle solution est d'éliminer totalement les effets de bords inhérents aux parois latérales dans les modèles utilisant un sol réel tel que le sable par exemple.
Cependant la nature bidimensionnelle du matériau et ses propriétés (angle de frottement faible et cohésion nulle) ne permettent pas de respecter au mieux le comportement tridimensionnel réel même en déformation plane.

Le matériau utilisé à l'INSA de Lyon présente trois diamètres différents et une répartition en masse identique selon le diamètre (cf. le tableau 2.4). Les rouleaux sont en acier inoxydable de poids volumique $78,5\ kN/m^3$ et présentent une longueur de 60 mm.

Diamètre des rouleaux (mm)	Proportion en poids (%)
3	33
4	33
5	33

TAB. 2.4 – Propriétés physiques du matériau de Schneebeli utilisé.

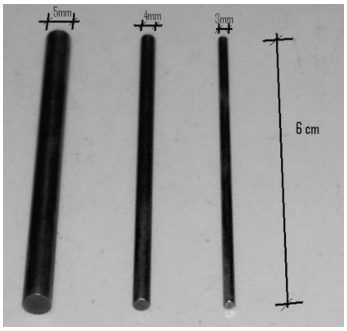


FIG. 2.4 – Aperçu des rouleaux de Schneebeli

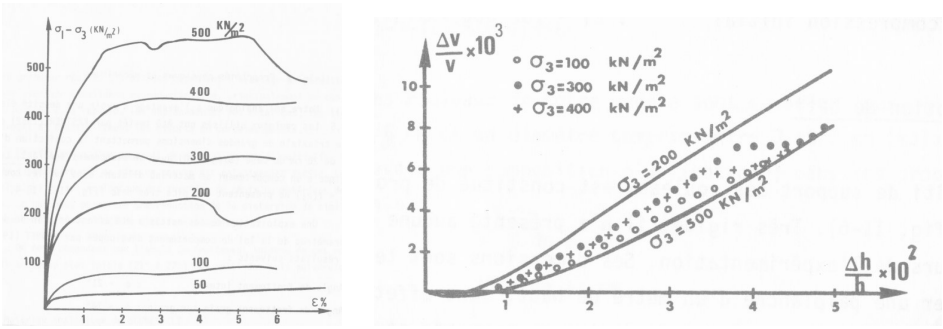
2.3.1.1 Rhéologie du sol analogique purement frottant

Un certain nombre d'études ont été consacrées à la caractérisation du comportement de matériau analogique de type Schneebeli. On peut les séparer selon la matière constitutive des rouleaux : en dural[1] (Schneebeli 1956), en caoutchouc (Oda et al. 1983), en PVC

[1] alliage d'aluminium

(Gourves & Mezghani 1988; Joer et al. 1992) ou en acier (Kastner 1982; Masrouri 1986; Dolzhenko 2002). La majeure partie de ces essais sont de type biaxial[2].
Il en ressort que l'angle de frottement interne du matériau dépend fortement de l'état de surface des rouleaux : par exemple, 24 à 26° pour une surface en dural lisse contre 34 à 35° pour une surface en dural sablé.

Deux campagnes de caractérisation ont été menées sur le matériau analogique utilisé à l'INSA. La première date de 1982 lorsque Kastner testa le sol analogique dans une cellule triaxiale de grandes dimensions et sous fort confinement (jusqu'à 500 kPa). Aucun pic net n'est observable sur les courbes contraintes–déformations de la figure 2.5(a). Les courbes de déformations volumiques de la figure 2.5(b) présentent un comportement global dilatant (déformations volumiques positives), bien qu'une courte phase initiale contractante soit visible. Les caractéristiques intrinsèques qui furent déduites de ces tests sont présentées dans le tableau 2.5.



(a) Courbes contraintes–déformations

(b) Déformations volumiques (Augmentation de volume comptée positivement)

FIG. 2.5 – Essais biaxiaux sur le sol analogique sous différentes valeurs de confinement (Kastner 1982).

Caractéristiques	Valeur
Angle de frottement interne	21°
Angle de frotttement grain sur grain	14°
Coefficient de Poisson bidimensionnel	0,9
Module d'Young (Masrouri 1986)	$107500\sqrt{\sigma}\ (Pa)$

On précise que pour un matériau ***purement bidimensionnel*** *le coefficient de Poisson varie entre 0 et 1, cette dernière valeur caractérisant l'incompressibilité. En première approximation, on peut considérer qu'une équivalence entre un comportement 3D et 2D correspondrait à* $\nu_{2D} = 2 \times \nu_{3D}$.

TAB. 2.5 – Caractéristiques du matériau analogique bidimensionnel (Kastner 1982).

[2]Triaxial en deux dimensions.

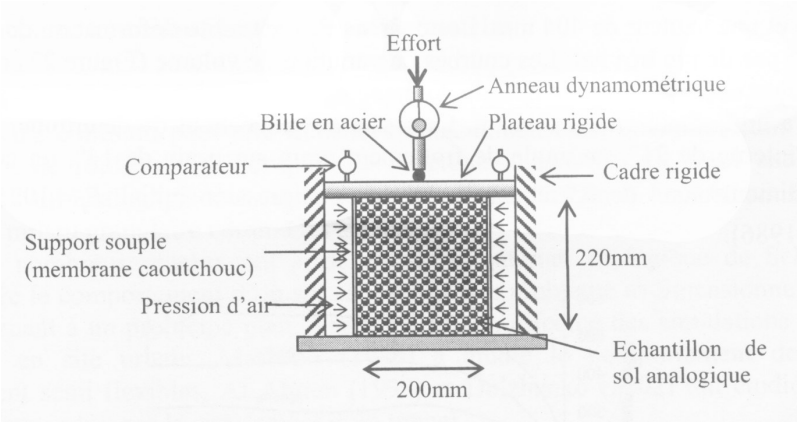
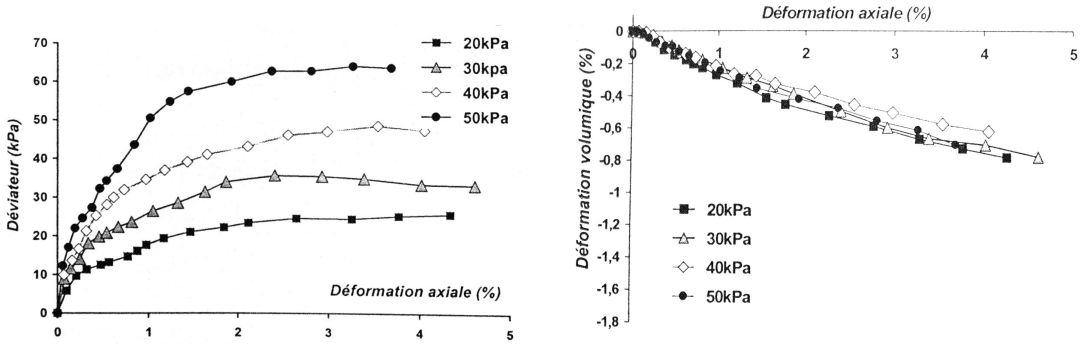


FIG. 2.6 – Appareillage pour l'essai biaxial de Dolzhenko (2002).

La seconde campagne de caractérisation du matériau de Schneebeli fût réalisée par Dolzhenko (2002) au moyen d'essais biaxiaux et œdométriques. Les essais ont été réalisés à des niveaux de contraintes plus faibles que précédemment, puisque le confinement maximum utilisé est de 50 kPa. Ce confinement correspond à une hauteur équivalente de matériau égale à 0,8 m. L'appareillage utilisé est présenté sur la figure 2.6.

Un échantillon de 220 mm de hauteur par 200 mm de largeur est sollicité à quatre niveaux différents de contraintes latérales : 20, 30, 40 et 50 kPa. Le chargement se fait par l'intermédiaire du plateau rigide supérieur. L'effort développé sur celui-ci est mesuré par un anneau dynamométrique. Il s'agit d'un essai purement bidimensionnel car aucune contrainte n'est appliquée dans la troisième direction. Quelques résultats obtenus par Dolzhenko (2002) sont présentés sur la figure 2.7. Le matériau ne présente pas véritablement un pic de contrainte, mais un pallier uniquement. Le comportement volumique est proche de celui d'un sable dense, la phase de contractance étant absente (ou non observable) et la dilatance apparaissant très rapidement.



(a) Courbes contraintes–déformations

(b) Déformations volumiques (Augmentation de volume comptée négativement)

FIG. 2.7 – Résultats des essais biaxiaux de Dolzhenko (2002).

Une représentation dans le plan de contraintes $S-T$ (cf. figure 2.8), avec $S = \frac{(\sigma_1+\sigma_2)}{2}$ (contrainte moyenne) et $T = \frac{(\sigma_1-\sigma_2)}{2}$ (contrainte déviatorique) permet de déterminer les

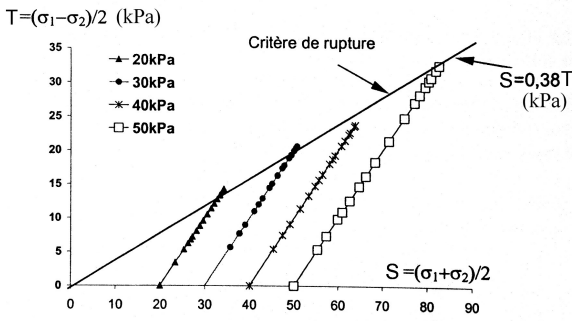


FIG. 2.8 – Chemin de contraintes dans le plan $S - T$ (Dolzhenko 2002)

$\sigma_2(kPa)$	$E_{25}(MPa)$
20	24
30	33
40	40
50	46

TAB. 2.6 – Modules sécants à 25% du déviateur à la rupture (Dolzhenko 2002).

caractéristiques à la rupture telles l'angle de frottement et la cohésion. Pour un matériau pulvérulent, l'ordonnée à l'origine de la droite représentant le critère de rupture est nul. L'angle de frottement déterminé à partir de la pente de cette droite est de 24°.
Le module sécant à 25% du déviateur à la rupture E_{25} est déterminé à partir des courbes contraintes–déformations de la figure 2.7. Il ressort que celui-ci varie quasi linéairement avec le confinement appliqué (cf. tableau 2.6).

Des essais œdométriques ont aussi été réalisés par Dolzhenko (2002). L'échantillon est à présent maintenu entre deux plaques rigides verticales dont les surfaces ont été graissées

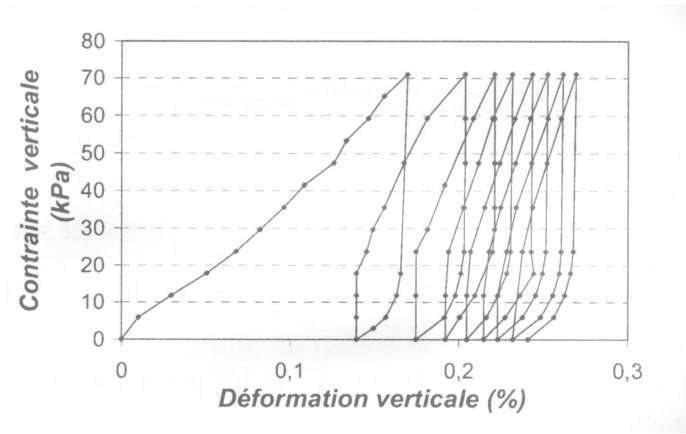


FIG. 2.9 – Résultat d'un essai œdométrique (Dolzhenko 2002).

afin de réduire le frottement latéral. Le chargement est effectué par paliers de contrainte, jusqu'à un maximum de 70 kPa, ensuite l'échantillon est déchargé. Comme on peut le voir sur la figure 2.9, plusieurs cycles de chargement–déchargement ont été réalisés. Ces cycles mettent en évidence l'irréversibilité des déformations et le comportement non linéaire du matériau.

2.3.1.2 Mise en place et variabilité

La mise en place du matériau de Schneebeli est réalisée manuellement. Il est donc envisageable que celle-ci puisse introduire une certaine variabilité dans la compacité du matériau. Kastner (1982) a déterminé la valeur moyenne de la densité du matériau. Il a obtenu une moyenne de 6,5, les valeurs extêmes observées étant 6,42 et 6,53. Cela nous donne un poids volumique moyen de l'ordre de $65\ kN/m^3$. Cependant la mise en place des rouleaux a été faite par piquetage[3], ce qui augmente de manière notable la compacité du matériau. Ce procédé n'étant pas repris dans notre expérimentation, il semble nécessaire de déterminer une nouvelle valeur du poids volumique. C'est ce qu'à fait Jenck (2005) lorsqu'elle utilisa le matériau de Schneebeli pour étudier le comportement du matelas granulaire situé au-dessus d'inclusions rigides.

Dans une boîte de dimensions 201 mm par 111 mm, des rouleaux furent placés jusqu'au remplissage total. La masse des rouleaux est alors pesée, puis l'opération répétée deux autres fois. Un poids volumique moyen de $62.43 \pm 0.02\ kN/m^3$ fût obtenu. Compte tenu de l'incertitude supplémentaire engendrée par la représentativité de l'échantillon de sol pesé par rapport à la mise en place du sol dans le modèle réduit, une valeur de $62\ kN/m^3$ fût adoptée.

L'indice des vides d'un sol est le rapport entre le volume des vides et le volume du sol. Dans le cas particulier d'un matériau analogique de Schneebeli, il s'agit du rapport entre la surface des vides et la surface des rouleaux. Connaissant le poids volumique de l'acier et celui du matériau de Schneebeli, il est possible de calculer la valeur de e.

$$e = \frac{\rho_{acier} - \rho_{sol}}{\rho_{sol}} = 0,26 \tag{2.1}$$

Si l'on tient compte du poids volumique déterminé par Kastner (1982), on obtient alors un indice des vides proche de 0,21.

2.3.2 Caractérisation

Une des étapes nécessaires à l'élaboration de notre modèle réduit est l'obtention d'un matériau analogique cohérent. La solution choisie passe par la modification du matériau de Schneebeli par trempage dans une solution de colle aqueuse. Cela engendre une phase de lavage des rouleaux après chaque essai et peut modifier l'état de surface de ceux-ci par rapport à leur état antérieur. C'est pourquoi il a été décidé de réalisé une campagne de

[3]Opération qui consiste à remplir les vides résiduels par des rouleaux afin d'obtenir une compacité maximale.

caractérisation utilisant le matériau "lavé" afin de déterminer un nouveau jeu de caractéristiques.

Des essais biaxiaux vont permettre de caractériser le matériau analogique. Cependant, contrairement aux essais réalisés par Dolzhenko, ceux-ci seront effectués avec un nouvel appareillage. En effet l'une des hypothèses admises pour l'exploitation des essais biaxiaux est que le poids propre du matériau est négligeable devant les contraintes extérieures appliquées. Or dans le cadre d'essais biaxiaux à faible confinement, 10 à 50 kPa par exemple, un échantillon de hauteur 200 mm tel que celui utilisé par Dolzhenko, présente une contrainte à sa base dûe au poids d'environ 12,5 kPa. C'est donc loin d'être négligeable.

C'est dans ce but que les échantillons caractérisés présentent une taille inférieure. Selon Ovesen (1979), les effets d'échelle en terme de taille des éléments vis à vis de la taille de l'échantillon considéré sont négligeables si l'on reste dans des rapports de taille de l'échantillon sur taille de grain supérieurs à 15. Le diamètre maximal des rouleaux étant de 5 mm, il est donc conseillé d'utiliser des échantillons dont la plus petite dimension serait 75 mm. Des échantillons carrés de 100 mm seront utilisés, ce qui permet de réduire de moitié la contrainte dûe au poids propre par rapport aux essais antérieurs. Elle reste néanmoins élevées, de 60 à 10% du confinement.

2.3.2.1 Présentation de l'appareillage

L'appareillage utilisé est illustré sur la figure 2.10.

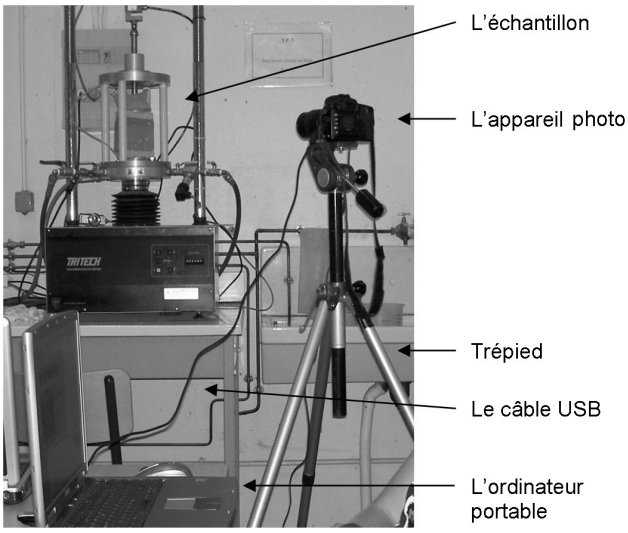


FIG. 2.10 – Photo de l'appareillage utilisé pour les essais biaxiaux.

Une presse de laboratoire destinée aux essais triaxiaux est utilisée. Elle servira à appliquer la sollicitation à l'échantillon. Le vérin électro-mécanique qu'elle comporte va permettre d'appliquer le déplacement souhaité à la platine de chargement selon une vitesse imposée, 1 mm/minute dans notre cas. Des platines de chargement viennent s'adapter sur le dispositif et présentent une section horizontale de 100 mm de long par 60 mm de large. Leur épaisseur est de 30 mm, ce qui permet d'assurer un comportement rigide.

Une membrane en latex est utilisée pour réaliser le confinement de l'échantillon. D'une circonférence[4] initiale proche de 315 mm, elles s'ajustent parfaitement sur le pourtour de l'échantillon. Elles sont attachées sur les mors circulaires de la presse électromécanique, l'étanchéité est assurée par une couche de graisse épaisse de manière à éliminer au maximum tout échange de fluide entre l'intérieur de l'échantillon et le milieu extérieur.

C'est une étape particulière délicate et importante. En effet, contrairement aux essais triaxiaux classiques et aux essais biaxiaux antérieurs où le confinement est réalisé par l'application d'une surpression externe, il a été choisi d'appliquer une dépression à l'intérieur de l'échantillon. Ceci est réalisé par l'intermédiaire d'une pompe à vide qui permet d'appliquer une dépression maximale de 85 kPa.

Ce dispositif permet alors d'utiliser l'imagerie numérique pour le suivi des déformations de l'échantillon. Ceci n'aurait pas été possible avec l'utilisation d'un confinement via une surpression externe à cause de l'obligation d'utiliser une enceinte de confinement présentant une paroi en verre renforcé par exemple.

2.3.2.2 Obtention du champ de déplacement par imagerie numérique

Un appareil photo numérique EOS D30 de marque Canon permet de prendre des clichés de l'éprouvette à intervalle de temps constant. Ces photos vont permettre par le biais d'un logiciel de corrélation d'images de suivre l'évolution du champ de déplacement sur la totalité de la surface durant l'essai.

Compte tenu de la vitesse de sollicitation de 1 mm/minute, un cliché est pris toutes les trente secondes, ce qui correspond approximativement à 0.5% de déformation axiale. Ce cliché est ensuite converti en un format reconnu par le logiciel, en l'occurence du bitmap (*.bmp) sur 256 niveaux de gris.

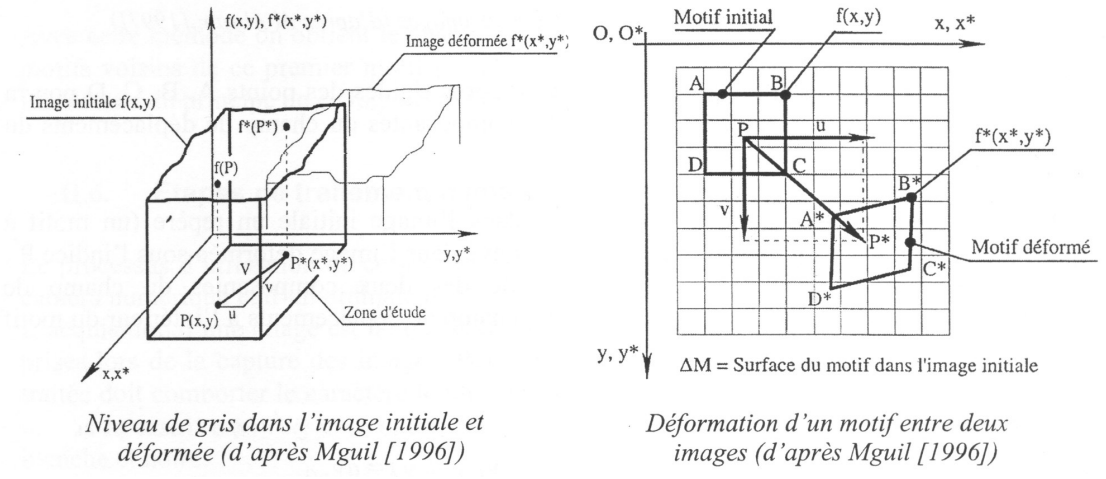


FIG. 2.11 – Schéma de principe pour la corrélation d'images (Mguil-Touchal et al. 1996)

[4]Elles sont théoriquement prévues pour le confinement d'échantillons de diamètre 100 mm.

Le logiciel de corrélation, Icasoft, est développé par Morestin (Mguil-Touchal et al. 1996) au laboratoire Lamcos de l'INSA de Lyon. Le principe utilisé est de faire coïncider deux images (initiale et déformée) par une comparaison pixel à pixel selon un critère basé sur le niveau de gris (cf. figure 2.11). D'autres méthodes existent telles que celle de White et al. (2003).

Un motif contenant un ensemble de pixel est sélectionné dans l'image initiale. Le champ de déplacement homogène permettant de passer du motif initial au motif déformé correspondant est recherché. Pour cela, la fonction du niveau de gris dans un motif de l'image initiale $f(x, y)$ devient $f^*(x^*, y^*)$ dans l'image déformée par la transformée :

$$f^*(x^*, y^*) = f^*(x + u(x, y), y + v(x, y)) \tag{2.2}$$

Le champ de déplacement est considéré homogène et bilinéaire en x et en y. En propageant la corrélation de motifs sur toute la surface concernée du couple d'images, on obtient le champ de déplacement complet.

L'utilisateur peut influer sur deux paramètres. Le premier est la taille du motif. En effet plus celle-ci est grande, plus la probabilité d'obtenir le champ de déplacement est importante. Néanmoins le temps nécessaire à la corrélation augmente de manière exponentielle avec la taille de motif choisie. Le second paramètre influe sur la densité du maillage et donc sur la densité d'informations qui caractérisera le champ de déplacement sur toute la surface. Plus la valeur est faible et plus les informations disponibles seront denses et donc le champ de déplacement calculé proche de la réalité. Cependant le temps nécessaire au calcul croît avec le carré de ce paramètre. Le tableau 2.7 présente le temps de calcul nécessaire pour un couple d'images donnés en fonction des paramètres choisis.

Taille de motif	Maillage de 6 pixels	Maillage de 12 pixels	Maillage de 24 pixels
6 pixels	13 s	3 s	1 s
12 pixels	43 s	10 s	3 s
24 pixels	431 s	102 s	26 s

TAB. 2.7 – Variations indicatives du temps de calcul par Icasoft en fonction des paramètres utilisés pour une zone de taille 250 pixels par 250 pixels

2.3.2.3 Précision de la corrélation d'images

Mguil-Touchal et al. (1996) ont testé la précision de la méthode de corrélation retenue en comparant les résultats calculés aux mesures issues de comparateurs micrométriques. Une précision de $1/60^{eme}$ de pixel est obtenue sur la prévision du déplacement imposé. Il apparaît donc que la précision réelle de la mesure dépend du rapport pixel/mm.

Al Abram (1998), Dolzhenko (2002) puis Caudron (2003) ont mené une étude sur la précision de la technique en analysant des photos doublées d'un état identique d'un massif de rouleaux. Les résultas obtenus sont cohérents entre eux et établissent une précision de l'ordre de $1/20^{eme}$ de pixel avec le matériel et les réglages utilisés. Dolzhenko a effectué une seconde étude de précision dont l'objet était de caractériser les différences

de résultats entre les déplacements calculés entre deux clichés et ceux calculés avec une photo intermédiaire. La différence entre les résultats fournis par chaque méthode est de l'ordre de 0.05 mm avec un écart type de 0.01 mm.

Par la suite, Jenck (2005), qui utilisa le même matériau de Schneebeli pour l'étude des inclusions rigides et du comportement du matelas de transfert, caractérisa elle aussi la précision de la corrélation d'images numériques. En effet, la précision est sensible aux conditions d'essai, qui sont, par nature, changeantes selon le modèle utilisé. La précision obtenue correspond aux résultats précédents.

Afin de s'assurer de ces résultats, nous avons reproduit la procédure sur nos essais. Un massif de matériau analogique a été photographié à deux reprises sans qu'aucune perturbation ne soit appliquée entre les deux clichés. Les résultats obtenus par corrélation sont représentés sous forme statistique dans les tableaux 2.8 et 2.9. Deux cas différents sont présentés. En effet, comme nous le verrons par la suite, deux configurations différentes de test ont été utilisées. La première est semblable à celle utilisée par Dolzhenko (2002) et Jenck (2005). Pour la seconde, une caméra rapide filme à une fréquence élevée une portion du bâti expérimental. Pour son bon fonctionnement, un éclairage supplémentaire est nécessaire. Il est réalisé grâce à deux spots halogènes de 1000 W. Cela présente deux conséquences : les réglages de l'appareil photo ont été changés pour s'accommoder de cet afflux de lumière supplémentaire et le modèle physique s'échauffe légèrement ce qui peut provoquer des déformations par dilatation thermique. Ce second point sera étudié par la suite.

	Δx (mm)	Δy (mm)	Norme (mm)
Min	-0.0340	-0.0500	0.0000
Max	0.0270	0.0330	0.0522
Moyenne	-0.0021	0.0034	0.0079
Ecart-Type	0.0060	0.0061	0.0052

TAB. 2.8 – Précision de la méthode de traitement d'images en conditions standards

	Δx (mm)	Δy (mm)	Norme (mm)
Min	-0.0520	-0.0080	0.0000
Max	0.0390	0.0840	0.0895
Moyenne	-0.0024	0.0299	0.0309
Ecart-Type	0.0067	0.0109	0.0103

TAB. 2.9 – Précision de la méthode de traitement d'images lors de l'utilisation de spots halogènes supplémentaires

Dans le cas d'une utilisation comparable aux tests antérieurs, les résultats sont très bons. En effet l'écart maximum enregistré est de cinq centièmes de millimètre pour un

écart moyen sur la norme proche de 0.008 mm, ce qui est très faible. Il n'y a pas de différence marquée entre le comportement en X et Y à ce niveau. Le rapport mm/pixel est largement à l'origine de ce résultat. En effet, plus il est faible, plus la précision réelle obtenue est importante. Avec des rapports proche de 0.3 mm/pixel contre 1 mm/pixel pour les tests antérieurs, cela explique notre gain en précision.

Lorsque les spots halogènes supplémentaires sont utilisés, la précision varie sensiblement sous l'effet thermique des spots. En effet, si peu de variations sont visibles selon l'axe X horizontal, il en est tout autrement selon l'axe Y vertical. La plage de variation est différente. Le Δy moyen est environ dix fois supérieurs et l'écart-type deux fois supérieurs par rapport aux valeurs obtenues précédemment. On retrouve cet effet sur la norme. L'écart maximum passe à 0.09 mm (contre 0.05 mm précédemment), tandis que l'écart moyen sur la norme passe à 0.031 mm (contre 0.008 mm précédemment). La précision obtenue reste cependant bonne car du même ordre de grandeur que les résultats obtenus par Jenck (2005) et Dolzhenko (2002) par exemple.

2.3.2.4 Résultats de la nouvelle caractérisation du matériau de Schneebeli

Les courbes déviatoriques sont présentées sur la figure 2.12. La plage de confinements utilisée varie de 10 à 60 kPa. On observe globalement un comportement analogue à celui obtenu par Dolzhenko (2002). Il n'y a pas de pic de résistance marqué pour les différents essais, sauf pour l'essai à 56 kPa de confinement, qui présente une chute importante du déviateur pour les déformations axiales supérieures à 5%.

La figure 2.13 présente les résultats dans le plan de contraintes $S - T$, avec $S = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ et $T = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$. La droite de régression d'équation $S = a * T + b$ permet de définir le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec $a = \sin(\phi)$ et $b = c\ \cos(\phi)$. Théoriquement, pour un matériau pulvérulent, la cohésion est nulle. Il en va donc de même pour l'ordonnée à l'origine de cette droite, b.
On obtient donc un angle de frottement d'environ 25.5° et une cohésion "apparente" de 1 kPa pour les valeurs maximales de l'essai, ce qui est cohérent avec la nature granulaire du matériau.

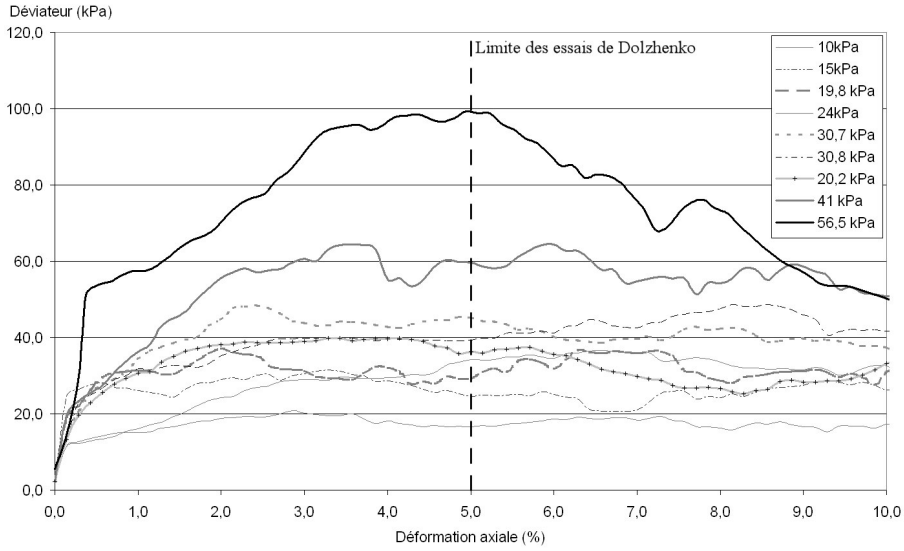


FIG. 2.12 – Courbes déviatoriques pour le matériau de Schneebeli

Par rapport à l'angle de frottement obtenu par Dolzhenko (2002), on relève un écart de 1.5°, ce qui reste faible en regard de l'incertitude existante.

Afin d'estimer la précision sur ces mesures et donc celle sur l'angle de frottement, un calcul d'incertitude a été mené. Le déviateur est obtenu par :

$$\sigma_d = \frac{F}{S} \tag{2.3}$$

avec F la force appliquée par les platines de chargement et S la surface de la section centrale de l'échantillon.

L'incertitude sur le déviateur est alors :

$$\Delta\sigma_d = \frac{\Delta F}{S} + \frac{F}{S^2} * \Delta S \tag{2.4}$$

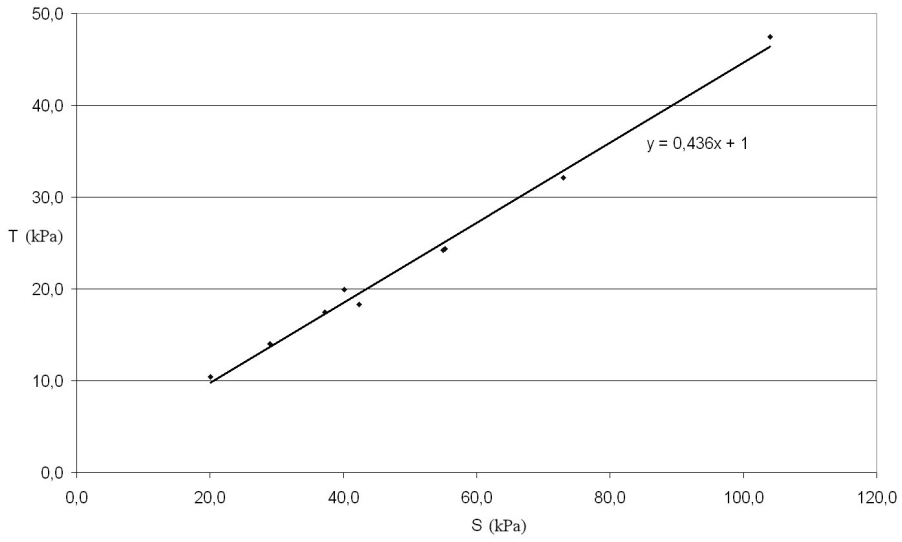


FIG. 2.13 – Maximum de résistance dans le plan déviatorique $S - T$

Il faut alors déterminer l'incertitude sur F et S. Celle sur la force est directement liée au capteur utilisé qui affiche une précision de plus ou moins 5 N. Pour la surface, on a :

$$S = L * l \tag{2.5}$$

avec L la largeur de l'échantillon et l sa profondeur, qui correspond aussi à la longueur des rouleaux. L'incertitude sur l est de 1 mm, quand à celle sur L, elle est estimée à 3 mm (ce qui correspond au plus petit diamètre des rouleaux). On a alors :

$$\Delta\sigma_d = \frac{\Delta F}{L * l} + \frac{F}{(L * l)^2} * (L * \Delta l + l * \Delta L) \tag{2.6}$$

La figure 2.14 montre les maxima de résistance dans le plan S–T avec les incertitudes sur le déviateur de contraintes. Il y a donc des plages d'erreur en abcisses et en ordonnées. Cela permet de déterminer les caractéristiques mécaniques les plus défavorables et les plus favorables pour le matériau de Schneebeli.

On obtient alors un angle de frottement minimum de 25° et un angle maximum de 27°. Cela reste légèrement supérieur à la valeur obtenue par Dolzhenko. Mais la différence peut être expliquée par l'amélioration de l'état de surface des rouleaux causée par le nettoyage de ceux-ci.

La figure 2.15 présente le comportement volumique obtenu pour un confinement de 41 kPa. Celui-ci est déterminé grâce au traitement d'images réalisé sur les photos prises durant les essais. Le résultat obtenu concorde parfaitement avec celui déterminé par Dolzhenko sur la zone centrale de ses éprouvettes.

L'angle de dilatance peut être calculé à partir de la courbe de déformations volumiques. En effet, une relation lie ψ et la pente de la courbe des déformations volumiques :

$$\frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_x} = \frac{-2\sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \tag{2.7}$$

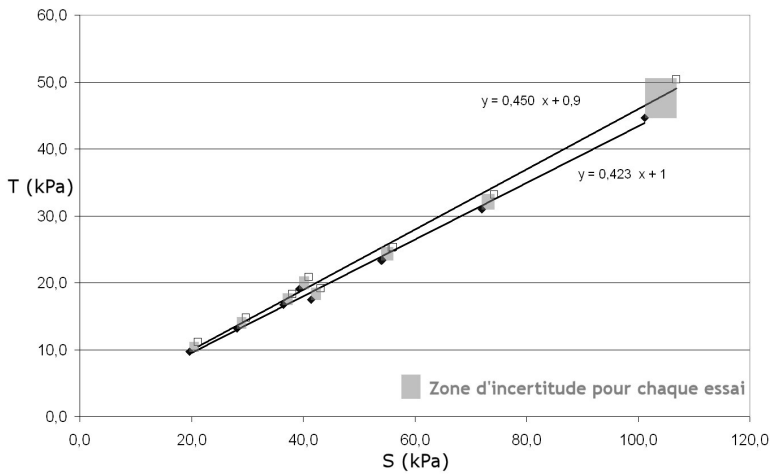


FIG. 2.14 – Maxima de contraintes dans le plan S–T avec les incertitudes.

Il est alors relativement aisé de déterminer l'angle de dilatance. On obtient ainsi une valeur de 5.0° lorsque la rupture est atteinte.

Le module de raideur initiale du matériau peut être déterminé sur les courbes contraintes–déformations. Comme montré sur le graphe 2.16, il varie de manière sensiblement linéaire avec la pression de confinement σ_2. Une expression couramment utilisée pour déterminer le module d'Young E pour un confinement σ est :

$$E = E_0 * \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^{\alpha} = A \times \sigma^{\alpha} \tag{2.8}$$

avec E_0 le module de raideur initiale correspondant à une pression de référence σ_0, α le paramètre de calage de la loi de variation.

Si l'on essaye d'appliquer cette expression aux valeurs tracées sur le graphe 2.16, on obtient une valeur de 1.036 pour α, ce qui n'est pas théoriquement admissible. En l'absence de mesures plus précises, on se contentera d'une régression linéaire :

$$E = 0,380 \times \sigma_{kPa}\ (MPa) \tag{2.9}$$

Le matériau de Schneebeli ne correspond pas aux terrains du recouvrement des cavités souterraines. Il est nécessaire de rechercher à introduire de la cohésion. En effet, comme il a été mentionné précédemment il ne peut y avoir de fontis sans la présence d'une cavité dans le sol, et il ne peut y avoir de cavité importante dans le sol sans, au moins, un banc de matériau cohérent.

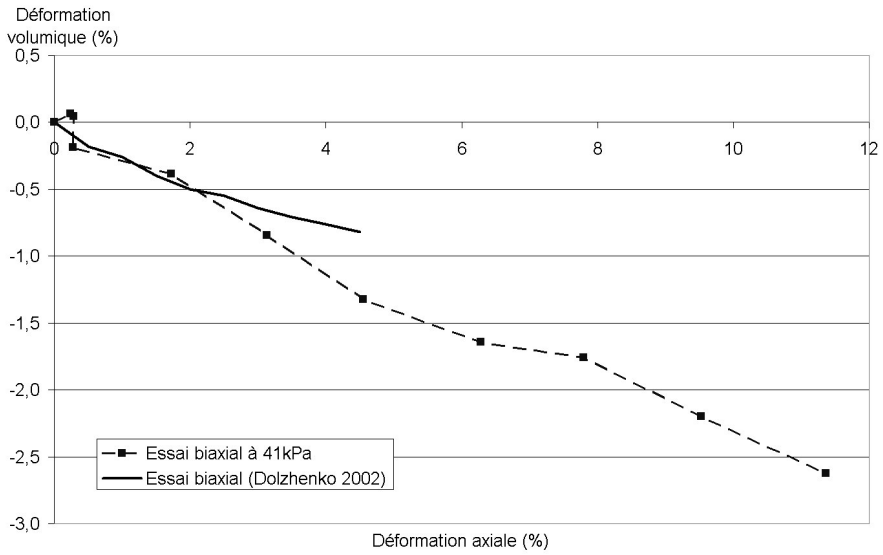


FIG. 2.15 – Déformations volumiques de l'essai à 41 kPa

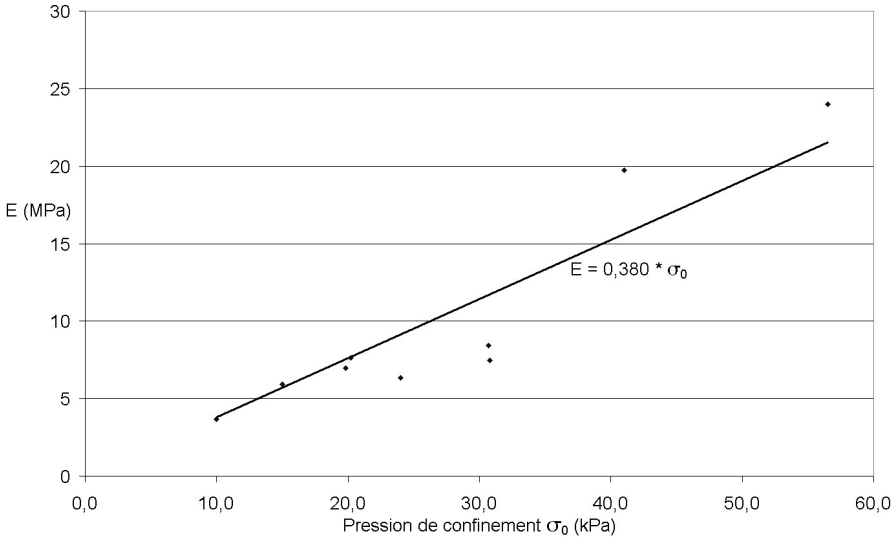


FIG. 2.16 – Modules de raideur initiale en fonction du confinement

2.4 Introduction de la cohésion

Diverses solutions ont été testées pour introduire une "cohésion" au sein du matériau de Schneebeli. L'utilisation de bandelettes de papier[5] s'inspirant du fonctionnement de la terre armée, mais aussi l'enduction des rouleaux d'une graisse épaisse de type graisse à roulement ont été testés. Cependant cette solution présente de nombreux inconvénients tels que le comportement différé de la graisse, sa sensibilité aux variations de température et le matériau obtenu était tout sauf pratique à l'usage.

Finalement l'utilisation d'une colle aqueuse dans laquelle sont trempés les rouleaux, suivi d'une phase de séchage est retenue.

2.4.1 Recherche de la dilution optimale de la colle

Les différents essais réalisés dans cette partie ainsi que le protocole utilisé pour déterminer la ou les dilutions de colle qui remplissent nos objectifs sont présentés en Annexe A page 315.

La partie suivante présente quand à elle le processus complet de caractérisation du matériau obtenu. Deux solutions étant retenues, elles sont donc présentées ci-après. Pour mémoire, la première solution est appelée $C/4$ tandis que la seconde est $C/8$. Cela fait référence à la dilution de la colle utilisée. C correspond à la dilution recommandée par le fabricant, $C/4$ équivaut donc à un dosage quatre fois moindre en colle pour un même volume d'eau.

2.4.2 Caractérisation complète du matériau

2.4.2.1 Protocole utilisé

Afin de déterminer précisément le comportement du matériau obtenu, des éprouvettes de test doivent être fabriquées suivant un processus qui sera strictement reproductible sur le bâti expérimental. Les différentes conditions qui doivent être respectées sont donc présentées ci-dessous :

- Le processus utilisé doit permettre la fabrication d'une quantité importante de matériau modifié en une fois (l'ordre de grandeur retenu est un massif de sol de 10 cm par 75 cm de long).
- Il doit permettre de limiter la variabilité qui pourrait être introduite par l'action humaine.
- Le temps de séchage nécessaire doit être réduit.

Il apparaît évident que le séchage du matériau en étuve n'est pas envisageable pour des volumes importants. De plus la manipulation du bloc obtenu et sa mise en place sur le bâti de test serait extrêmement délicate. Il est donc quasi obligatoire que le séchage du matériau soit effectué en place. Un premier test est réalisé sur une éprouvette : elle est laissée sécher à l'air libre pendant une semaine puis rompue. Le centre de celle-ci est encore humide (observable par l'expérimentateur à l'oeil nu). L'opération est répétée sur

[5] Solution écartée à cause de la perte d'adhérence bandelettes–rouleaux pour les faibles confinements.

une deuxième éprouvette. Après un délai de deux semaines, la nouvelle éprouvette semble être sèche mais sans que l'expérimentateur puisse le garantir.

Un tel délai de séchage n'est pas acceptable dès lors qu'un nombre conséquent d'essais est envisagé. Il faut donc impérativement ramener celui-ci à quelque chose de plus acceptable. La solution retenue est l'utilisation d'une ventilation des échantillons, ce qui permet de réduire le temps de séchage à 5 jours.

Le processus utilisé pour la mise en place du matériau est très proche de celui présenté en Annexe A. En effet, il s'est révélé relativement pratique, tout en restant adaptable au volume de matériau à traiter.

2.4.2.2 Solution de colle à $C/4$

A présent, une nouvelle série d'essais biaxiaux va être menée afin de déterminer le comportement le plus complètement possible pour le matériau analogique modifié. Douze essais ont été réalisés dont deux employant un suivi des déformations par imagerie numérique afin de caractériser le comportement volumique du matériau.

La figure 2.17 montre les courbes contrainte–déformation pour les douze essais. Dans un souci de clarté, un échantillon de quatre essais est tracé sur la figure 2.18 avec en vis à vis les contraintes $S - T$ dans le plan déviatorique.

Un comportement fragile peut être observé sur les courbes. La contrainte déviatorique est sujette à de fortes variations. Chaque chute de la contrainte déviatorique correspond à une rupture locale du matériau. Lorsque la succession de ces ruptures locales arrive à traverser totalement l'éprouvette, apparaît alors un pallier de résistance qui correspond au comportement du matériau désagrégé. Ce comportement est observable sur toutes les courbes quelque soit le confinement utilisé. Il ne s'agit donc pas de l'effet d'un fort confinement sur le matériau. Ceci est corroboré par l'absence de pic marqué sur les essais utilisant un confinement faible.

Les caractéristiques mécaniques du matériau peuvent être déterminées d'après le graphe $S - T$. Les incertitudes qui affectent les contraintes sont déterminées en utilisant la même approche que celle présentée en partie 2.3.2.4. Cela permet de définir les intervalles de confiance pour ϕ et c. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2.10.

Caractéristique	Valeur	Plage de confiance
ϕ (°)	36	35–37
c (kPa)	22	18–26

TAB. 2.10 – Caractéristiques mécaniques macroscopiques du matériau modifié à $C/4$

On peut déterminer un module d'Young pour chaque essai. La partie de la courbe concernant les déformations axiales inférieures à 0.10% n'est pas prise en compte car généralement assez perturbées à cause de la mise en contact irrégulière de la platine de chargement et des rouleaux. Le module d'Young est déterminé sur la partie linéaire du chargement pour chaque courbe, pour une déformation axiale maximale de 0.5% . Le tableau 2.19 répertorie les modules calculés pour les différents confinement utilisés.

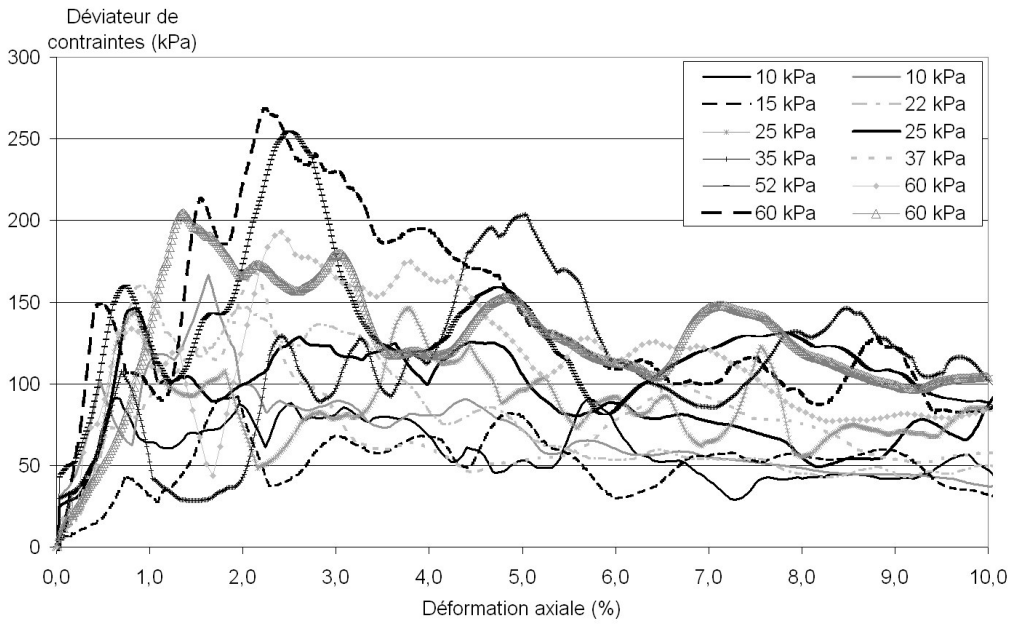


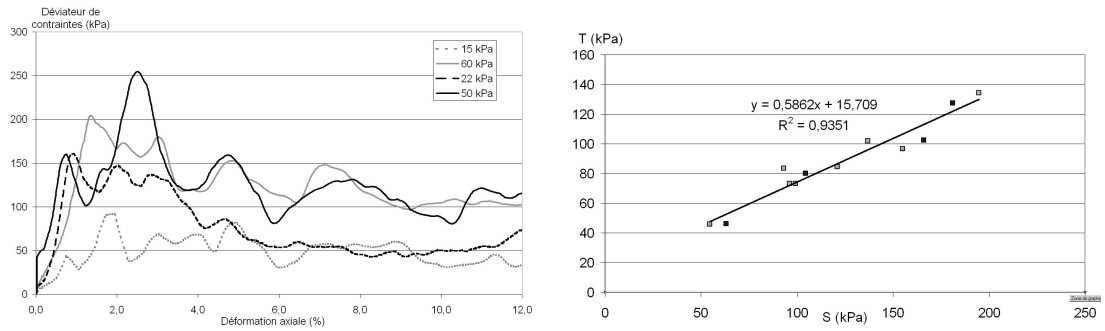
FIG. 2.17 – Synthèse des essais biaxiaux à C/4

Pour des confinements relativement faibles, le module d'Young obtenu varie peu. Les changements sont par contre beaucoup plus marqués quand les valeurs de confinement augmentent. Une valeur est très différente des autres : celle qui correspond à un des essais avec un confinement de 60 kPa est donne un module d'Young de 42 MPa. Elle ne sera pas prise en compte. Les autres valeurs sont tracées sur la graphe 2.20.

En première approximation, il peut être considéré que le module E varie linéairement avec la contrainte de confinement tel que :

$$E = 0.261 \times \sigma_{2\ (kPa)} + 4.41\ (MPa) \tag{2.10}$$

Al Abram (1998) a caractérisé l'évolution du module d'Young en fonction de la pression de confinement pour un domaine de contrainte allant de 200 à 500 kPa. Les valeurs



(a) Courbes déviateur–déformation axiale pour 4 essais.

(b) Contraintes dans le plan déviatorique $S - T$

FIG. 2.18 – Exploitation des essais biaxiaux à $C/4$

Confinement (kPa)	Module de raideur (MPa)
10	9
10	10
15	10
22	5
25	12
25	11
35	9
37	12
52	17
60	25
60	42
60	20

FIG. 2.19 – Modules d'Young pour les douze essais du matériau à $C/4$

des modules variaient entre 83 et 172 MPa avec une droite de régression ayant pour expression : $E = 0,315 \times \sigma_2$. En prenant pour hypothèse que l'on peut avec certaines précautions extrapoler les modules d'Young avec cette expression pour nos valeurs de contraintes, on obtient une plage de variation allant de 3 à 19 MPa, ce qui correspond quasiment aux valeurs obtenues. La colle modifie donc peu les valeurs de E pour des confinements élevés.

Pour deux essais, la déformation volumique de l'échantillon est suivie par imagerie numérique. Cela permet de déterminer le comportement en grande déformation du matériau. Il est ainsi possible de déterminer l'angle de dilatance du matériau, à partir de la pente de la courbe $\epsilon_v - \epsilon_x$.

Sur la figure 2.21, la courbe de déformation volumique obtenue pour le matériau de Schneebeli figure à titre de référence. Il apparaît que le matériau analogique modifié est bien plus dilatant que le matériau initial. La différence porte principalement sur deux points. En petite déformation (<1%), le matériau modifié présente un comportement dilatant beaucoup plus rapidement que le matériau ordinaire. Ensuite, lorsque l'on observe la rupture et la phase d'écoulement plastique, l'angle de dilatance est aussi plus important que celui du matériau non modifié. En effet, en utilisant la pente de la courbe à la rupture et l'équation 2.11, on obtient un angle de dilatance[6] de 6.2°, qui est supérieur de 1.2° à l'angle de dilatance du matériau de Schneebeli originel. Le matériau modifié présente donc une certaine aptitude à se rompre en macro-particules composées de plusieurs rouleaux, ce qui augmente la dilatance.

$$\frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\epsilon_x} = \frac{-2\sin(\psi)}{1-\sin(\psi)} \tag{2.11}$$

[6]Valeur moyenne pour les deux essais

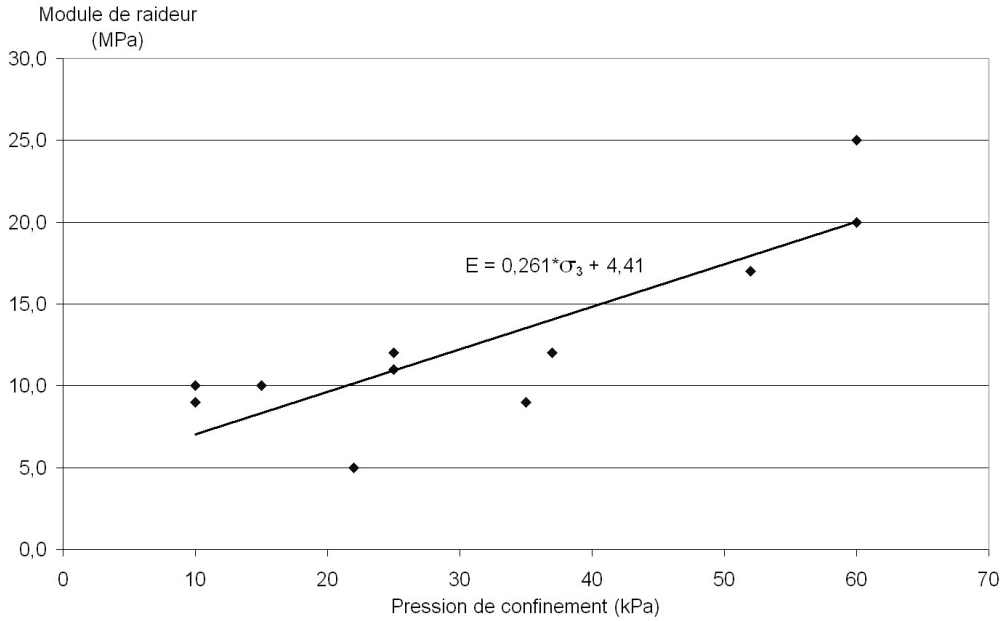


FIG. 2.20 – Evolution du module de raideur avec la pression de confinement

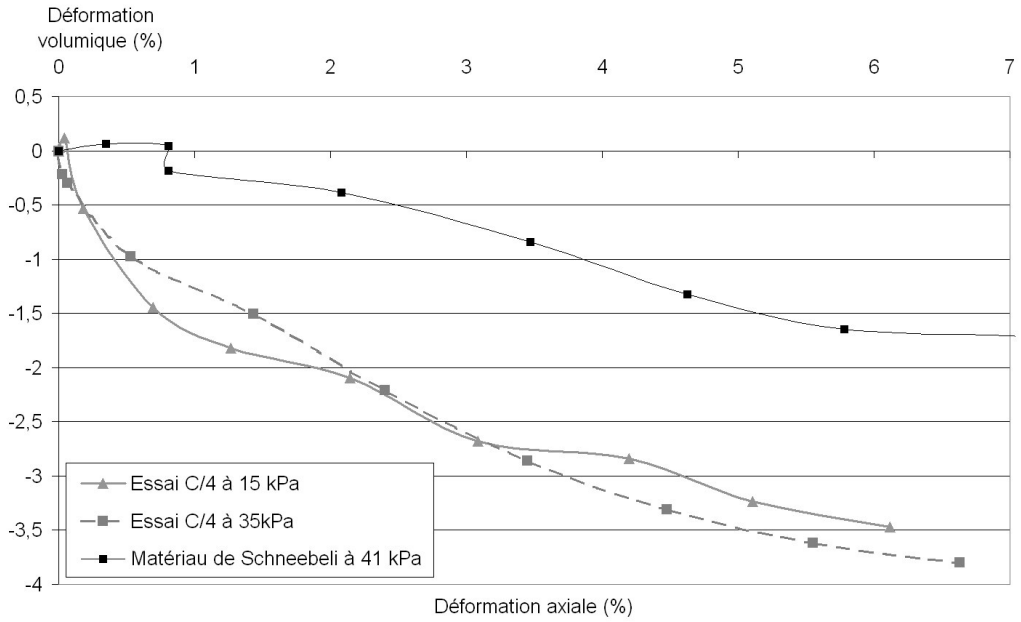


FIG. 2.21 – Déformations volumiques pour deux essais avec des échantillons à $C/4$

2.4.2.3 Solution de colle $C/8$

Huit essais biaxiaux ont été menés sur des échantillons de matériau modifié employant une solution de colle de concentration $C/8$. Les résultats obtenus sont analysés de la même manière que pour les essais à $C/4$.

La figure 2.22 présente les courbes contrainte–déformation pour les huit essais. Quelques courbes sont tracées en plus sur la figure 2.23 afin de permettre une lecture facilitée de celles-ci. En vis-à-vis figurent les maxima de contrainte dans le plan déviatorique $S - T$ qui sont utilisés pour déterminer les paramètres globaux qui caractérisent le pic de résistance : ϕ et c.

Caractéristique	Valeur	Plage de confiance
ϕ (°)	29	28–30
c (kPa)	6	4–8

TAB. 2.11 – Caractéristiques mécaniques macroscopiques du matériau modifié à $C/8$

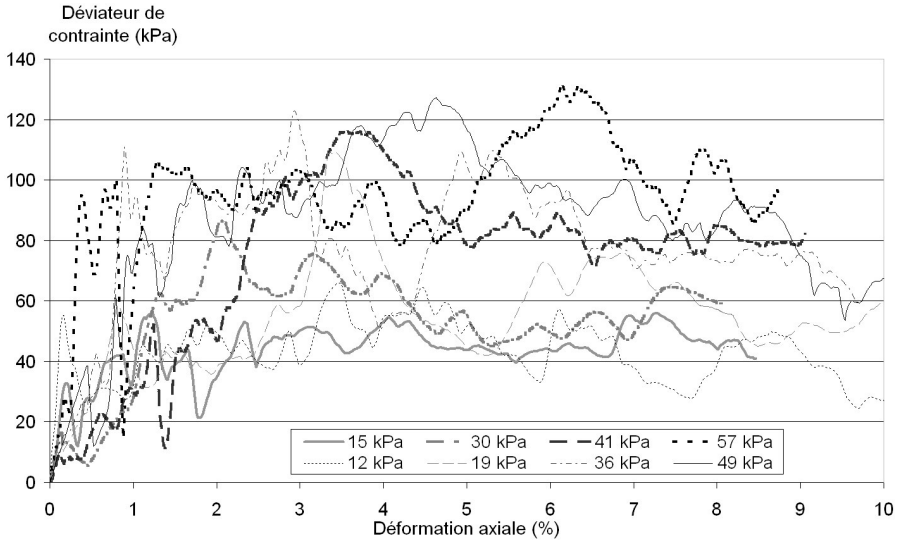
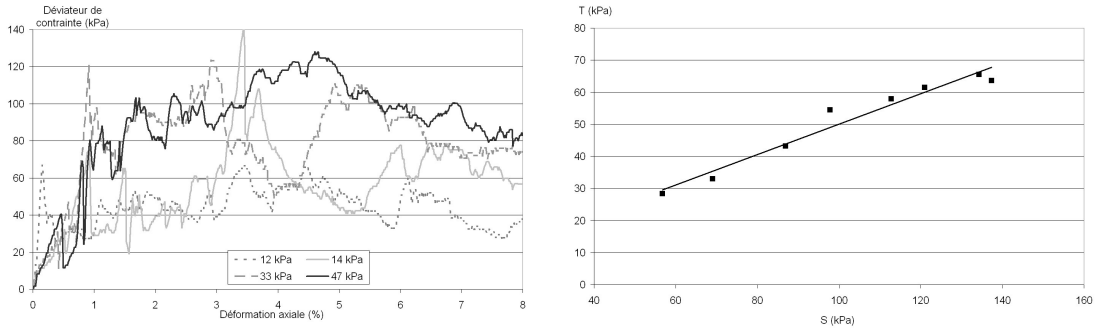


FIG. 2.22 – Courbes contraintes–déformation pour le matériau à $C/8$ et différentes valeurs de confinement

De même que pour les essais sur le matériau à $C/4$, de fortes variations sont observables au niveau de la contrainte déviatorique. Le matériau présente donc aussi un comportement fragile avec des pics de résistance suivis de fortes chutes lors de rupture locale. Un pallier de résistance est observé pour des déformations axiales supérieures à 6% en général. Cela correspond à l'apparition d'une ligne de rupture traversant la totalité de l'éprouvette.

L'angle de frottement et la cohésion sont déterminés à partir de ces graphes, ainsi que leur plage de confiance. En utilisant la même procédure qu'au 2.4.2.2, l'angle de frottement appartient à la plage 28–30° et la cohésion varie entre 4 et 8 kPa.



(a) Courbes déviateur–déformation axiale pour 4 essais.

(b) Contraintes dans le plan déviatorique $S - T$

FIG. 2.23 – Exploitation des essais biaxiaux à $C/8$

Les modules d'Young sont déterminés en employant la même procédure que pour les essais précédents. Ils sont récapitulés dans le tableau 2.12.

Confinement (kPa)	Module de raideur (MPa)
12	32
15	13
19	8
30	12
36	8
41	13
49	9
57	16

TAB. 2.12 – Module d'Young pour les huit essais avec le matériau à $C/8$

Les différents modules obtenus sont sensiblement constants en fonction du confinement utilisé. Une seule valeur est très différente des autres, c'est celle pour l'essai à 12 kPa qui est plus de deux fois supérieures à la moyenne des autres essais. Sur les sept autres valeurs, tracées sur le graphe 2.24, le module d'Young varie légèrement avec l'augmentation de la contrainte de confinement σ_2 mais de manière moins marquée que pour les essais avec le matériau $C/4$ comme le montre la régression linéaire dont l'équation figure ci-dessous.

$$E = 0,078 \times \sigma_{2\ (kPa)} + 8,4\ (MPa) \tag{2.12}$$

Par contre, la variabilité des valeurs obtenues est importantes. Ceci est dû au matériel utilisé qui n'est pas particulièrement adapté pour la caractérisation du module d'Young d'un sol.

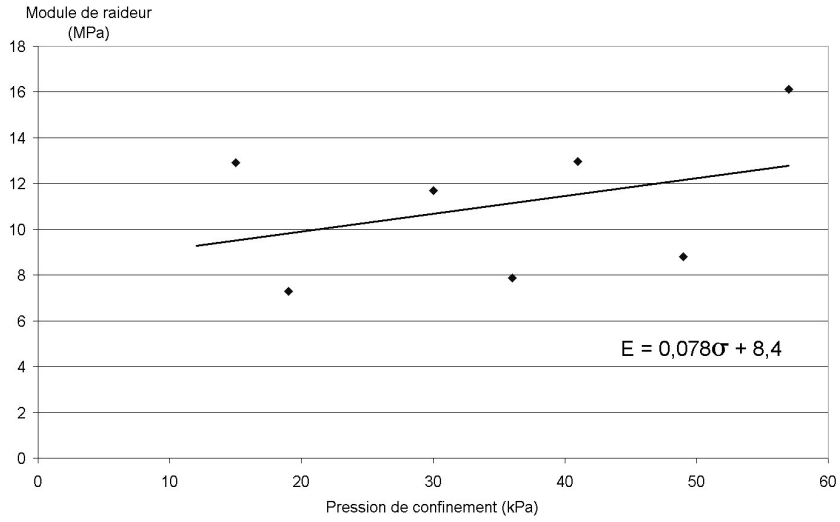


FIG. 2.24 – Evolution du module de raideur initiale en fonction de la pression de confinement - Matériau $C/8$

Deux essais ont fait l'objet d'un suivi des déformations par imagerie numérique. Les déformations volumiques obtenues sont tracées sur le graphe 2.25, y figurent aussi la courbe du matériau de Schneebeli ainsi que les deux courbes issues des essais avec le matériau à $C/4$. Le comportement du matériau modifié est identique pour les deux concentrations de colle. L'angle de dilatance retenu sera donc identique à celui déterminé avec le matériau modifié à $C/4$: 6.2°.

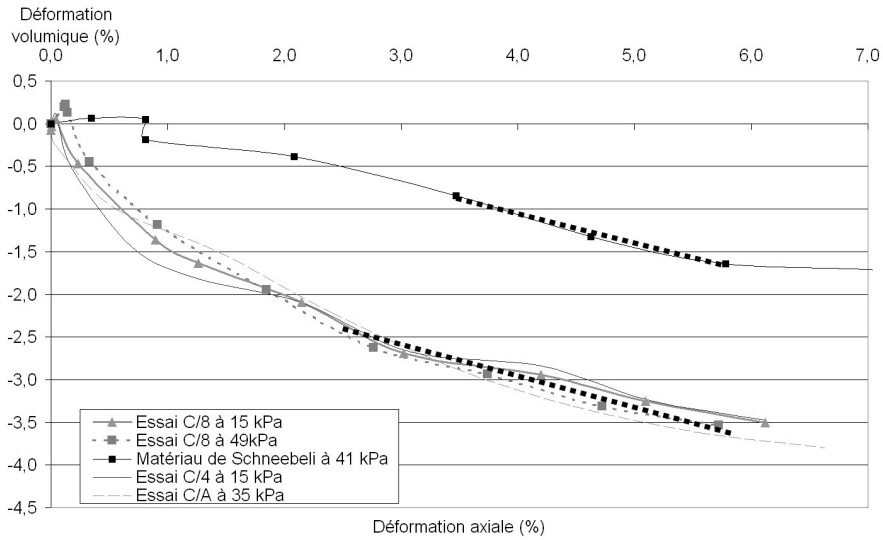


FIG. 2.25 – Déformation volumique pour deux essais avec le matériau à $C/8$

2.4.2.4 Commentaires

Un certain nombre d'observations peuvent être faites sur les deux séries d'essais. Au niveau de l'angle de fottement, il y a une différence de l'ordre de 6-7°. Les plages de variation obtenues sont différentes, il est donc certain que la concentration de la colle utilisée présente une influence sur l'angle de frottement du matériau.

La cohésion est très différente entre les deux séries d'essais. Elle est multipliée par 3 à 4 entre le matériau à $C/4$ et celui à $C/8$. L'influence de la concentration de la colle est donc beaucoup plus marquée sur la cohésion. Ainsi si une cohésion intermédiaire était recherchée, il faudrait tester des concentrations de colle intermédiaires.

Les modules d'Young obtenus pour les différents essais sont assez homogènes. Il est cependant délicat de distinguer une influence marquée de la pression de confinement (cf. figure 2.26). Une augmentation du module d'Young avec celle du confinement peut être observée, cependant il serait nécessaire de réaliser des essais employant une instrumentation plus précise pour caractériser finement le comportement du matériau dans les petites déformations. On retiendra pour la suite que le module d'Young ne dépend pas de la concentration de la colle et une même loi de variation sera utilisée pour les deux matériaux.

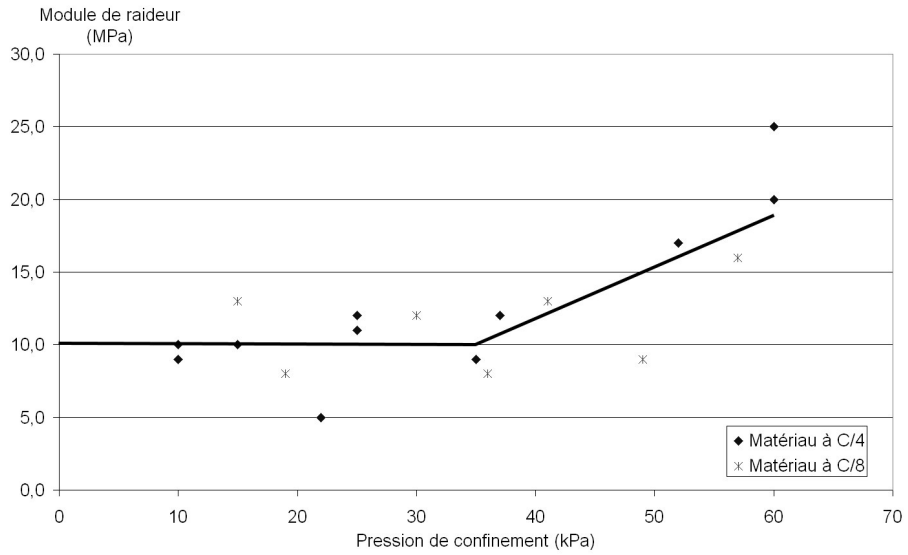


FIG. 2.26 – Module de raideur en fonction du confinement pour les deux concentrations de colle

Une évolution linéaire entre le module de raideur et la pression de confinement peut être adoptée. La régression linéaire effectuée sur l'ensemble des points issus des deux séries d'essais précédents donne l'expression suivante en deux parties :

- si $\sigma_2 < 35\ kPa$ alors $E = 10\ MPa$
- si $\sigma_2 > 35\ kPa$ alors $E(\sigma_2) = 0,33 \times \sigma_{2\ (kPa)} - 1,55\ (MPa)$

L'approximation de l'évolution du module de raideur en fonction du confinement n'est pas optimale, mais reste acceptable en première approche et en l'absence d'une étude complémentaire plus précise, particulièrement au niveau des faibles confinements.

Cependant une expression linéaire sera utilisée dans la suite de ce travail (cf. chapitre 7), quand il sera nécessaire d'estimer le module de raideur du matériau pour une pression de confinement donnée. C'est en effet plus simple à implémenter dans un code de calcul en milieu continu avec une faible différence de comportement.

$$E(\sigma_2) = 0,2 \times \sigma_{2\ (kPa)} + 5,6\ (MPa) \tag{2.13}$$

Conclusion

Le matériau de Schneebeli a été modifié pour représenter un matériau cohérent. La cohésion a été obtenue à l'aide d'une colle aqueuse. Les essais en laboratoire ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau modifié. L'amélioration concerne à la fois l'angle de frottement, la cohésion et le comportement volumique.

2.5 Conception d'un bâti expérimental

Mahamma (2002) et Caudron (2003) ont utilisé le matériau de Schneebeli pour représenter la formation d'un affaissement minier et d'un fontis. Le processus retenu pour la création de la cavité à l'origine des mouvements de terrain présente une forte variabilité. En effet, Mahamma utilisait un cylindre qui était enfoncé à différents endroits dans le massif de sol pour reproduire l'effondrement d'une ou plusieurs cavités successives. Caudron (2003) peint les rouleaux correspondant à la géométrie de la cavité désirée puis ceux-ci sont enlevés manuellement, étape par étape jusqu'à création complète de la cavité. Il est donc évident que d'un essai sur l'autre, l'ordre de retrait des rouleaux peut varier de manière importante.

Il est donc nécessaire qu'un bâti expérimental soit spécialement conçu pour permettre de reproduire la formation d'une cavité en éliminant autant que possible les différentes sources d'incertitude. Un cahier des charges doit être réalisé avant de rechercher la solution la plus adaptée.

2.5.1 Critères de choix d'une solution technique pour le bâti expérimental

Le premier point qui semble important est de perturber le moins possible le massif de sol lors de la création de la cavité. Il faut donc éviter tout mouvement et frottement important entre le mécanisme qui sera utilisé et le massif de sol. Il faut aussi que le processus utilisé soit répétitif et permette ainsi de réaliser plusieurs essais avec la même sollicitation.

Au niveau de l'effondrement de la cavité, il apparaît primordial que la rupture puisse apparaître au toit. La rupture des piédroits ou d'un pilier peut aussi être à l'origine d'un fontis mais ce mécanisme est moins fréquent et plus complexe à modéliser.

2.5.2 Solution retenue

Le principe qui émerge de ces différents critères est l'utilisation de cales escamotables. Un certain nombre de cales seraient pilotables verticalement. Une approche similaire est utilisée par Nakai et al. (1997) et Shahin et al. (2004) dans leur étude de l'influence de la présence d'une structure sur les mouvements de sol lors du creusement d'un tunnel.

Le comportement des pièdroits n'est pas pris en compte dans cet appareillage, seule une rupture par le toit peut survenir. Un appareillage constitué d'un bâti-support en forme de U et d'un mécanisme composé de dix cales mobiles permet de représenter la création de cavités ayant pour dimension 25 à 100 mm de hauteur et 50 à 250 mm de largeur[7]. Chaque mobile est équipé d'un capteur de force qui permettra de suivre l'évolution de la charge transmise par le massif de sol en contact avec l'élément. Les figures 2.27 et 2.28 illustrent le fonctionnement de ce dispositif.

Le bâti-support en forme de U présente une largeur fixe de 750 mm. Le mécanisme de création de la cavité est vissé au fond de celui-ci. La hauteur utilisable pour le recouvrement de la cavité est au maximum de 400 mm. Compte tenu du facteur d'échelle

[7]Quatres hauteurs différentes sont possibles, par pas de 25 mm, tandis que la largeur varie de 50 à 250 mm par pas de 25 mm.

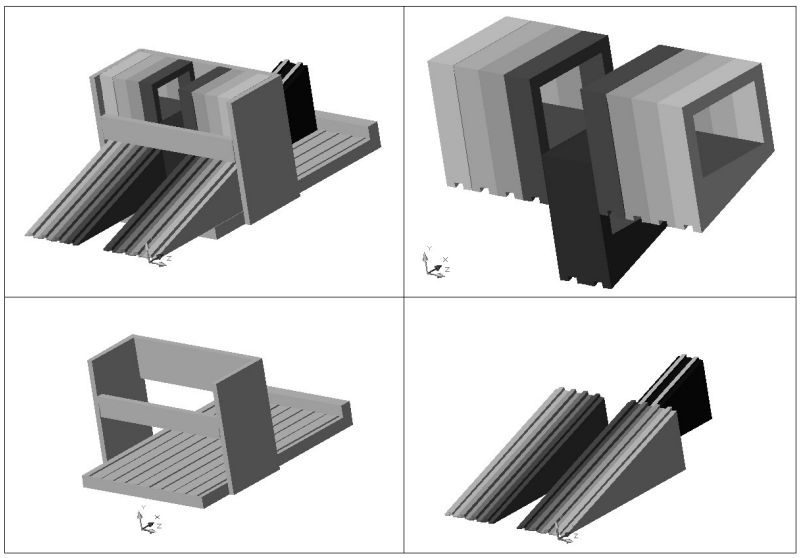


FIG. 2.27 – Vue de principe de l'appareillage permettant la création de la cavité

(a) Mécanisme de création de la cavité.

(b) Les deux cales centrales sont abaissées.

FIG. 2.28 – Dispositif de création de la cavité

géométrique, cela correspond à un massif de sol réel de 30 m de large pour un recouvrement de 16 m au maximum. Les dimensions de la cavité sont donc au minimum de 2 m de large par 1 m de haut et au maximum de 10 m de large pour 4 m de haut.

Par rapport au bâti expérimental utilisé par Mahamma et Caudron, le temps de préparation est réduit de $2/3$. La seconde conséquence porte sur la précision de la corrélation d'images numériques. Avec une surface plus faible à suivre, le ratio pixel/mm augmente et donc la précision de la méthode aussi, ce qui permet d'atteindre un écart moyen de 0.008 mm et un écart maximal de 0.05 mm, comme présenté page 63.

Le fonctionnement de ce bâti est d'abord testé avec un recouvrement uniquement pulvérulent afin de s'assurer de son bon fonctionnement. Aucun problème particulier n'a été observé.

2.5.3 Instrumentation de l'essai

Bien que déjà partiellement abordée dans les parties précédentes, l'instrumentation minimale utilisée au cours d'un essai de fontis que ce soit en terrain vierge ou en présence d'une structure est rappelée.

2.5.3.1 Suivi des déformations du sol par imagerie numérique

Deux méthodes complémentaires sont utilisées pour suivre les déformations au sein du massif de sol. La première est utilisée systématiquement. Il s'agit de l'utilisation d'un appareil photo numérique de type réflex : Canon EOS 30D. Il est employé pour capturer à des instants précis et avec une précision intéressante l'état de la totalité du massif de sol.

Combiné à l'utilisation du logiciel Icasoft, cela permet de suivre les déplacements et les déformations dans le massif de sol au cours de l'essai. La principale limite à cette méthode provient de la nature ponctuelle au cours du temps des informations qu'il fournit et de la méthode utilisée par le logiciel Icasoft[8].

La seconde méthode passe par l'utilisation d'une caméra numérique rapide. Elle permet le suivi des déformations sur une portion du massif de sol, en l'occurence le recouvrement à la verticale de la cavité. La haute fréquence d'acquisition employée[9] permet de détailler la cinématique et le mode d'apparition de la rupture : par moment fléchissant ou par effort tranchant. Cependant la trop faible précision associée au capteur utilisé limite grandement l'utilisation de la corrélation d'images numériques pour l'obtention de résultats quantitatifs sur les déplacements.

Deux inconvénients accompagnent l'emploi d'une caméra rapide. Les spots d'éclairage qui sont nécessaires pour obtenir une luminosité suffisante provoquent un échauffement non homogène dans le massif de sol, ce qui peut perturber le comportement de celui-ci. Son emploi conjoint à l'appareil photo numérique oblige l'introduction d'un certain paralaxe au niveau des deux appareils. Cette distorsion, difficilement quantifiable, est une source d'erreur supplémentaire. Cependant on peut la négliger en plaçant les deux appareils à grande distance du bâti expérimental (environ 4 m pour l'appareil photo et 7 m pour la caméra), ce qui limite l'angle par rapport à la normale.

2.5.3.2 Suivi des reports de charge du sol sur les cales amovibles

Les capteurs de force placés dans les cales amovibles permettent de suivre l'évolution des forces appliquées par le massif de sol sur les cales. Ceci est particulièrement intéressant durant la création de la cavité pour essayer de quantifier la formation d'une voute de part et d'autre.

Ces capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition de marque Datataker. Elle permet de réaliser l'acquisition simultanée des dix capteurs utilisés toutes les deux secondes. La précision des capteurs utilisés est de l'ordre de 5 N. A titre d'indication, la charge initiale que reprend une cale mobile avec un recouvrement de 300 mm est de l'ordre de 30 N. La précision permise par l'appareillage utilisé est donc de l'ordre de 16%, ce qui n'est pas optimal mais se trouve en partie compensé par la grande fréquence d'acquisition utilisée.

[8] L'hypothèse de milieu continu peut être mise en défaut en cas de déplacement important des rouleaux entre deux clichés.

[9] 250 images par seconde.

2.5.3.3 Instrumentation supplémentaire pour les essais en présence d'une structure

Les essais qui sont réalisés au chapitre 4 nécessitent une instrumentation complémentaire pour la structure. Des capteurs de déplacements de type LVDT sont utilisés pour suivre le déplacement vertical des semelles de celle-ci. Des jauges de déformation dont la position a été étudiée afin de correspondre aux lieux de déformations les plus importantes permettent de suivre les déformations au sein de la structure. Cette instrumentation complémentaire est raccordée à la même centrale de mesure que celle utilisée pour les capteurs de force.

La partie 4.2 présente plus en détails l'utilisation de ces capteurs supplémentaires.

Chapitre 3

Modélisation de la remontée de fontis en terrain vierge

3.1 Présentation des différentes étapes nécessaires à la réalisation d'un essai

La réalisation d'un essai comporte trois étapes successives. La première est la préparation du bâti expérimental et la mise en place du matériau analogique. La seconde est l'essai en lui même avec la création de la cavité et l'obtention de la rupture. La dernière étape est le démontage de l'essai, la remise en état du bâti expérimental et le nettoyage du matériau cohérent afin de pouvoir préparer l'essai suivant.

3.1.1 Préparation d'un essai

Le bâti expérimental a donc la forme d'un U de largeur 750 mm et recevant au centre de son socle le mécanisme permettant la création de la cavité. De part et d'autre se trouvent deux zones qui sont peu concernées par les essais (cf. figure 3.1). En effet elles vont recevoir du matériau de Schneebeli jusqu'à atteindre le niveau supérieur du mécanisme mais seront assez peu sollicitées pour le reste de l'essai.

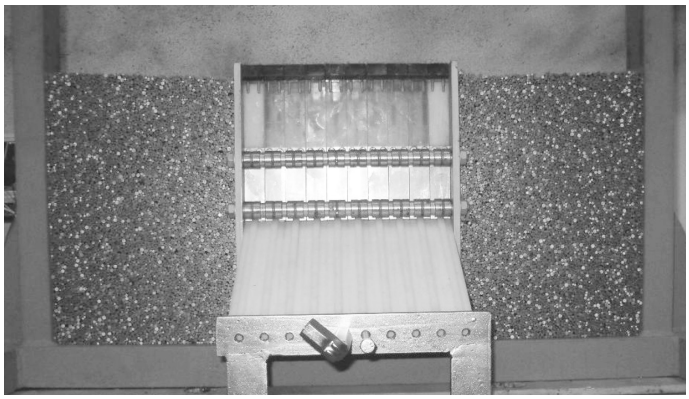


FIG. 3.1 – Vue du bâti expérimental en phase initiale de préparation

Une fois que ces deux zones sont remplies du matériau, on peut mettre en place les films plastiques de protection du mécanisme. En effet, lorsque le matériau trempé dans la colle sera placé sur le bâti, une certaine quantité de colle va s'écouler et il est primordial d'éviter au maximum que celle-ci puisse couler à l'intérieur du mécanisme qui se retrouverait grippé durant le séchage. Le résultat est illustré sur la figure 3.2.

Ensuite la mise en place du recouvrement constitué par le matériau analogique peut débuter. La procédure est détaillée pour un recouvrement constitué d'un banc raide en toit de cavité surmonté par une couche de matériau granulaire.
Le matériau granulaire est plongé, par volume de l'ordre d'une poignée, dans la solution de colle aqueuse conformément au processus détaillé dans le chapitre 2.4.2.1, sur la fabrication des éprouvettes de test. Le volume de matériau est alors placé sur le banc de test. On procède de même jusqu'à l'obtention d'un banc de matériau modifié présentant l'épaisseur souhaitée. On s'assure alors à l'aide d'une règle que l'épaisseur est sensiblement constante.

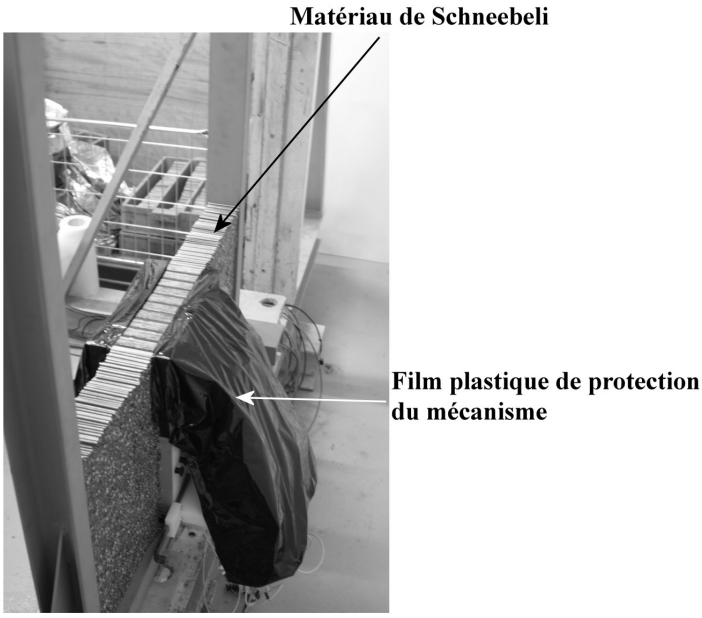


FIG. 3.2 – Etat obtenu lorsque le mécanisme de création de la cavité est protégé par les films plastiques

On continue alors à mettre en place la couche de matériau pulvérulent au-dessus de la couche de matériau traité. On s'arrête quand la hauteur voulue est atteinte. On s'assure alors de l'horizonalité de la surface obtenue.

Une ventilation est alors appliquée sur l'ensemble du massif pendant une durée de séchage qui ne doit pas être inférieure à cinq jours (figure 3.3).

FIG. 3.3 – Bâti expérimental obtenu. Début de la phase de séchage.

3.1.2 Procédure de réalisation d'un essai

Après la phase de séchage, il est alors possible de procéder à l'essai. Les films plastiques de protection du mécanisme sont enlevés.

On positionne alors l'appareillage nécessaire à l'imagerie numérique. Il s'agit de l'appareil photo sur son trépied et de la caméra rapide lorsque celle-ci est utilisée. Il est alors nécessaire d'installer la console vidéo de commande, les spots d'éclairage supplémentaires et la ventilation qui permet de limiter l'augmentation de température. Le dispositif complet est présenté sur la figure 3.4.

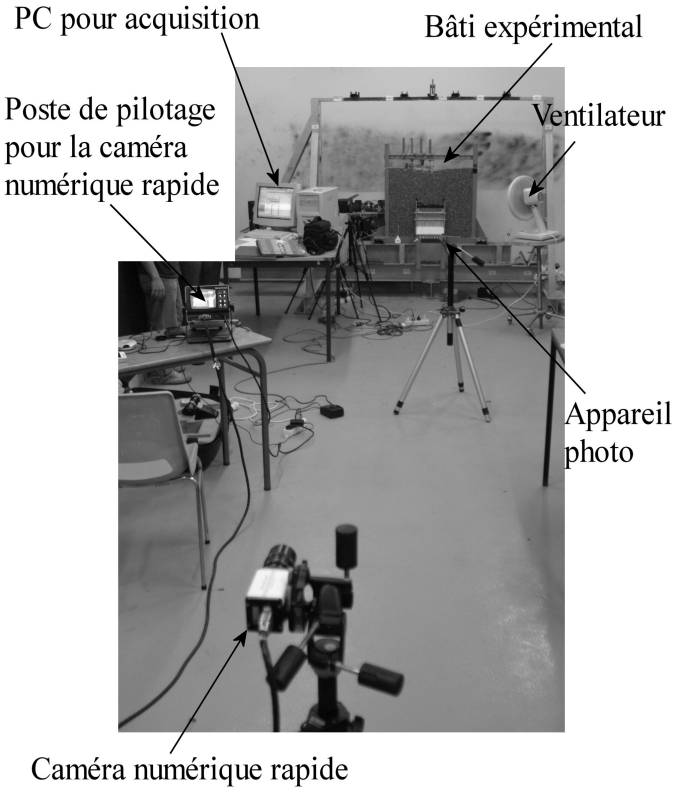


FIG. 3.4 – Vue générale du banc expérimental et de l'appareillage utilisé.

On est alors prêt pour réaliser l'essai selon la procédure suivante :

1. Prise d'un cliché de l'état initial du massif. Si utilisation de la caméra rapide, on lance alors l'enregistrement en continu.
2. On double la prise de vue, ce qui permet de s'assurer que la précision est la même d'un essai à l'autre.
3. Les deux cales centrales n°5 et 6 sont abaissées (cf. figure 3.5). Une photo est prise juste à la fin de cette action.
4. On attend 3 minutes que le massif de sol se stabilise puis on reprend un cliché.
5. Les deux cales centrales n°4 et 7 sont abaissées. Une photo est prise juste à la fin de cette action.
6. On attend 3 minutes que le massif de sol se stabilise puis on reprend un cliché.

7. Les deux cales suivantes n°3 et 8 sont abaissées. Une photo est prise juste à la fin de cette action.
8. On attend 3 minutes que le massif de sol se stabilise puis on reprend un cliché.
9. Les deux cales n°2 et 9 sont abaissées. Une photo est prise juste à la fin de cette action.
10. On attend 3 minutes que le massif de sol se stabilise puis on reprend un cliché.
11. Les deux cales n°1 et 10 sont abaissées. Une photo est prise juste à la fin de cette action.
12. On attend 3 minutes que le massif de sol se stabilise puis on reprend un cliché.

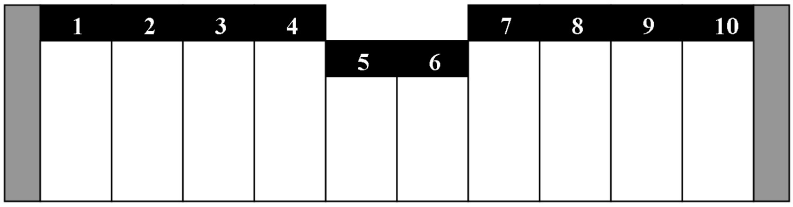
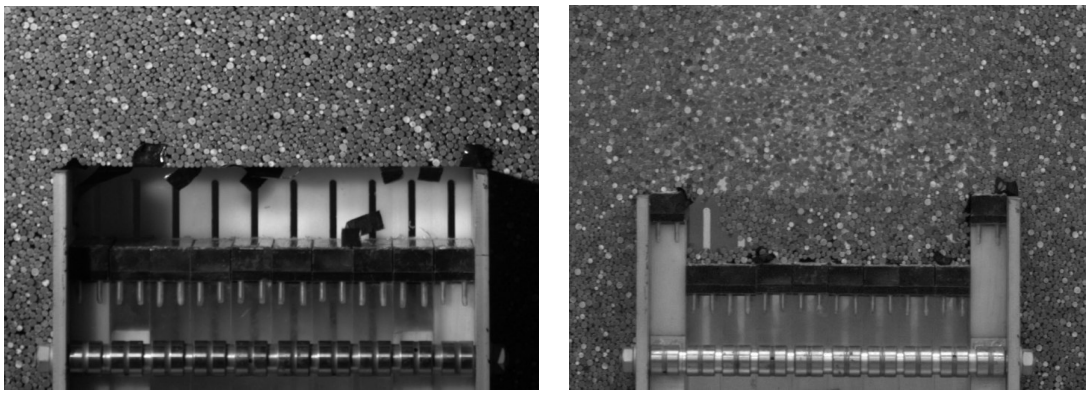


FIG. 3.5 – Numérotation des cales de l'appareillage

A ce niveau, il y a à présent deux possibilités : soit la cavité est toujours stable (cf. figure 3.6a), soit le banc raide a cédé et la cavité s'est effondrée (cf. figure 3.6b).L'essai est alors arrêté lorsque le toit a cédé.



(a) Cavité stable après ouverture complère (b) Rupture prématurée

FIG. 3.6 – Deux cas de figure lors de la création de la cavité

Dans le premier cas, on procède alors à la fragilisation du banc raide en vue de provoquer la rupture. Le moyen choisi est l'injection d'une faible quantité d'eau au centre du toit afin de dégrader les propriétés du matériau cohérent, plus particulièrement sa cohésion :

1. Un volume d'eau de l'ordre d'un centimètre-cube est injecté au centre du toit de la cavité.

(a) Début de dégradation du banc raide

(b) Remontée de la zone de dégradation à travers le banc raide - formation d'un début de cloche de fontis

(c) Cheminée de fontis traversant le banc raide

FIG. 3.7 – Photos prises lors de la dégradation du banc raide par injection d'eau

2. On attend trois minutes, le temps que cela fasse effet, puis on prend une photo.
3. On réinjecte un faible volume d'eau juste au dessus de l'injection précédente. Ainsi on va régulièrement fragiliser une hauteur de plus en plus importante au sein du banc raide.
4. On attend trois minutes, puis on prend une photo.
5. On répète ces opérations jusqu'à la ruine de la cavité.

La procédure présentée ci-dessus est illutrée par les différentes photos de la figure 3.7.

L'opérateur de la caméra stoppe l'enregistrement de celle-ci quelques secondes après la rupture, quelque soit l'instant de l'évènement. Les huit secondes qui précèdent l'arrêt sont disponibles dans la mémoire de la caméra, il ne reste plus qu'à réaliser l'acquisition des parties intéressantes sur un ordinateur.

Une fois l'essai terminé, il est alors nécessaire de procéder au nettoyage et à la remise en état du banc expérimental.

3.2 La première configuration de test

La première configuration de test retenue pour les essais en terrain vierge considère la géométrie suivante. Le banc cohérent présente une épaisseur de 50 mm placé au toit de la cavité. Une couche de matériau pulvérulent d'épaisseur variable d'un essai à l'autre surmonte ce banc raide. Le suivi des déformations dans le massif de sol est réalisé à l'aide de l'appareil photo numérique.

Le but de cette série d'essai est de déterminer la configuration géométrique et les caractéristiques mécaniques nécessaires à l'obtention de la rupture mécanique de la cavité lorsque la largeur de celle-ci atteint une valeur critique.

3.2.1 Premier essai

Les critères empiriques présentés au chapitre 1 sont utilisés pour déterminer une configuration qui devrait mener à la formation d'un fontis par rupture du banc raide. Trois critères sont considérés :

– Le rapport H/O qui correspond à la hauteur de recouvrement sur l'ouverture.

– Le rapport R qui représente l'épaisseur des roches meubles par rapport aux roches cohérentes du recouvrement.
– Une approche de type poutre supportant un recouvrement entièrement pesant.

Le premier essai est caractérisé par les paramètres suivants :
– Matériau modifié avec la colle de concentration $C/4$.
– Epaisseur de la couche de matériau pulvérulent est de 150 mm.

Le rapport H/O vaut alors 4 et le rapport R 0,33. Selon Hunt (1980) et Singh & Dhar (1996), cette configuration est instable et devrait évoluer en fontis. L'approche de type poutre nécessite de calculer le moment sollicitant M_s pour une poutre à deux appuis simples et le moment résistant M_r. Le banc de matériau cohérent est caractérisé par un angle de frottement minimum de 28° et une cohésion minimale de 4 kPa. Cela nous donne une résistance à la compression R_c de 13 kPa et une résistance à la traction R_t qui vaut le quinzième de R_c soit 0,87 kPa.

On a alors :

$$M_s = \frac{ql^2}{8} = 6,1\ N.m$$

$$M_r = \frac{h \times R_t}{2} \simeq 21\ N.m$$

Deux critères laissent apparaître une possible instabilité, tandis que le troisième considère que la cavité est stable. Il n'est donc pas possible de se prononcer sur les probabilités d'apparition d'un fontis.

La cavité est créée en cinq étapes identiques. Lorsque celle-ci est complètement créée, la largeur effective est de 250 mm, l'état atteint est stable. L'imagerie numérique permet de suivre les déplacements lors de ces différentes étapes. Les déplacements observés au niveau de la surface sont extrêmement faibles, à peine supérieurs au seuil de précision de l'appareillage utilisé.

(a) Ecoulement de rouleaux dans la cheminée de fontis

(b) Rupture de la partie gauche du banc raide en surplomb

FIG. 3.8 – Fragilisation et rupture en deux phases du toit de la cavité

Il est alors décidé de procéder à la dégradation du matériau cohérent par injection de faibles quantités d'eau au niveau du milieu du toit de la cavité. La procédure présentée au chapitre 3.1.2 page 88 est strictement suivie. Les photos prises à chaque étape permettent

de suivre assez précisément l'évolution de la zone de dégradation. Huit injections d'eau sont nécessaires avant l'apparition de la rupture. Celle-ci se produit en deux temps. Tout d'abord, une cloche de fontis traverse le banc raide et initie un phénomène de sablier dans la couche de matériau pulvérulent (cf. figure 3.8). Peu après, la partie gauche du banc raide qui se trouve en encorbellement cède et tombe dans la cavité entraînant avec elle le matériau granulaire. L'état final de la rupture est donc fortement assymétrique, car la partie droite du banc raide reste stable en surplomb de la cavité (cf. figure 3.8). Un certain laps de temps a été observé afin de s'assurer de la stabilité de cette partie. Aucune autre rupture ne fût observée à ce niveau avant la fin de l'essai.

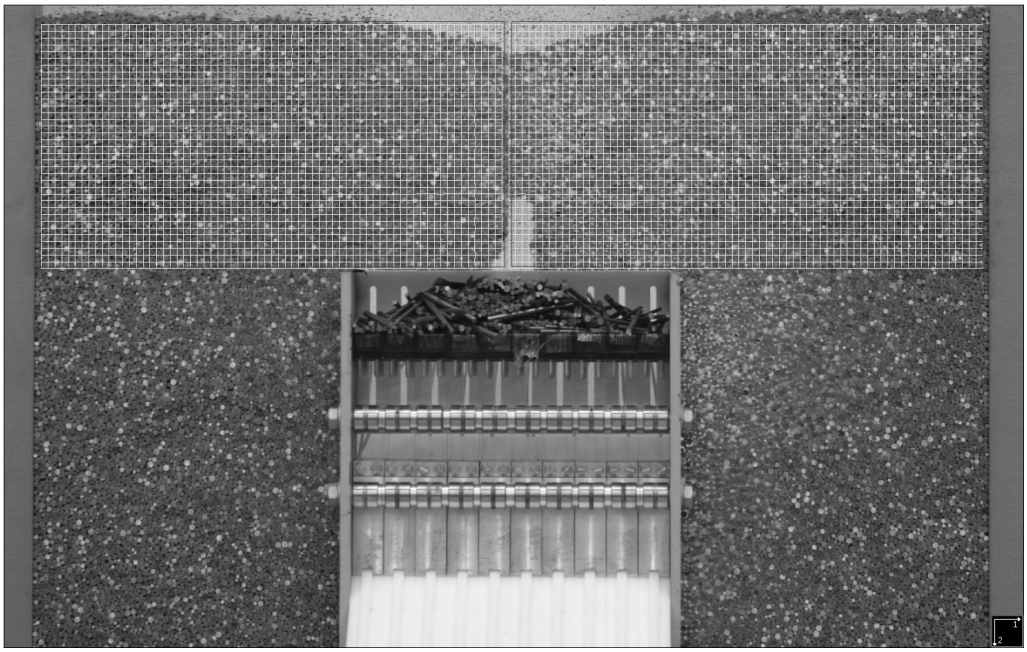


FIG. 3.9 – Illustration du maillage superposé à un cliché de l'essai

Un certain nombre de résultats sont obtenus à partir de cet essai. Le premier est que dans la configuration géométrique actuelle et avec le matériau modifié à $C/4$, la cavité créée est très stable et nécessite une importante étape de fragilisation avant de se rompre. Dans notre objectif de détermination d'une configuration permettant la ruine de la cavité uniquement par accroissement de la largeur ouverte, il faut donc modifier certains paramètres. Le deuxième essai présentera donc la même configuration géométrique mais le banc raide sera constitué de matériau employant une solution de colle à $C/8$.

Par rapport à un essai réalisé avec un recouvrement constitué uniquement de matériau pulvérulent, deux différences importantes apparaissent. Une cavité a pu être créée, ce qui n'est pas possible sans un banc de matériau cohérent. Pour un volume de vide identique, le volume de la cuvette d'affaissement en surface est beaucoup plus faible pour le cas avec un banc raide. La forme de la rupture qui est différente, ainsi que le foisonnement plus important des matériaux sont à l'origine de cette différence.

Les clichés pris avec l'appareil photo sont ensuite analysés afin de déterminer les mouvements au sein du massif et en surface. Les photos sont donc traitées successivement par les logiciels Icasoft, Sifadep et Deplac, ce qui permet d'obtenir les vecteurs déplacements

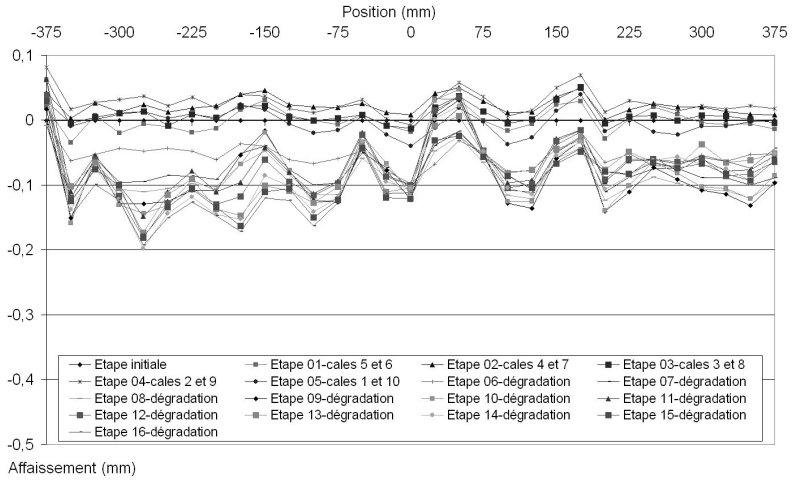


FIG. 3.10 – Déplacement du sol en surface du massif avant la rupture

en certains points bien précis, dépendant du maillage défini par l'utilisateur (cf. figure 3.9). Les résultats sont tracés sur les figures 3.10 et 3.11. La première figure présente les déplacements avant l'apparition du moindre signe de rupture ou de déplacement important en surface. La seconde présente les deux dernières étapes correspondant à la rupture. La première cuvette d'affaissement correspond au phénomène de sablier, la deuxième à la rupture de la partie gauche du banc raide.

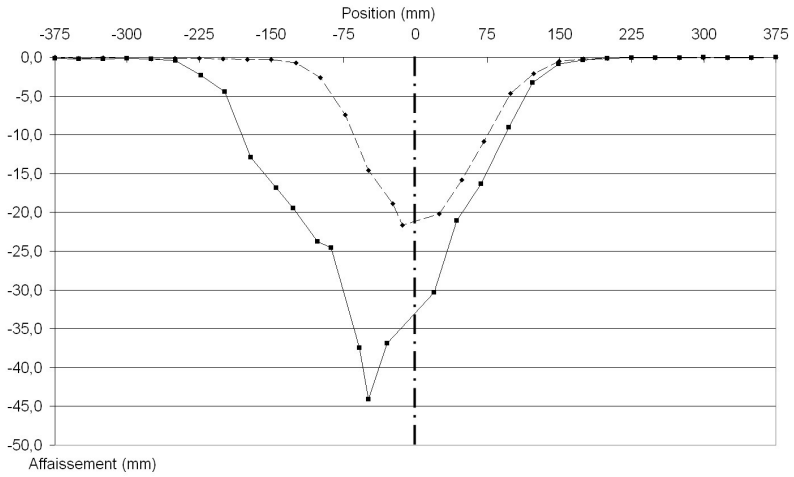


FIG. 3.11 – Cuvettes d'affaissement pour les deux étapes de rupture

La dissymétrie de la rupture au niveau de la cavité se répercute de manière très marquée sur la cuvette d'affaissement en surface. Le déplacement maximal n'est pas situé sur l'axe de symétrie de l'essai. De plus, si l'on représente les isovaleurs des déplacements au sein du massif de sol entre l'étape du phénomène de sablier et la rupture finale, c'est majoritairement la partie gauche du massif de sol qui est concernée (cf. figure 3.12).

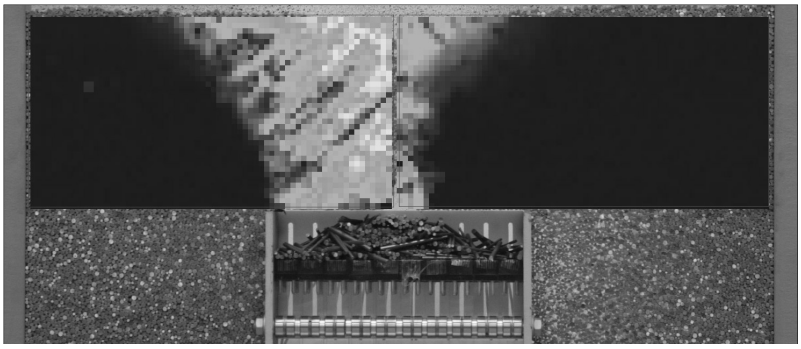


FIG. 3.12 – Isovaleurs des déplacements dans le massif de sol entre le phénomène de sablier et la rupture finale de la cavité

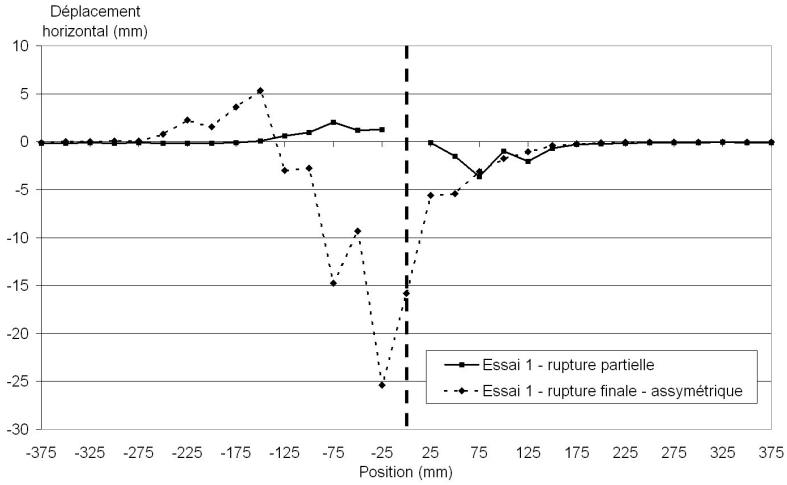


FIG. 3.13 – Déplacements horizontaux obtenus en surface pour les deux étapes de rupture de l'essai 1

Les déplacements horizontaux sont aussi calculés par l'imagerie numérique. La figure 3.13 montre les déplacements horizontaux en surface pour les deux dernières étapes. La courbe avant la rupture totale est bien symétrique comme le suggère la cuvette d'affaissement obtenue. Par contre, le caractère asymétrique de la courbe correspondant à la rupture finale est fortement marqué. La concentration des déplacements sur la partie gauche du modèle est incontestable.

Le mode de rupture obtenu sur une cavité conditionne donc très fortement la forme, l'amplitude et la répartition des mouvements de sol en surface. L'amplitude maximale de l'affaissement en surface est proche de l'ouverture de la cavité : 44 mm pour 50 mm d'ouverture.

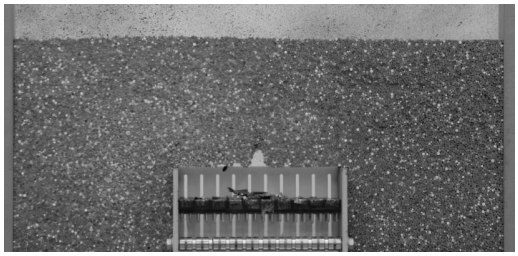
3.2.2 Deuxième essai

Le deuxième essai réalisé utilise la même configuration géométrique que le précédent. Cependant, dans l'optique d'obtenir une rupture provoquée par la seule augmentation de la largeur de la cavité, le matériau cohérent utilisé emploie cette fois-ci une solution de colle à $C/8$. Les caractéristiques mécaniques du banc raide sont donc bien inférieures à celles de l'essai précédent.

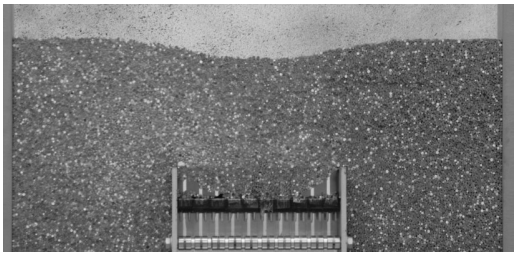
On remarquera que sur les trois critères retenus pour guider la démarche visant la formation d'un fontis par rupture purement mécanique, seule l'approche analytique de type poutre donne un résultat différent. Le moment sollicitant M_s reste identique (6,1 N.m) tandis que le moment résistant M_r est fortement diminué. Il vaut à présent 7,5 N.m en considérant une contrainte limite de traction égale à $c/\tan\phi$ ce qui est donc optimiste. Les trois critères indiquent donc une probabilité raisonnable d'obtenir un fontis.

La même procédure est utilisée pour la création de la cavité. On obtient aussi une cavité stable lorsque la pleine largeur est ouverte. Le processus de dégradation du banc raide au niveau du milieu du toit de la cavité est donc utilisé en essayant d'appliquer la même progression des injections d'eau que précédemment. La rupture du banc raide se produit cette fois-ci alors que l'eau a pénétré jusqu'au milieu de son épaisseur.

Il apparaît donc que la configuration utilisée n'est toujours pas satisfaisante pour l'obtention de l'effondrement "naturel" de la cavité.



(a) Première phase de la rupture



(b) Ruine complète de la cavité

FIG. 3.14 – Deux phases de rupture pour l'essai 2

Les déplacements en surface sont de nouveau obtenus par imagerie numérique grâce aux clichés de l'appareil photo. La cuvette d'affaissement obtenue est sensiblement symétrique. La zone d'affaissement maximal est centrée sur l'axe de symétrie. Par contre la valeur du déplacement vertical maximum est légèrement inférieure à celle obtenue lors du premier essai. L'écart est cependant faible car de l'ordre de 10%.

3.2.3 Troisième essai

Puisqu'une cavité présentant un banc raide de 50 mm surmonté d'un matelas granulaire de 150 mm est stable, pour les deux nuances du matériau cohérent, il faut encore augmenter l'instabilité de la cavité. Ne pouvant plus raisonnablement réduire la résitance du banc raide, il est décidé d'augmenter les efforts sollicitants et donc l'épaisseur de la couche de matériau pulvérulent. Le troisième essai emploie donc un banc raide en toit de cavité d'une épaisseur identique : 50 mm. Par contre, l'épaisseur de la couche de matériau pulvérulent est portée à 250 mm. La hauteur du recouvrement au-dessus de la cavité

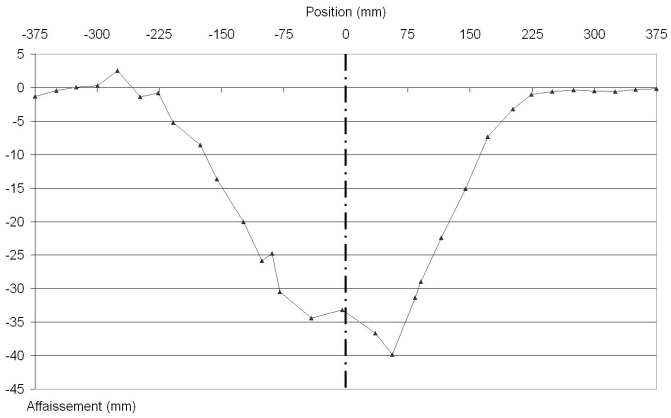


FIG. 3.15 – Cuvette d'affaissement obtenue lors de la rupture de l'essai 2

atteint donc un total de 300 mm. Le matériau cohérent utilise la solution de colle aqueuse de concentration $C/8$. L'état initial obtenu est présenté sur la figure 3.16.

Les ratios H/O et R valent à présent 6 et 0,20. Ils indiquent toujours une possible instabilité de la cavité. Le moment sollicitant M_s vaut 9,1 N.m, ce qui est supérieur au moment résistant M_r qui reste inchangé.

FIG. 3.16 – Configuration initiale du massif de sol avec un recouvrement de 300 mm

La ruine de la cavité se produit alors que les deux derniers mobiles, numérotés 1 et 10, sont en train d'être abaissés (cf. figure 3.17). La rupture obtenue n'est donc dûe qu'aux sollicitations mécaniques développées au sein du banc raide lors de l'ouverture de la cavité. Cela permet d'éliminer le facteur humain inhérent aux injections d'eau lors des essais précédents.

La cuvette d'affaissement obtenue par imagerie numérique est tracée sur la figure 3.18. Le résultat obtenu apparaît sensiblement symétrique, cependant un léger décalage vers la gauche est observable. Cela peut être dû à la nature granulaire du matériau analogique et à la variabilité intrinsèque aux modèles expérimentaux.

Cet essai permet donc de définir un ensemble de paramètres pour lequel la stabilité de la cavité n'est a priori pas assurée lorsque la largeur atteint 250 mm. Cette configuration

FIG. 3.17 – Rupture purement mécanique du banc raide durant l'essai 3

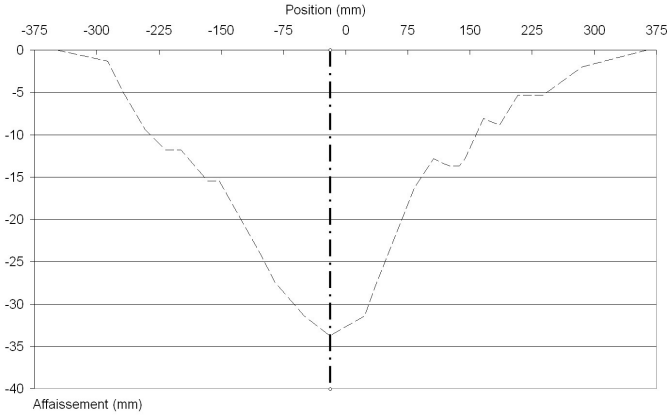


FIG. 3.18 – Cuvette d'affaissement obtenue pour l'essai 3

est donc retenue pour la campagne expérimentale suivante dont le but sera de caractériser la répétitivité des essais (partie 3.3 page 105). Cependant, il peut être intéressant de comparer les résultats obtenus lors de ces trois essais afin d'observer l'apparition ou non de certaines tendances communes à ces essais.

3.2.4 Comparaison des résultats

Les résultats obtenus lors des trois essais précédents peuvent être analysés sous différents aspects :

- Cuvettes d'affaissement,
- Volumes mobilisés,
- Déplacements horizontaux en surface,
- Reports de charge sur les cales mobiles.

Mis à part pour les déplacements en surface, le troisième essai ne sera pas exploité car le volume de matériau effondré ne peut pas être déterminé. En effet, une certaine quantité de rouleaux a pu se glisser en dehors du mécanisme et perturbe ainsi son exploitation (cf.

figure 3.17). Une modification des cales extrêmes (n°1 et 10) a été réalisée afin d'empêcher ce phénomène parasite de se reproduire dans les essais suivants.

3.2.4.1 Cuvette d'affaissement

Les trois cuvettes d'affaissement obtenues sont tracées sur le graphe 3.19. Un certain nombre de paramètres peuvent être déterminés à partir de ces courbes. Il s'agit de l'amplitude maximale de tassement S_{max}, de la distance au point d'inflexion i, de l'angle d'influence β et de la pente maximale α. Les différentes valeurs obtenues sont résumées dans le tableau 3.1. A part pour l'amplitude maximale, chaque paramètre est déterminé à droite et à gauche de la cuvette d'affaissement (indices d et g dans le tableau 3.1 par exemple), ce qui permet de plus de juger de la symétrie de celle-ci.

L'angle d'influence β est calé lorsque l'amplitude des tassements en surface devient inférieure à 1 mm. La pente α est calculée comme étant la pente moyenne calculée sur trois points de mesure consécutifs. Cela permet de s'affranchir de la forme locale de la courbe pour ne considérer que l'aspect global de la cuvette.

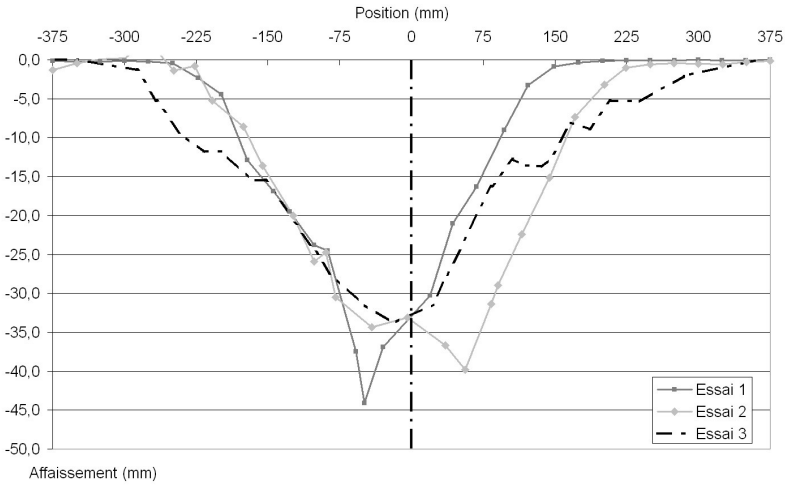


FIG. 3.19 – Cuvettes d'affaissement pour les essais n°1, 2 et 3

Certaines caractéristiques sont assez homogènes. C'est particulièrement le cas des deux essais présentant la même épaisseur de couverture. La forme générale de la cuvette est semblable pour ces deux essais. Par contre, pour le troisième essai des différences importantes sont observables. La cuvette obtenue est plus large, c'est principalement la conséquence d'un recouvrement plus important. Les angles d'influence sont légèrement plus importants pour cet essai, de même que la distance au point d'inflexion. Par contre, la pente maximale est sensiblement plus faible que celles des deux autres essais. C'est un résultat cohérent avec le fait que le tassement maximum est inférieur et la cuvette plus large.

A présent, si la symétrie des courbes est examinée, on peut noter la forte asymétrie de la courbe 1, l'origine étant la rupture partielle du banc raide. Les deux autres essais présentent de très légères dissymétries. Pour i et β, la dissymétrie est certainement liée à la variabilité expérimentale, augmentée par l'influence de la taille des rouleaux. Par

	Essai 1	Essai 2	Essai 3
S_{max}	44 mm	40 mm	34 mm
i_g	110 mm	90 mm	140 mm
i_d	80 mm	100 mm	150 mm
β_g	37°	27°	40°
β_d	21°	32°	42°
α_g	-43%	-27%	-19%
α_d	39%	33%	28%

TAB. 3.1 – Principales caractéristiques des cuvettes d'affaissement

contre, au niveau de la pente maximale, la limitation vient principalement de l'imagerie numérique qui nous fournit des valeurs de déplacements ponctuelles et donc ne permet pas de garantir que la pente maximale calculée est représentative de celle sur le banc expérimental. L'essai 3 présente un écart important entre la pente maximale à gauche et celle à droite sans qu'il y ait de raison particulière.

Le comportement du sol à l'intérieur du massif va être maintenant étudié par l'intermédiaire des volumes mis en jeu et du foisonnement.

3.2.4.2 Volumes mobilisés et foisonnement

Les volumes mobilisés rassemblent différentes notions. En effet, il s'agit d'étudier les relations entre volume de la cavité, volume de matériau effondré dans la cavité et volume de la cuvette d'affaissement en surface. Le tableau 3.2 récapitule les différentes valeurs obtenues pour les trois essais. Ces données sont obtenues de différentes manières. Le volume de la cavité est dépendant de la largeur effective atteinte. Le volume de matériau effondré est estimé par mesure directe sur les photos des surface mises en jeu. Le volume de la cuvette est déterminé à l'aide de l'imagerie numérique. Le modèle réduit étant purement bidimensionnel, tous les volumes sont ramenés pour plus de simplicité à leur surface dans le plan.

Les deux essais utilisant la même géométrie présentent des résultats très similaires. Les différents volumes obtenus sont très proches ainsi que les ratios indicatifs.

Le foisonnement peut être calculé à partir de certains paramètres. Par définition, le foisonnement caractérise l'augmentation de volume d'un matériau initialement compact qui va se désagréger en blocs. Ces blocs vont se réarranger en occupant un volume supérieur au volume initial. On a donc :

$$K = \frac{V_{sol-remanie}}{V_{initial}} \tag{3.1}$$

Deux hypothèses différentes, illustrées sur la figure 3.20, peuvent être prises concernant la géométrie initiale et donc le volume du sol mobilisé.

– Soit on considère que le volume mobilisé se limite au cylindre de sol constituant le recouvrement de la cavité. On suppose alors que le recouvrement est entière-

	Essai 1	Essai 2
Hauteur de recouvrement	200mm	200mm
Volume de la cavité	$12500mm^2$	$12500mm^2$
Volume effondré	$8740mm^2$	$8645mm^2$
V_{eff}/V_{cavite}	0.70	0.69
Volume de la cuvette	$7400mm^2$	$7037mm^2$
$V_{cuvette}/V_{eff}$	0.85	0.81
$V_{cuvette}/V_{cavite}$	0.59	0.56

TAB. 3.2 – Volumes mobilisés par la ruine de la cavité pour les essais n°1 et 2

ment cohérent et qu'une cassure nette du terrain en surface va apparaître si le fontis débouche.

$$V_{initial} = H \times w \tag{3.2}$$

– Soit le volume initial mobilisé est approximé par un trapèze défini par le toit de la cavité et l'angle d'influence β. On considère alors le recouvrement comme un sol meuble qui va avoir tendance à se déformer de manière continue.

$$V_{initial} = H \times (w + H \tan(\beta)) \tag{3.3}$$

Ces deux approches limites permettent à priori de définir la plage de variation du foisonnement global du recouvrement. Lorsque celui-ci est constitué de matériaux présentant des variations importantes de foisonnement, cela ne permet pas à priori de déterminer le foisonnement de chaque couche.

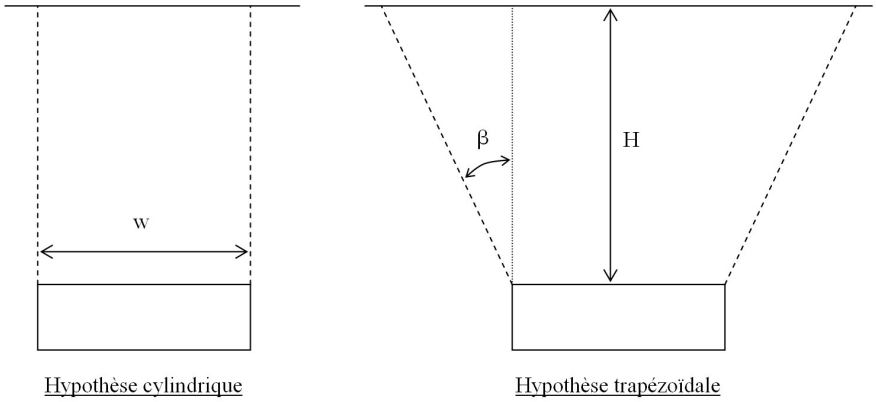


FIG. 3.20 – Schéma de principe des hypothèses permettant le calcul du foisonnement

De même, le volume final occupé par le sol mobilisé durant la rupture peut être estimé comme étant le volume initial moins le volume de la cuvette en surface plus le volume de sol effondré dans la cavité.

$$V_{sol-remanie} = V_{initial} - V_{cuvette} + V_{cavite} \tag{3.4}$$

Il est alors possible de calculer une valeur approchée du coefficient de foisonnement pour chacun des trois essais. Les valeurs obtenues figurent dans le tableau 3.3.

	Essai 1	Essai 2
Hyp. cylindre	1.10	1.11
Hyp. trapèze	1.07	1.08

TAB. 3.3 – Coefficient de foisonnement

Les valeurs de foisonnement obtenues sont homogènes. Dans l'absolu, les valeurs de foisonnement obtenues sont assez faibles. C'est cependant cohérent avec la constitution du recouvrement de la cavité. La couche de matériau pulvérulent ne peut présenter qu'un foisonnement assez faible, à peine supérieure à 1, car l'angle de dilatance est petit. La majeure partie de l'expansion de volume provient des blocs issus de la rupture du banc raide. En comparaison, le foisonnement des matériaux réels varie de 1,1 à 1,5 (sable lâche : environ 1,1 ; sable compact, grès altéré et gypse : 1,2 à 1,3 ; grès compact et calcaire tendre : 1,3 à 1,4 ; calcaire dur et banc épais : 1,4 à 1,5). Ce foisonnement correspond à un comportement en 3D, il n'est donc pas directement transposable à un comportement en 2D.

3.2.4.3 Déplacements horizontaux

L'imagerie numérique permet d'accéder aussi aux déplacements horizontaux du massif de sol. Les courbes obtenues pour deux des trois essais sont tracées sur la figure 3.21. En effet, l'essai n°2 présente des résultats en terme de déplacements horizontaux non-exploitables et ne sera donc pas présenté.

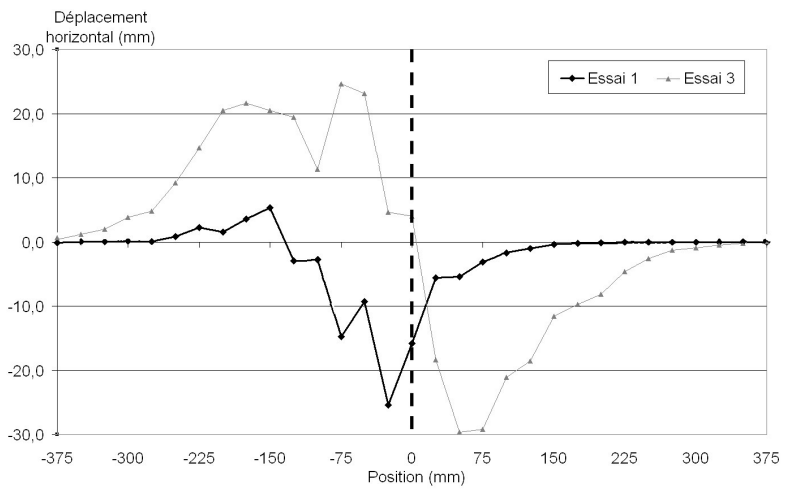


FIG. 3.21 – Déplacements horizontaux pour les essais n°1, 2 et 3

Les deux courbes obtenues sont très différentes les unes des autres. La forme générale théorique à laquelle on pouvait s'attendre est une courbe antisymétrique par rapport à l'axe de la cavité, positive à gauche et négative à droite. Elle est illustrée sur la figure 3.22. Les valeurs positives correspondent à un déplacement de la gauche vers la droite. Elle présente des déplacements maximum dans une zone proche de la verticale des piédroits de la cavité et tend vers 0 en s'éloignant de l'axe de symétrie.

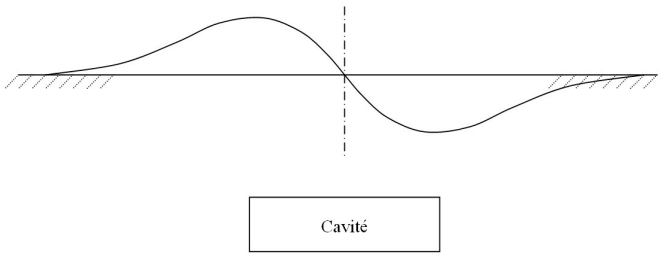


FIG. 3.22 – Courbe schématique des déplacements horizontaux en surface

La courbe du premier essai est très impactée par la rupture assymétrique de la cavité qui localise la majeure partie des déplacements sur la partie gauche de la courbe.

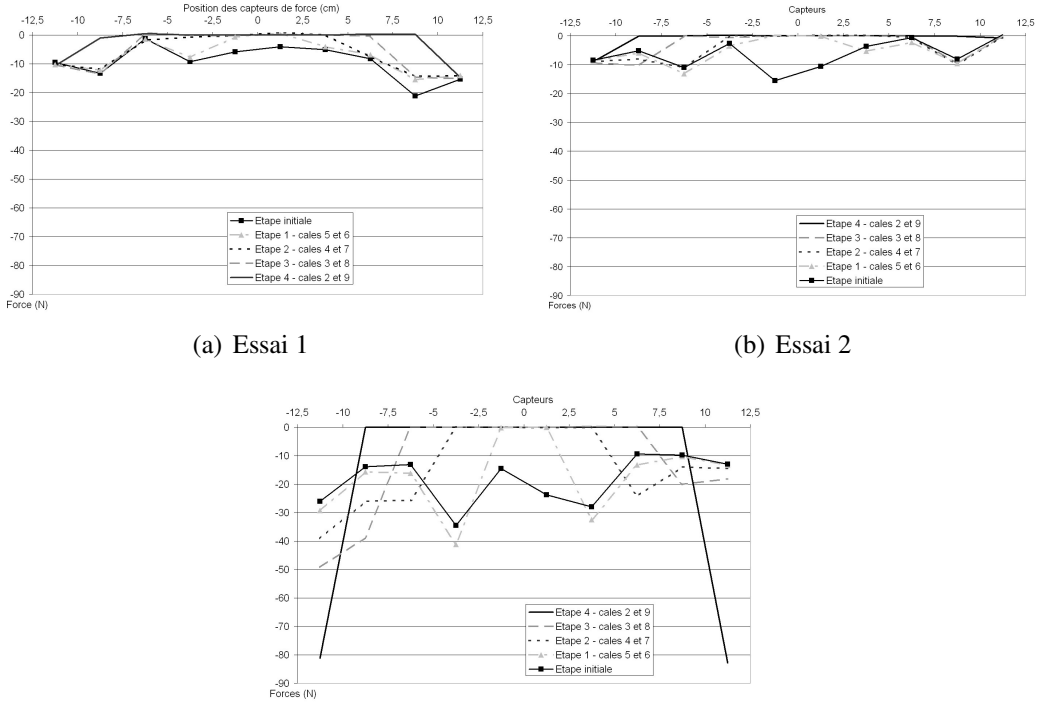
L'essai 3 présente un résultat dont l'aspect général est correct par rapport à la courbe théorique. Une légère dissymétrie est observable au niveau de l'étendue de la zone concernée, qui est plus importante à gauche qu'à droite. Les déplacements maximum sont en valeur absolue du même ordre de grandeur de chaque côté de l'axe de symétrie.

3.2.4.4 Reports de charge sur les cales mobiles

La dernière partie de l'exploitation de ces trois essais concerne plus particulièrement le comportement du massif de sol avant sa rupture. En effet, lors des étapes successives de création de la cavité, les charges initialement reprises par les dix cales mobiles vont se reporter de part et d'autre des cales abaissées. Ce report de charge peut être étudié grâce aux capteurs d'effort placés dans chaque cale mobile. Trois aspects particuliers sont intéressants. Le premier est l'évolution des efforts dans les dix cales étape par étape. Ensuite l'évolution temporelle du report de charges lors d'une étape jusqu'à la stabilisation de nouveaux efforts. Pour finir, l'évolution de la somme des efforts repris par les cales au cours des étapes de création de la cavité.

Le graphe 3.23 illustre l'évolution des efforts de chaque cale en fonction des étapes, pour chaque essai.

Une très nette différence est visible entre les deux premiers essais et le troisième. En fait, pour les deux premiers essais, les cales mobiles ont été légèrement déplacées puis remises à leur place initiale afin de pouvoir enlever les petits films plastiques qui servent à protéger le mécanisme de création de la cavité des infiltrations de colle durant la mise en place du massif de sol. Il semble donc que cette opération perturbe de manière importante les reports de charge sur les cales mobiles durant l'essai. Pour le troisième essai, il ne fût pas nécessaire de déplacer les cales pour enlever les films plastiques de protection. Seuls quelques petits morceaux de film n'ont pas pu être enlevés mais ne gènent en rien le déroulement de l'essai. L'évolution des efforts repris par les cales est beaucoup plus



(a) Essai 1

(b) Essai 2

(c) Essai 3

FIG. 3.23 – Evolution des efforts dans les cales mobiles au cours de la création de la cavité

probant. Les essais suivants seront réalisés de la même manière afin de ne pas perturber ces mesures.

Seul cet essai peut faire l'objet d'une interprétation. Il ressort que l'effort moyen initial est d'environ 19 N. Le poids des terrains au-dessus d'une cale est de :

$$P_{cale} = S \times h \times \gamma = (0.06 \times 0.025) \times 0.3 \times 65000 = 29.3\ N$$

avec S la surface horizontale d'une cale, h la hauteur du recouvrement et γ le poids volumique du matériau de Schneebeli. La charge moyenne appliquée correspond donc à 65% du poids des terres. Il semblerait donc qu'une partie de cette charge soit reprise par le matériau de part et d'autre de la cavité. Le fonctionnement du banc raide semble donc plus proche de la théorie de la galerie illustrée au chapitre 1 page 17 que de la théorie d'une poutre au niveau des réactions d'appuis.

Les reports de charge sont visibles, et plus particulièrement pour les dernières étapes. C'est en effet pour celles-ci que l'intensité du report est la plus importante. Le graphe 3.24, qui illustre l'évolution de la somme des efforts repris par les cales mobiles durant le troisième essai, permet de déterminer à partir de quel moment le report des charges s'effectue en dehors de l'emprise de la cavité.

Alors que la force totale baisse de manière quasi-linéaire pour les trois premières étapes, une brusque remontée apparaît pour la quatrième étape de création de la cavité. Cette variation ne peut être expliquée que par l'apparition d'une fissuration au sein du banc raide qui est donc venu prendre appui sur les deux dernières cales en place.

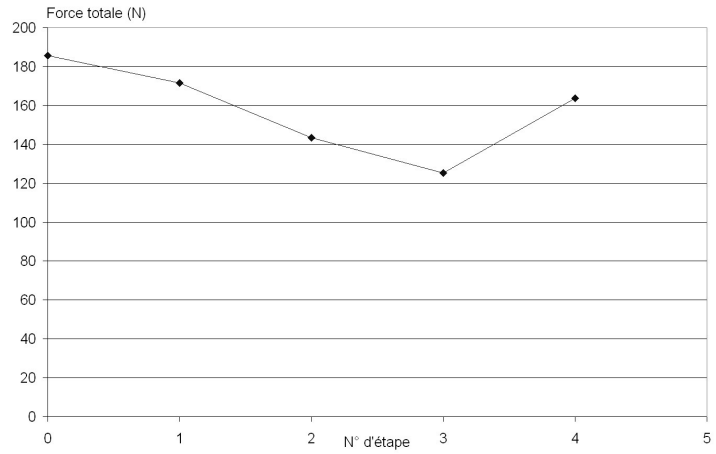


FIG. 3.24 – Evolution de la somme des efforts repris par les cales mobiles pour l'essai 3

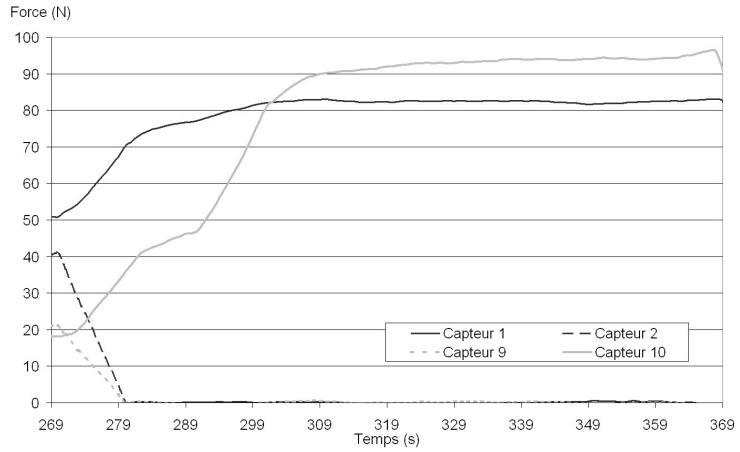


FIG. 3.25 – Evolution au cours du temps du report de charge - Exemple de l'étape 4 de l'essai 3

Etape	Temps
Etape 1	11 s
Etape 2	10 s
Etape 3	20 s
Etape 3	40 s

TAB. 3.4 – Durées nécessaires pour atteindre la stabilisation des reports de charges - Essai 3

Les valeurs d'effort présentées jusqu'à présent sont les valeurs moyennes des paliers atteints à la fin de chaque étape de création de la cavité. Cependant les efforts repris par les cales évoluent au cours du temps. Si l'on considère un intervalle temporel débutant au moment où deux cales sont abaissées et allant jusqu'à la fin de cette étape, on peut tracer l'évolution au cours du temps des charges reprises par les deux cales voisines. Les résultats obtenus figurent sur le graphe 3.25.

Il apparaît que le report des efforts prend un certain temps, de l'ordre de 40 secondes pour chacun des deux capteurs. Le tableau 3.4 récapitule les temps nécessaires pour atteindre les paliers des reports de charge pour les quatre premières étapes de l'essai 3.

Pour les deux premières étapes, le temps est sensiblement constant, proche d'une dizaine de secondes. Par contre, pour l'étape trois, le temps nécessaire commence à augmenter, de même pour l'étape quatre. Il est envisageable de supposer que plus le temps nécessaire à l'obtention du palier par le report de charge est important, plus la cavité est proche de la rupture. Même s'il n'est pas pour l'instant possible de vérifier ce phénomène sur les deux autres essais, ce comportement sera aussi étudié sur les futurs essais.

A partir de ces résultats, une nouvelle campagne d'expérimentations peut être effectuée avec comme objectif d'évaluer la répétitivité des essais. Cette campagne de test s'attachera aussi à vérifier les différents comportements observés sur les essais présentés ici.

3.3 Seconde campagne d'essais

Six nouveaux essais identiques à l'essai n°3 (profondeur de 300 mm) sont réalisés. Cela va permettre d'obtenir un panel de sept essais théoriquement identiques. Les nouveaux essais sont numérotés de 4 à 9. Les résultats obtenus seront analysés selon une approche analogue à l'exploitation des essais précédents.

3.3.1 Instrumentation complémentaire – la caméra rapide

Sur les six nouveaux essais, trois sont réalisés de manière strictement identique à l'essai n°3. Les trois autres essais, les n° 7, 8 et 9, présentent une instrumentation légèrement différente. Une caméra numérique rapide[1] est utilisée afin d'observer le mécanisme et la cinématique de la rupture. Cette caméra vient en complément de l'appareil photo numérique. Celui-ci réalise toujours des clichés de la totalité du massif de sol, tandis que la caméra se limite à une zone de sol de 300 mm de large par 400 mm de haut environ. Ceci permet toutefois de filmer la cavité et son recouvrement jusqu'en surface.

Ces trois essais permettront donc d'avoir une meilleure connaissance du mécanisme de rupture du banc raide. Cependant, comme présenté au chapitre 2.5.3.1 page 81, l'utilisation de la caméra rapide nécessite l'emploi de deux spots halogènes de forte puissance[2] permettant d'obtenir une luminosité suffisante pour la fréquence d'acquisition choisie. Cela provoque un échauffement important de la salle d'expérimentation et du banc de test. Le matériau analogique voit lui aussi sa température augmenter de quelques degrés[3]. Une ventilation importante est maintenue durant la totalité de l'utilisation des spots halogènes mais ceci n'empêche pas l'échauffement.

Une correction des déplacements mesuré durant les étapes avant la rupture est donc nécessaire. Elle est présentée en Annexe B.

3.3.2 L'essai n°4

Durant cet essai, la cavité est complètement ouverte. Puis il est procédé à deux injections d'eau au niveau du centre du toit de la cavité sur environ 10-15 mm de hauteur avant d'avoir la ruine de la cavité. L'instrumentation utilisée est la configuration ordinaire, sans la caméra rapide. La figure 3.26 présente la cuvette d'affaissement obtenue lors de la rupture.

Les déplacements avant la rupture sont relativement faibles : le maximum observé est de -0.1 mm pour la dernière étape de création de la cavité et de -0.25 mm pour la dernière étape de dégradation du banc raide. L'affaissement final présente au centre un déplacement maximum de -26 mm et une largeur de 550 mm. Les différentes caractéristiques sont présentées dans le tableau 3.5.

L'effondrement obtenu est presque symétrique. Les quelques écarts que l'on peut observer sont dûs à la nature intrinsèque du matériau analogique de Schneebeli. La cuvette présente une forme symétrique par rapport à l'axe de la cavité et les principales caractéristiques sont quasiment identiques à gauche et à droite.

[1] Débit utilisé de 250 images/s.
[2] 1500 W chacun.
[3] Selon l'essai concerné, l'échauffement va de 1 à 4°C.

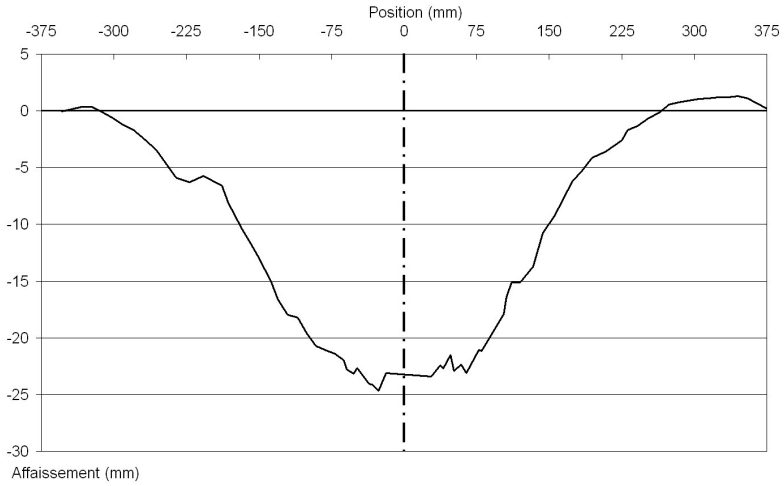


FIG. 3.26 – Déplacements en surface pour l'essai 4

V_{cavite}	$12500mm^2$
$V_{cuvette}$	$7180mm^2$
$V_{effondre}$	$10132mm^2$
S_{max}	25mm
i_g	130mm
i_d	120mm
β_g	33.7°
β_d	30.3°
α_g	-19.4%
α_d	20.4%

TAB. 3.5 – Caractéristiques géométriques de l'essai 4

Les déplacements horizontaux déterminés par l'imagerie numérique sont tracés sur la figure 3.27. La forme obtenue suit sensiblement la forme théorique de la courbe des déplacements horizontaux et admet l'axe de la cavité comme axe de symétrie. La principale différence porte sur les valeurs maximum de déplacement : 28 mm à gauche contre -19 mm à droite.

Le report de charge lors des étapes de création de la cavité est bien apparent sur le graphe 3.28. Cependant l'état de contrainte initial est très irrégulier. Certaines cales mobiles reprennent un effort six à huit fois supérieur aux cales les moins sollicitées.

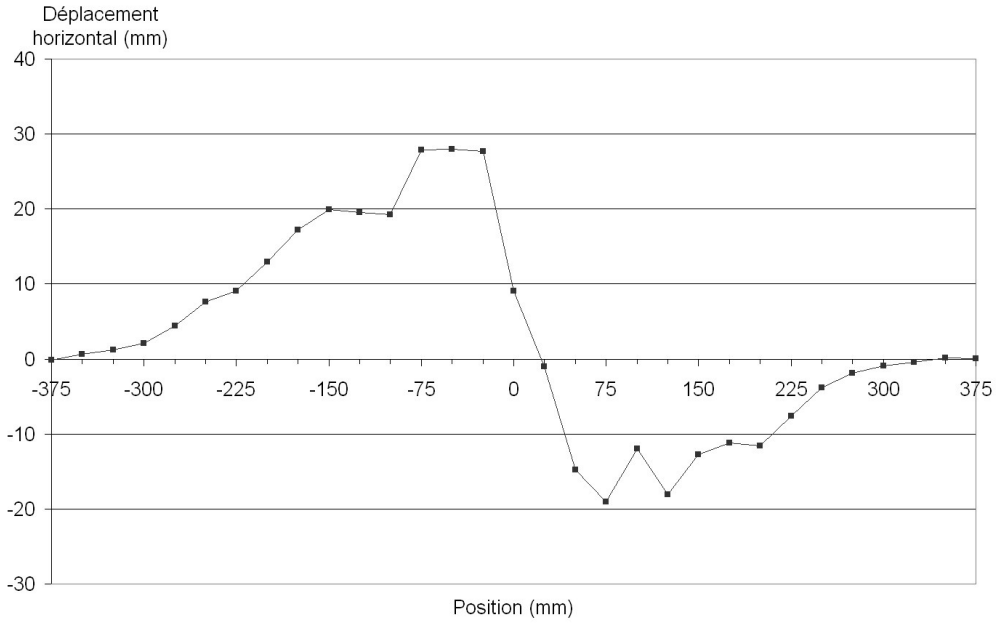


FIG. 3.27 – Déplacements horizontaux pour l'essai 4

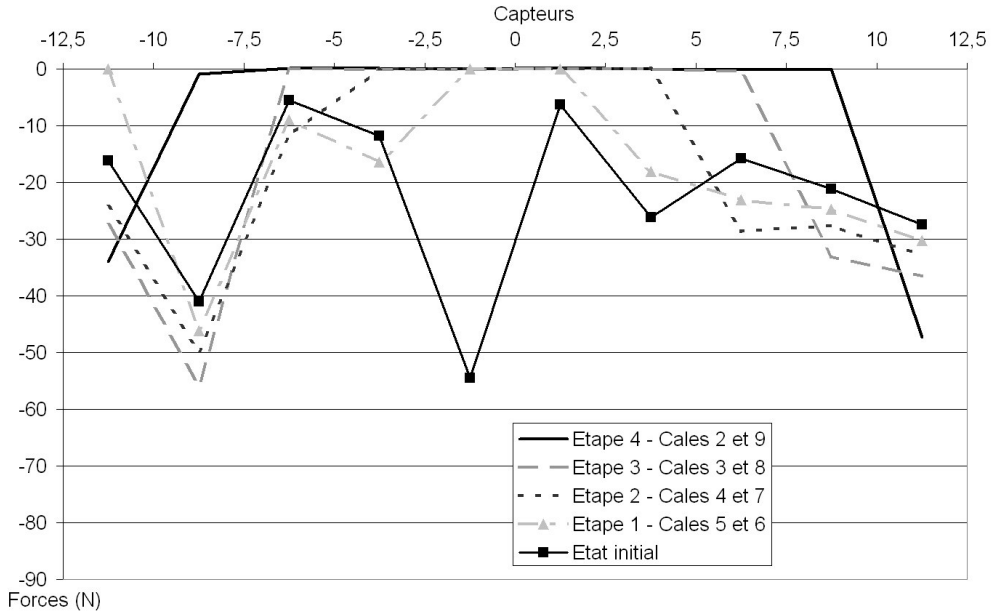


FIG. 3.28 – Evolution des efforts sur les cales mobiles durant l'essai n°4

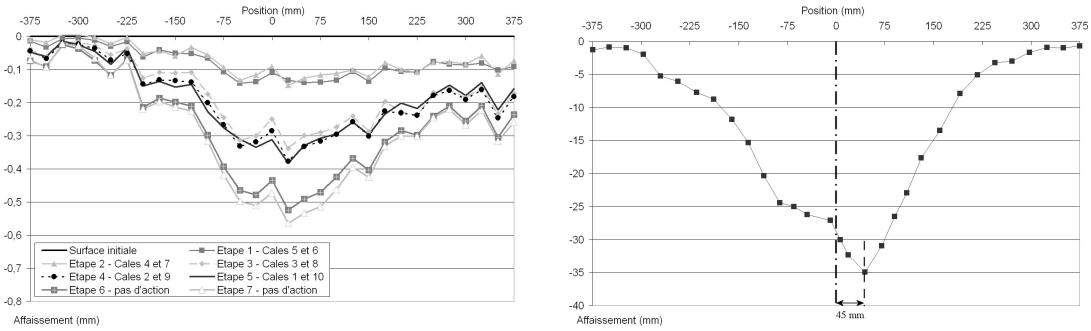
3.3.3 L'essai n°5

La rupture est obtenue sans ajouter d'eau. La cavité est complètement ouverte. Cependant la procédure est très légèrement modifiée. La dernière étape qui normalement voit les cales 1 et 10 s'abaisser, est séparée en deux sous étapes : la cale 10 est abaissée ; on attend que le massif de sol se stabilise puis on abaisse la cale 1 et on attend que le massif de sol se stabilise. Peu de temps après, la rupture du banc raide se produit sans aucune perturbation extérieure. Le tableau 3.6 récapitule les principales caractéristiques de la cuvette d'affaissement obtenue.

V_{cavite}	$12500mm^2$
$V_{cuvette}$	$9675mm^2$
$V_{effondre}$	$12007mm^2$
S_{max}	35mm
i_g	129mm
i_d	130mm
β_g	33.4°
β_d	33.7°
α_g	-21%
α_d	23.7%

TAB. 3.6 – Caractéristiques géométriques de l'essai 5

Le volume de matériau effondré est très important car presque égal au volume de la cavité. Cela peut expliquer le fait que le tassement maximal soit aussi important : 35 mm. Celui-ci est d'ailleurs excentré par rapport à la cavité de 45 mm. Cela n'empêche pas la cuvette d'affaissement de rester symétrique dans son ensemble (cf. la figure 3.29).



(a) Petits déplacements (avant la rupture) (b) Rupture finale

FIG. 3.29 – Déplacements en surface pour l'essai n°5

Les déplacements horizontaux (figure 3.30) sont globalement symétriques par rapport à l'axe de la cavité. Une perturbation importante est observable à l'abscisse -25 mm mais elle n'influence pas l'allure globale.

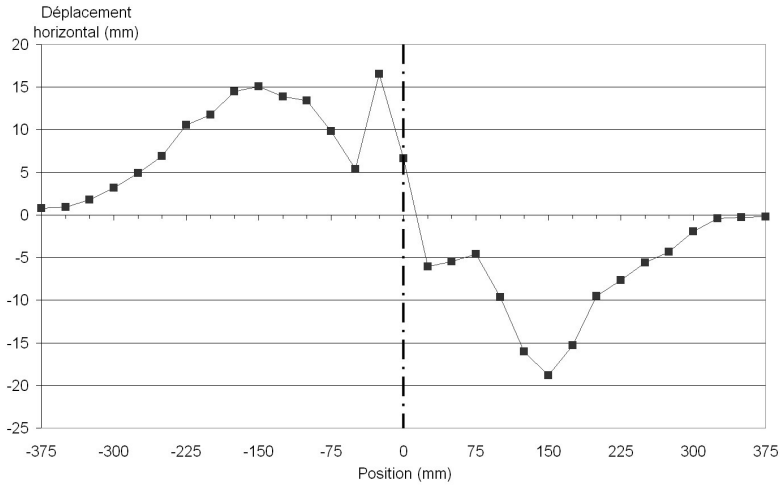


FIG. 3.30 – Déplacements horizontaux pour l'essai 5

Sur le graphe 3.31, les reports de charge sont très visibles et sont de plus en plus marqués au cours de la création de la cavité.

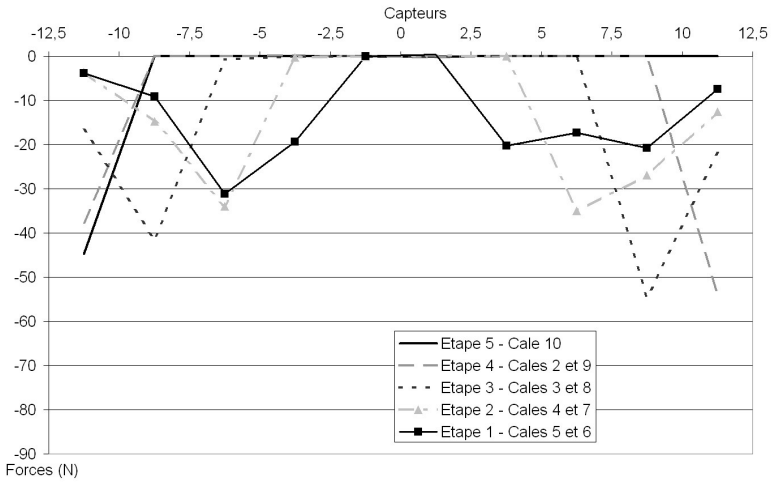
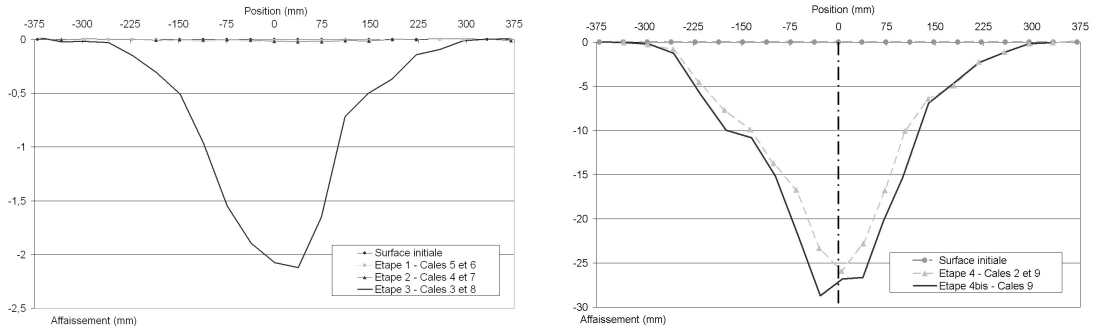


FIG. 3.31 – Evolution des efforts sur les cales mobiles durant l'essai n°5

3.3.4 L'essai n°6

La rupture est obtenue de manière purement mécanique lors des troisième et quatrième étapes de création de la cavité. Lors de la troisième étape (abaissement des cales 3 et 8), une fissuration importante apparaît au sein du banc raide et le transperce de part en part, cependant la cavité reste stable. Une légère cuvette d'affaissement est visible en surface. Elle est reportée sur la figure 3.32.

Lors de l'étape suivante, la rupture se produit durant le déplacement des cales 2 et 9. La cale 9 se retrouve coincée à mi-chemin entre sa position initiale et l'abaissement complet. Une seconde étape, nommée 4bis, est nécessaire pour placer la cale 9 en position basse.



(a) Avant la rupture (b) Après la rupture

FIG. 3.32 – Cuvettes d'affaissement obtenues pour les différentes phases de l'essai 6

Avant l'apparition d'un quelconque signe de rupture, les déplacements en surface sont très faibles. Lors de l'étape 3 durant laquelle la rupture débute, le déplacement maximum est de -2.1 mm. La forme générale de la cuvette est symétrique. Les deux cuvettes obtenues lors de l'étape 4 présentent peu de différence. La forme générale est la même, seule la zone centrale présente des différences au niveau de l'amplitude des tassements : respectivement -26mm et -29mm.

La largeur de la cuvette obtenue lors de ces trois étapes est sensiblement identique. De 550 mm pour l'étape 3, on passe à 600 mm à l'étape 4. On peut donc conclure que la forme des déplacements en surface est liée à la forme de la cavité. Le volume détermine quand à lui l'amplitude des tassements. Le tableau 3.7 présente un résumé des caractéristiques de la cuvette d'affaissement obtenue après la rupture.

Les différentes valeurs obtenues permettent de confirmer la forme symétrique de la cuvette obtenue, proche de celle obtenue pour les essais 4 et 5.

Sur le graphe 3.33, un décalage entre l'axe de la cavité et le point de déplacement horizontal nul est visible. Les deux extrema à gauche et à droite sont respectivement de 13.5 mm et de -11.2 mm, ce qui est assez proche.

Il n'est pas possible d'exploiter les données acquises avec les capteurs de force placés au niveau des cales mobiles car celles-ci ont été perdues accidentellement lors de l'essai.

V_{cavite}	$10000mm^2$
$V_{cuvette}$	$6888mm^2$
$V_{effondre}$	$8935mm^2$
S_{max}	29mm
i_g	111mm
i_d	106mm
β_g	30.6°
β_d	28.8°
α_g	-19.7%
α_d	21%

TAB. 3.7 – Caractéristiques géométriques de l'essai 6

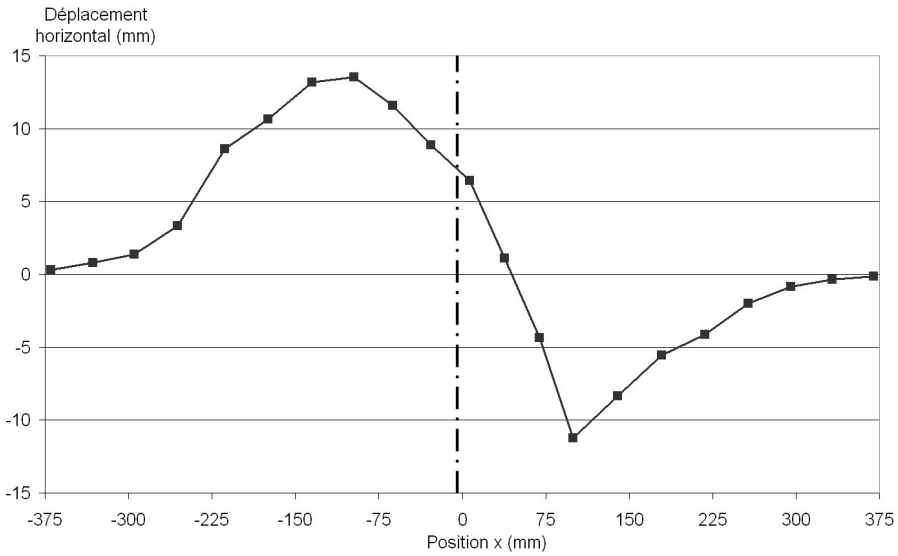


FIG. 3.33 – Déplacements horizontaux en surface pour l'essai 6

3.3.5 L'essai n°7

C'est le premier essai réalisé en utilisant conjointement la caméra numérique rapide et l'appareil photo pour le suivi des déformations au sein du massif de sol. Les déplacements déterminés pour les étapes précédant la rupture sont donc corrigés conformément à l'approche présentée au chapitre 3.3.1 page 105, de manière à éliminer les perturbations causées par l'échauffement du matériau.

La cavité est complètement créée et reste stable. Quatre injections d'eau ont été nécessaires pour l'apparition de la ruine de la cavité. La figure 3.34 présente la cuvette d'affaissement obtenue.

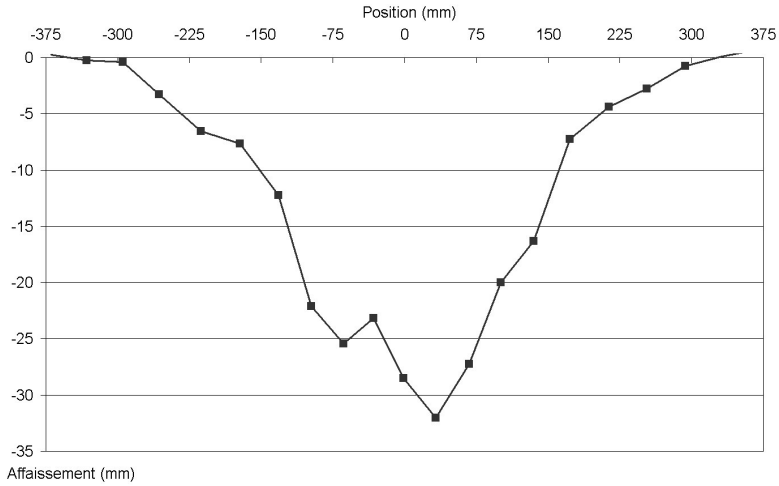


FIG. 3.34 – Déplacement en surface lors de la rupture pour l'essai 7

V_{cavite}	$12500mm^2$
$V_{cuvette}$	$8301mm^2$
$V_{effondre}$	$11870mm^2$
S_{max}	32mm
i_g	116mm
i_d	117mm
β_g	28.8°
β_d	29.2°
α_g	-28.7%
α_d	23.7%

TAB. 3.8 – Caractéristiques géométriques de l'essai 7

La forme de la cuvette d'affaissement obtenue se rapproche de celle de l'essai 5. Le tassement maximum est légèrement excentré mais la symétrie de la cuvette reste valable. Le tableau 3.8 présente les différentes caractéristiques de l'essai.

Les valeurs obtenues de l'affaissement sont homogènes par rapport à celles issues des essais précédents. Seule la pente maximale à gauche est sensiblement plus importante, mais sans que cela ne sorte des limites acceptables.

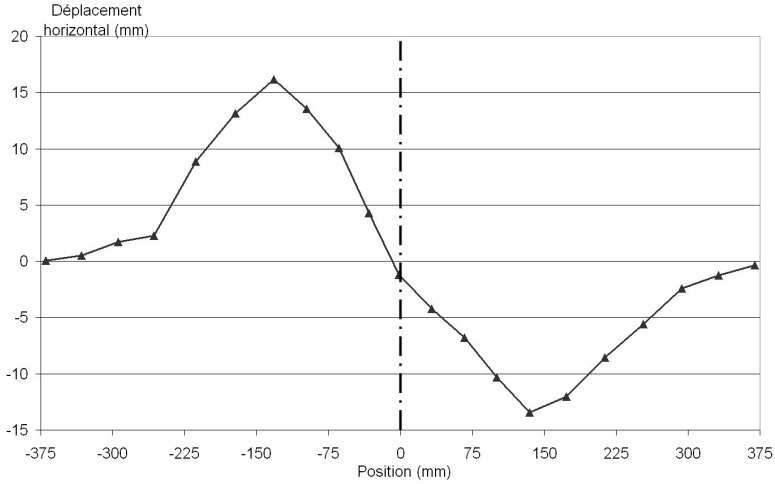


FIG. 3.35 – Déplacements horizontaux pour l'essai 7

Les reports de charge sont nettement visibles sur le graphe 3.36. La répartition initiale des efforts est assez variable d'une cale mobile à l'autre. Cependant l'augmentation des efforts est sensiblement identique sur toutes les cales au cours de l'essai.

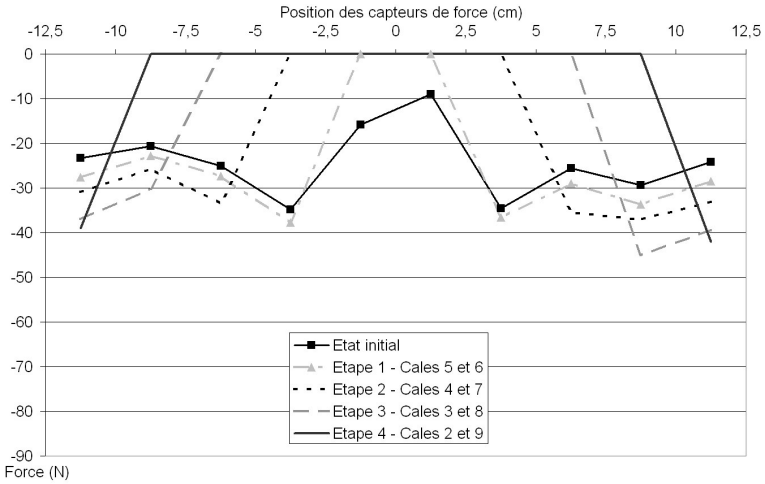


FIG. 3.36 – Reports de charges mesurés par les capteurs de force pour l'essai 7

3.3.6 L'essai n°8

C'est le deuxième essai employant la caméra numérique en plus de l'appareil photo. La rupture est obtenue lors du déplacement des cales 2 et 9. C'est donc une rupture purement mécanique. La figure 3.37 présente la cuvette d'affaissement après la correction dûe à l'utilisation des spots halogènes.

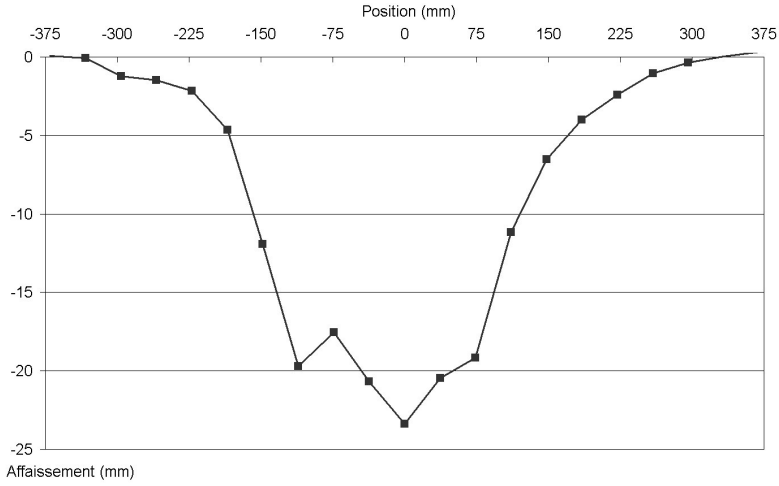


FIG. 3.37 – Cuvette d'affaissement lors de la rupture pour l'essai 8

V_{cavite}	$10000mm^2$
$V_{cuvette}$	$7385mm^2$
$V_{effondre}$	$7675mm^2$
S_{max}	28.9mm
i_g	120mm
i_d	102mm
β_g	33.7°
β_d	37.3°
α_g	-22.2%
α_d	23.4%

TAB. 3.9 – Caractéristiques géométriques de l'essai 8

Les principales caractéristiques de la cuvette d'affaissement sont répertoriées dans le tableau 3.9. L'affaissement maximum est de 23.4 mm, positionné à la verticale du centre de la cavité. La partie centrale de la cuvette présente une forme différente de ce qui est observé sur les autres essais. Les résultats obtenus sont vérifiés par le biais de mesures directes sur les clichés. Cela ne permet pas d'obtenir la totalité du champ de déplacement mais permet l'obtention de la cuvette d'affaissement avec une précision de l'ordre de 0.5 mm. On obtient le tracé de la figure 3.38.

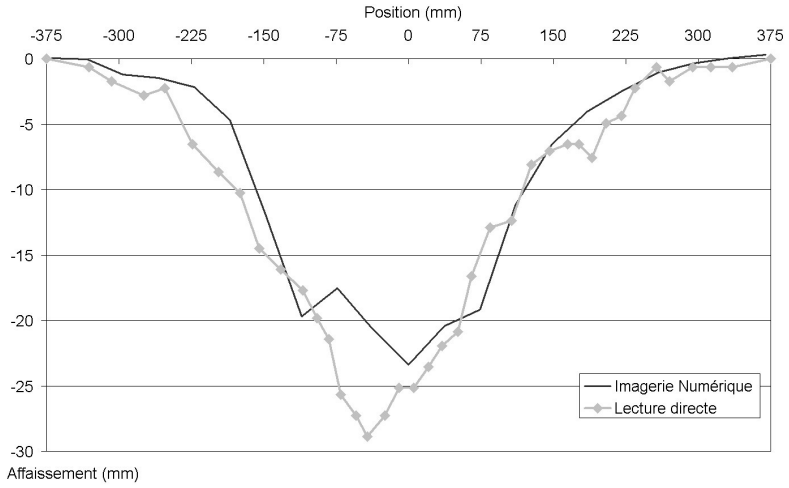


FIG. 3.38 – Comparaison des cuvettes obtenues par corrélation d'images et par lecture directe sur les photos pour l'essai 8

L'affaissement maximum augmente sensiblement (28.9 mm au lieu de 24 mm déterminé par l'imagerie numérique). Les principales différences entre la courbe obtenue par imagerie numérique et celle fournie par lecture directe sur la photo sont concentrées au niveau de la partie centrale de la cuvette. La nouvelle forme ne présente plus de partie plate au centre et est donc plus semblable aux résultats des essais précédents. Par contre, le déplacement maximum est légèrement excentré vers la gauche.

Les déplacements horizontaux obtenus par l'imagerie numérique pourraient être sujets à caution du fait de l'inexactitude observée sur la courbe d'affaissement.

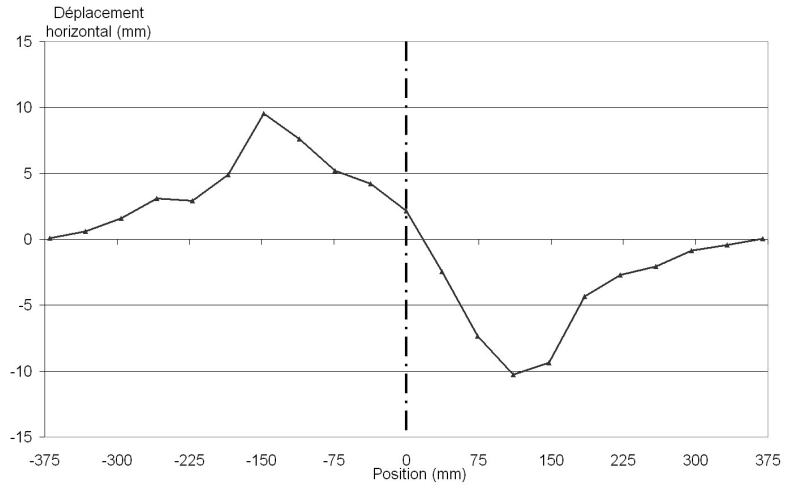


FIG. 3.39 – Déplacements horizontaux pour l'essai 8

Cependant la figure 3.39 montre que l'aspect obtenu est en accord avec les résultats des autres essais.

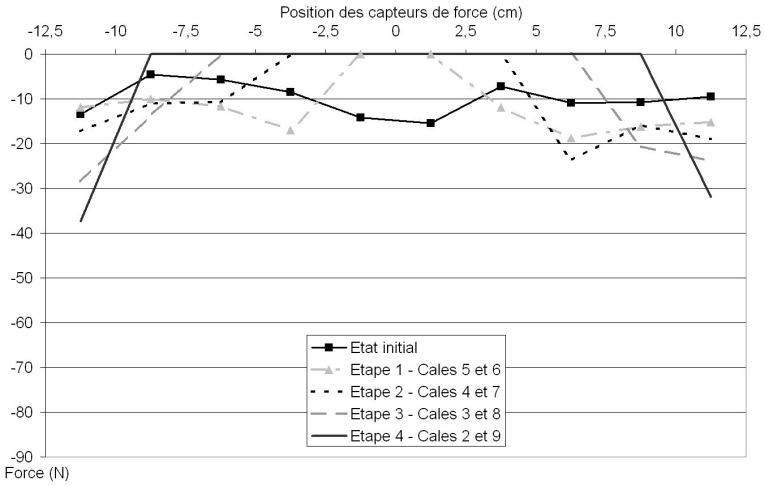


FIG. 3.40 – Report de charges sur les cales mobiles pour l'essai 8

La figure 3.40 montre que la répartition initiale des efforts est régulière sur toutes les cales avec peu de variabilité par rapport aux autres essais. Pour une cale donnée, la valeur des reports de charge varie en fonction de l'étape. En général, le report maximum est observé lors du déplacement de la cale immédiatement voisine.

3.3.7 L'essai n°9

C'est le troisième essai avec la caméra rapide et le dernier de la série d'essais en terrain vierge. La cavité est totalement ouverte et reste stable. Trois injections d'eau sont nécessaires avant d'obtenir la ruine de la cavité.

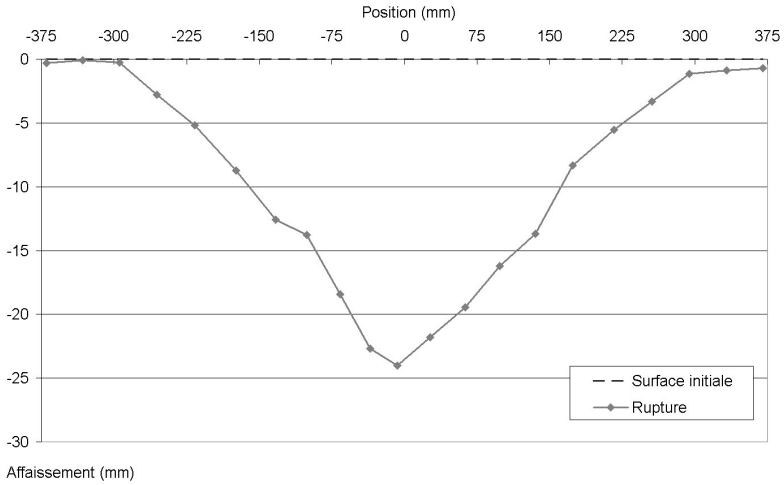


FIG. 3.41 – Cuvette d'affaissement lors de la rupture pour l'essai 9

Le tableau 3.10 récapitule les principales caractéristiques de la cuvette d'affaissement obtenue par imagerie numérique (cf. figure 3.41).

V_{cavite}	$12500mm^2$
$V_{cuvette}$	$6996mm^2$
$V_{effondre}$	$9109mm^2$
S_{max}	24mm
i_g	134mm
i_d	113mm
β_g	37.8°
β_d	33.2°
α_g	-13.7%
α_d	14%

TAB. 3.10 – Caractéristiques géométriques de l'essai 9

Les caractéristiques obtenues sont proches des résultats des essais précédents, sauf pour la pente maximale qui est plus faible aussi bien sur la partie gauche que droite. Cela peut être relié à l'affaissement maximal qui est aussi plus faible que ceux obtenus pour les autres essais.

Les déplacements horizontaux obtenus (figure 3.42) sont globalement symétriques par rapport à l'axe de la cavité. De plus, ils sont proches des résultats obtenus lors des essais précédents.

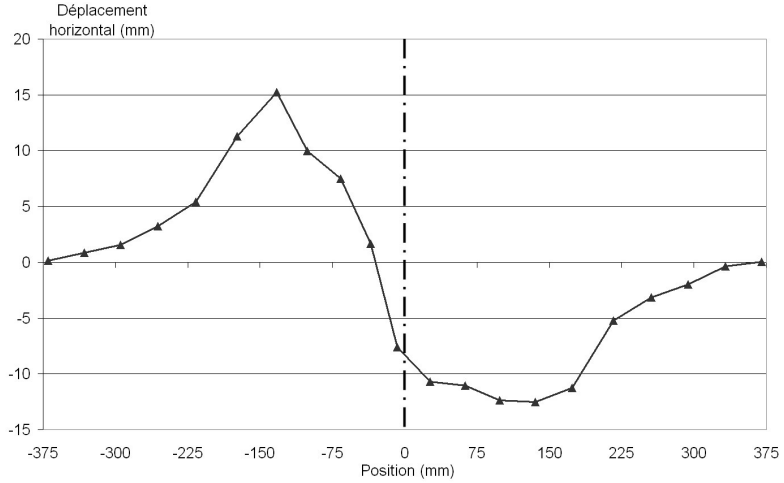


FIG. 3.42 – Déplacements horizontaux pour l'essai 9

La figure 3.43 présente l'évolution des reports de charge sur les cales mobiles durant la création de la cavité. Les valeurs obtenues sont conformes aux résultats des essais précédents.

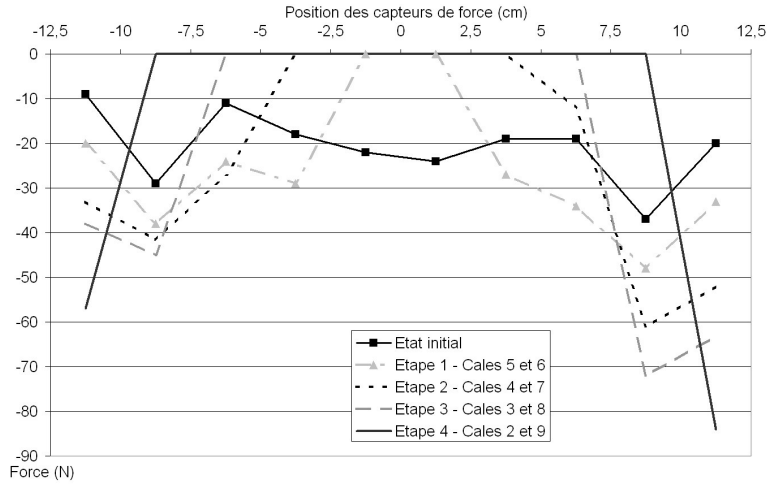


FIG. 3.43 – Evolution des reports de charge sur les cales mobiles pour l'essai 9

Avec les résultats issus de cette série de six essais, il est possible de déterminer le comportement moyen qui se produit lors de l'effondrement d'une cavité. Pour cela sept essais identiques sont disponibles : les essais n°3 à 9. La partie suivante est consacrée à l'exploitation conjuguée des résultats et à la définition d'une approche théorique permettant d'aborder la prédiction des mouvements induits par l'effondrement localisé.

3.4 Exploitation des résultats – Approche théorique

Les résultats sont exploités en quatre parties séparées. La première traite du comportement du massif de sol par le biais des reports de charge et des typologies de rupture observées grâce à la caméra rapide. La seconde s'intéresse aux volumes mis en jeu. La troisième aborde la forme de la cuvette via les paramètres S_{max} et i (ou β). La dernière s'intéresse aux déplacements horizontaux, à la pente et aux déformations horizontales.

3.4.1 Le comportement du massif de sol

La première partie de l'exploitation des résultats porte sur le comportement du massif de sol. Le mode de rupture sera étudié ainsi que les reports de charges suivis par les capteurs de force pour les sept essais.

Les trois essais qui ont été suivis avec la caméra rapide permettent de définir différents modes de rupture de manière beaucoup plus précise que la simple observation des blocs et de leur disposition après la rupture de la cavité. Les figures 3.44, 3.45 et 3.46 présentent les clichés de la caméra rapide qui permettent de définir un mode de rupture.

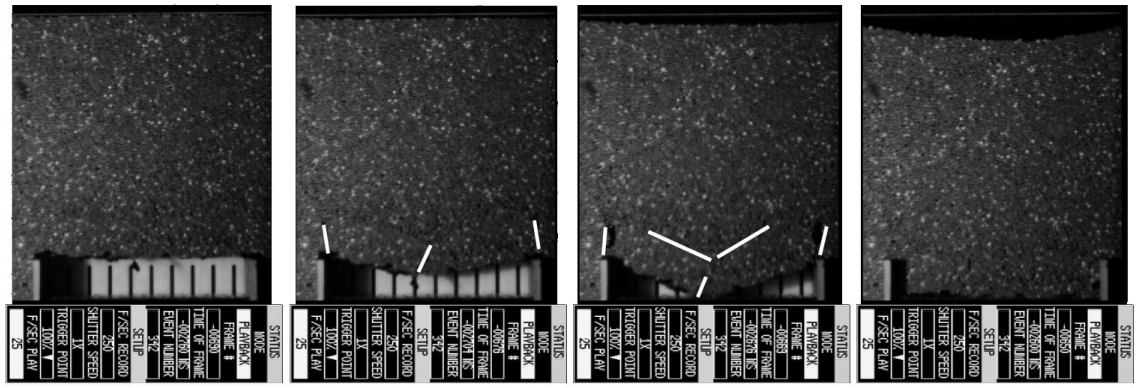


FIG. 3.44 – Captures de la caméra rapide pour l'essai 7 avec injections d'eau

Pour l'essai 7, la rupture s'initie en trois points : au centre de la cavité et sur les piédroits avec deux larges fissures qui traversent la totalité du banc raide. Deux blocs se détachent et tombent dans la cavité sous un mouvement combiné de translation et de rotation. Les deux blocs terminent leur course appuyés au fond de la cavité, la cavité est presque totalement remplie par les blocs et le matériau pulvérulent suit.

La rupture dure au total 144 ms avec un retard entre le début de la rupture et l'apparition de mouvement en surface de 32 ms.

Pour l'essai 8, la rupture s'initie très nettement au centre du toit de la cavité avec l'apparition d'une fissure importante. C'est très certainement dû au moment fléchissant du banc raide. Un bloc à gauche tombe dans la cavité. Il est rapidement suivi d'un bloc à droite. Tous deux sont sujets à un mouvement combiné de translation et de rotation et terminent leur course appuyés au fond et sur les parois verticales.

Le retard entre l'initiation de la rupture et l'apparition d'un mouvement en surface est de 36 ms. La rupture dure 248 ms.

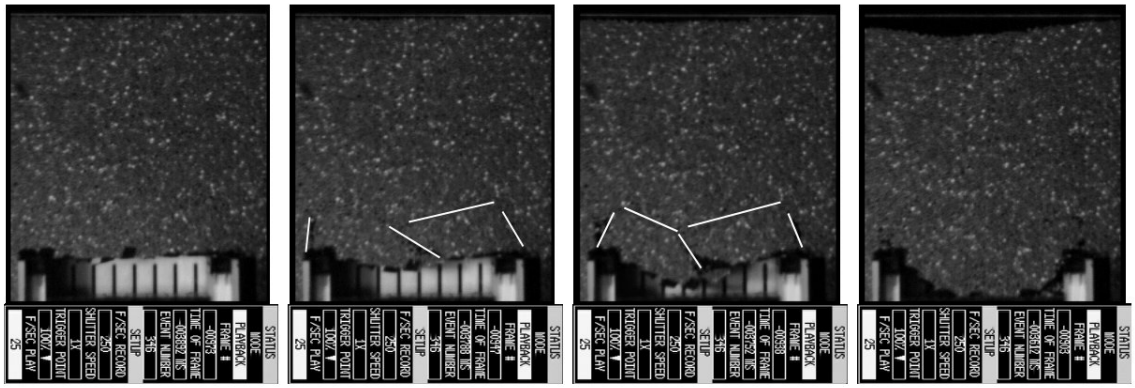


FIG. 3.45 – Captures de la caméra rapide pour l'essai 8 sans eau

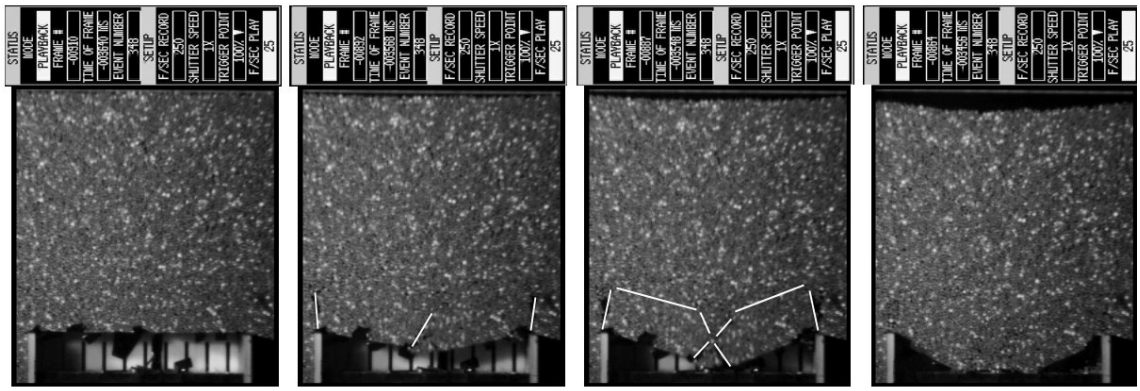


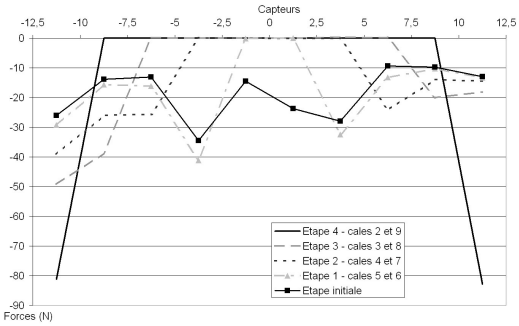
FIG. 3.46 – Captures de la caméra rapide pour l'essai 9 avec injections d'eau

Pour l'essai 9, le banc raide est dégradé par injection d'eau au centre du toit. Puis une chute de rouleaux à priori due au poinçonnement de la paroi verticale gauche a lieu. La ruine s'initie très peu de temps après, en trois endroits : au centre du toit et sur les deux piédroits avec l'apparition de plusieurs fissures. Deux blocs chutent de manière symétrique dans la cavité sous un mouvement de rotation du à un moment fléchissant. Ils terminent leur déplacement appuyés en fond de cavité et sur le haut des parois vericales, de manière similaire à l'état observé pour l'essai n°8.

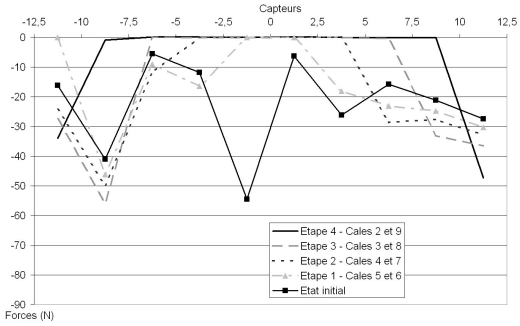
Le retard entre l'initiation de la rupture et l'apparition d'un mouvement en surface est de 32 ms. La rupture dure 172 ms au total.

La durée totale de la rupture est donc très courte puisque inférieure à 248 ms. C'est donc un phénomène extrêmement brutal dans son déclenchement et rapide dans son déroulement. Le suivi par caméra numérique rapide ne permet pas de déceler de signe avant-coureur de l'initiation de la rupture.

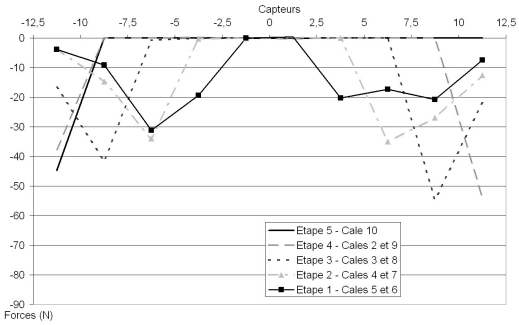
Sur les trois essais ci-dessus, la rupture du banc raide est la conséquence des contraintes développées par le moment fléchissant. Seul l'essai n°7 présente une influence de l'effort tranchant, la cavité étant entièrement remplie à la fin de la rupture.



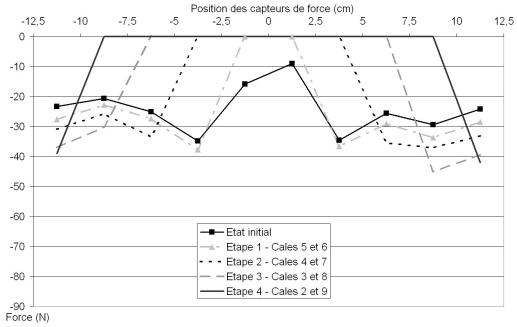
(a) Essai 3



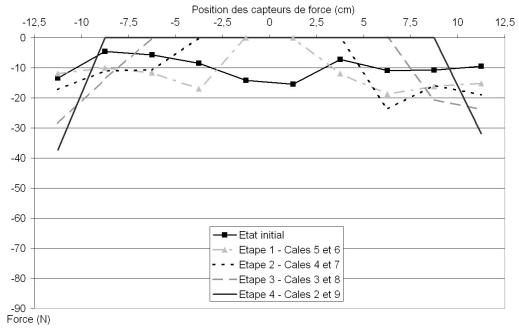
(b) Essai 4



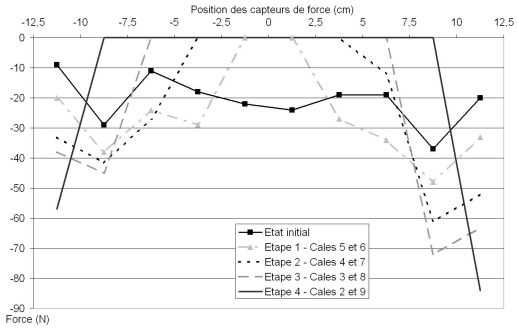
(c) Essai 5



(d) Essai 7



(e) Essai 8



(f) Essai 9

FIG. 3.47 – Evolution des reports de charges pour les essais 3, 4, 5, 7, 8 et 9

Pour les autres essais, il est délicat voire impossible de se prononcer précisément sur le phénomène à la source de la ruine de la cavité. En observant les blocs et leur arrangement, on peut estimer :

- Essai 3 : mode de rupture indéterminé.
- Essai 4 : rupture par moment fléchissant et cisaillement.
- Essai 5 : rupture par cisaillement.
- Essai 6 : rupture par moment fléchissant.

Le moment fléchissant semble donc apparaître comme une cause préférentielle de rupture du banc raide.

Les reports de charge qui ont lieu sur les cales mobiles sont très variables d'un essai à l'autre. La figure 3.47 présente les graphes de report de charge pour six des sept essais[4].

Les reports de charges sont quasi inexistants pour les essais 3, 4 et 7. Des reports de charge ont bien lieu durant ces trois essais mais ils ne se font pas de manière conforme à ce qui est attendu. En effet, si l'on suppose une répartition uniforme des efforts sur les dix cales mobiles, lorsque les deux cales centrales (5 et 6) sont abaissées, leur charge se reporte sur les cales voisines. Les cales 4 et 7 devraient donc voir leur charge augmenter de presque la totalité de la charge des cales 5 et 6.

De même, quand les cales 4 et 7 sont abaissées, leur charge (charge initiale + report des cales 5 ou 6) se reportent sur leurs voisines. Il s'agit donc principalement des cales 3 et 8. Il semble donc logique que les intensités de report de charge augmentent, selon une progression arithmétique. La figure 3.48 montre l'allure générale de l'évolution des reports de charge telle que logiquement elle devrait se dérouler. La charge initiale vaut 29,3 N (en accord avec la valeur déterminée en 3.2.4.4 page 101) et l'on suppose que 80% de la charge d'une cale abaissée se reporte sur sa plus proche voisine.

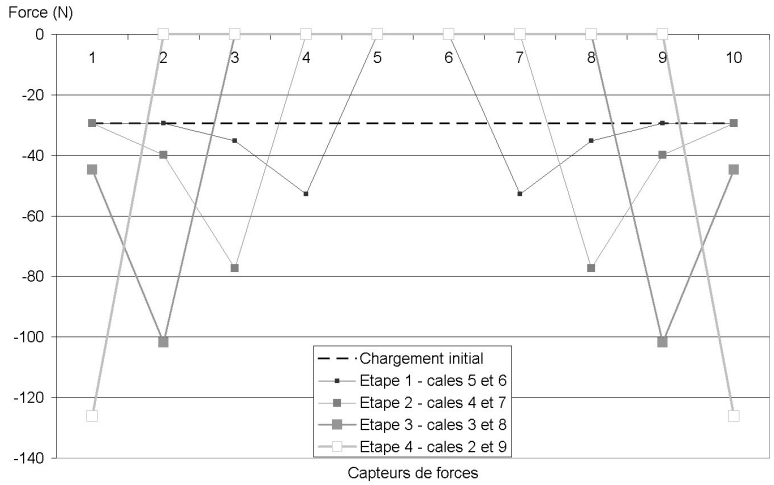


FIG. 3.48 – Evolution théorique des reports de charge sur les cales

Les essais 3, 4 et 7 présentent donc une évolution générale assez éloignée de cette théorie, alors que les trois autres essais présentent des reports de charges plus en accord. Sur les trois graphes de ces essais, on peut remarquer que les reports de charge s'effectuent de manière préférentielle sur les deux cales voisines de la cale abaissée, mais que le reste des cales voit aussi leur charge légèrement augmenter. Pour que le report de charge ait lieu, il est nécessaire que le banc raide se déforme légèrement lorsque deux cales sont abaissées. Le sol en surface devrait donc présenter dans une moindre mesure ce déplacement.

Le graphe 3.49 présente l'évolution d'un point situé à l'intersection de l'axe de la cavité et de la surface durant les étapes de création de la cavité pour les six essais.

[4]On rappelle que l'acquisition des capteurs de force a subie un problème lors de l'essai n°6.

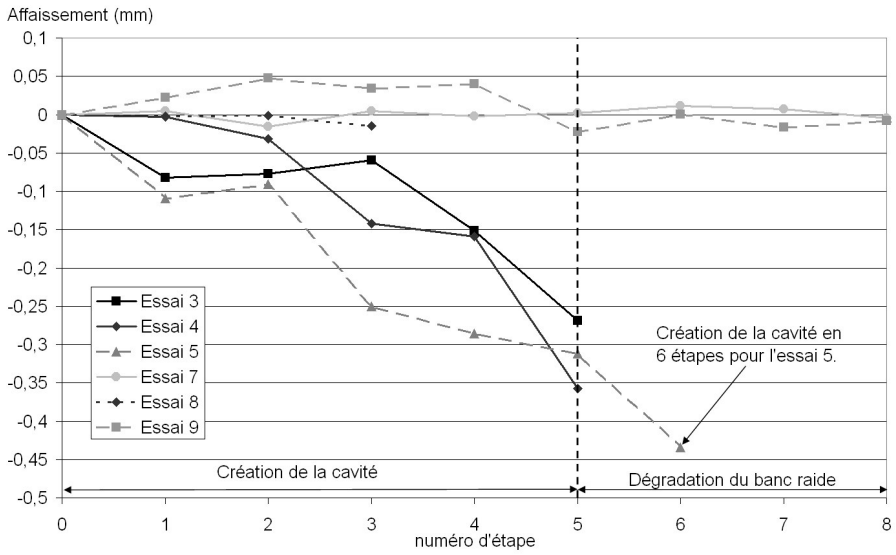


FIG. 3.49 – Déplacement en surface du point situé sur l'axe de la cavité lors de la création de celle-ci

Deux comportements très différents sont observables. Les essais 3, 4 et 5 ont eu lieu sans utilisation de la caméra rapide et des spots halogènes. On peut donc observer un déplacement du point vers le bas, ce qui correspond à une déformation du recouvrement de la cavité. Bien que sur les premières étapes, les mouvements soient assez variables, les déplacements obtenus lorsque la cavité est complètement créée sont assez proches : entre 0.27 mm et 0.37 mm.

D'un autre côté, les essais 7, 8 et 9 ont eu lieu avec la caméra et les spots halogènes. L'échauffement du massif de sol inhérent à leur emploi et la correction nécessaire des déplacements mesurés tend à masquer les déplacements en surface lors de la création de la cavité. Il n'est pas possible d'observer un quelconque comportement de déformation du massif de sol pour ces essais lors de la création de la cavité. Seules les étapes de dégradation du banc raide laisse entrevoir quelques déplacements plus importants, mais ce ne sont pas les étapes qui nous intéressent.

Pour les essais 3, 4 et 7, les reports de charge sont très répartis sur la totalité des cales restantes ce qui empêche de déterminer un comportement précis au sein du massif. Il est donc délicat de corréler les déplacements en surface avec les reports de charge lors de la création de la cavité. Cela fonctionne bien pour l'essai 5 pour lequel les reports de charge correspondent à des déplacements en surface. Mais pour les autres essais, aucune corrélation n'est possible en l'état actuel. Soit les déplacements en surface sont perturbés par l'utilisation de la caméra, soit les reports de charge s'effectuent de manière trop répartis.

3.4.2 Les volumes en jeu

Les volumes qui entrent en jeu lors de l'effondrement d'une cavité sont le volume de la cavité, le volume de matériau effondré dans la cavité et le volume de la cuvette d'affaissement en surface. Ces trois volumes sont directement accessibles à partir des photos prises au cours d'un essai puis par utilisation de l'imagerie numérique. Le volume de matériau qui a été mobilisé lors de la rupture est plus difficilement accessible. Cependant il est intéressant de le connaître car il permet de déterminer le foisonnement des matériaux avec les trois volumes précédents. Comme présenté au chapitre 3.2.4.2 page 98, le foisonnement est le rapport du volume final sur le volume initial du matériau mobilisé. Plus le foisonnement est important et plus le volume de la cuvette qui apparaît en surface est réduit. Deux hypothèses sont possibles pour le calcul du foisonnement (cf. le tableau 3.11). La plus petite correspond à l'hypothèse de la forme trapézoïdale et la plus grande à l'hypothèse d'un cylindre de sol au dessus de la cavité.
Le tableau 3.11 récapitule les différents volumes pour chacun des sept essais identiques.

Essai	Volume de la cavité	Volume effondré	Volume de la cuvette	Foisonnement
3	$14000mm^2$	$9150mm^2$	$9512mm^2$	1.03–1.06
4	$12500mm^2$	$10132mm^2$	$7180mm^2$	1.05–1.07
5	$12500mm^2$	$12007mm^2$	$9675mm^2$	1.02–1.04
6	$10000mm^2$	$8935mm^2$	$6888mm^2$	1.02–1.05
7	$12500mm^2$	$11870mm^2$	$8301mm^2$	1.03–1.06
8	$10000mm^2$	$7675mm^2$	$7385mm^2$	1.03–1.04
9	$12500mm^2$	$9109mm^2$	$6996mm^2$	1.04–1.07
Moyenne				1.03–1.05

TAB. 3.11 – Volumes et foisonnement pour les sept essais

Une autre manière d'apprécier le foisonnement des matériaux est d'exprimer la fraction du volume de la cavité qui remonte en surface et qui forme la cuvette d'affaissement. Le tableau 3.12 présente les résultats pour les sept essais.

$$V_{cuvette} = 0,667 \times V_{cavite} = 0,667 \times O \times w \tag{3.5}$$

Sur les sept essais, le volume de la cuvette d'affaissement représente, en moyenne, 66,7% du volume de la cavité. Aucune différence importante ne peut être faite entre les essais présentant une cavité de $10000\ mm^2$ et les autres. La plage de variation est assez importante : 56% à 77%. L'écart type des valeurs obtenues est de 7%. Cela permet donc d'évaluer le volume de la cuvette susceptible de se former en surface lors de l'effondrement d'une cavité.

Si l'on compare ce résultat avec les valeurs issues des essais 1 et 2, respectivement de 59% et 56%, il apparaît que le foisonnement est plus important pour des hauteurs de recouvrement plus faibles. Cela peut être associé à un foisonnement plus important. Il est dû au ratio banc raide sur hauteur de recouvrement plus important (0,25 contre 0,17).

Essai	Ratio ($\frac{V_{cuvette}}{V_{cavite}}$)
3	68%
4	57%
5	77%
6	69%
7	66%
8	74%
9	56%
Moyenne	66.7%

TAB. 3.12 – Ratio du volume de la cavité remontant en surface

Dans la démarche de calage d'une approche empirique permettant la prédiction des déplacements en surface, il est donc possible de définir le volume de la cuvette comme étant égale à 2/3 du volume de la cavité (moyenne pour les sept essais).

3.4.3 La cuvette d'affaissement

Les cuvettes d'affaissement obtenues sont assez variées d'un essai à l'autre. Il n'est donc pas évident de définir une cuvette type, d'autant plus que sa largeur et son amplitude sont très dépendant de la géométrie de la cavité. Il est donc nécessaire d'exprimer la forme de la cuvette en fonction de paramètres géométriques. L'amplitude maximale de tassement S_{max} est le premier paramètre, le plus évident. Le second paramètre doit permettre de décrire la largeur de la cuvette. Deux options sont possibles : soit la distance au point d'inflexion i, soit l'angle d'influence β. L'option la plus communément utilisée est d'exprimer i en fonction des caractéristiques géométriques de la cavité : largeur, hauteur, profondeur. C'est aussi celle utilisée dans l'expression de Peck que nous utiliserons par la suite.
Il y a deux manières de déterminer les paramètres définissant la cuvette d'affaissement correspondant à l'individu moyen issu de la campagne de sept essais identiques.

- Soit les paramètres géométriques S_{max}, i_g et i_d sont considérés pour chaque essai et l'on suppose alors que les caractéristiques de l'individu moyen correspondent aux moyennes des caractéristiques de chaque essai. L'inconvénient lié à l'utilisation de cette approche est que l'on réalise alors une moyenne de paramètres qui sont déjà eux-mêmes des valeurs globales.
- Soit la totalité des points obtenus pour chaque essai est considérée comme un unique nuage de points et de chercher les valeurs de S_{max} et de i qui minimisent une fonction écart sur cet ensemble de points. Pour cette approche, il est nécessaire de normaliser les courbes obtenues pour chaque essai car le volume de la cavité n'est pas constant d'un essai à l'autre. L'ensemble des courbes provenant des essais se voit donc rapporté à une cavité de volume unitaire. Pour les déplacements des points de mesure en surface, les coordonnées x sont donc divisées par la largeur w

de la cavité correspondante. Les affaissements en S sont divisés quand à eux par l'ouverture O de la cavité. On a alors :

$$x_{norm} = \frac{x}{w} \tag{3.6}$$

$$S_{norm} = \frac{S}{O} \tag{3.7}$$

On réalise ensuite une régression avec l'équation de Peck sur le nuage de point obtenu. On obtient les paramètres suivants :

- Le volume de la cuvette correspond à 66% du volume de la cavité.
- i correspond à la demi-largeur de la cavité.

En partant de l'expression originale de la formule de Peck, il est possible d'exprimer les différents paramètres en fonction des caractéristiques du modèle et des valeurs obtenues ci-dessus.

$$S(x) = S_{max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \tag{3.8}$$

avec S_{max} fonction du volume de la cavité, de sa forme et de l'épaisseur du recouvrement, i fonction de la largeur de la cavité et de l'épaisseur du recouvrement et de l'angle d'influence β.

$$S_{max} = \frac{V_{cavite} - (K-1)V_{initial}}{2,5i} \tag{3.9}$$

$$S_{max} = \frac{w \times O - (K-1)V_{initial}}{2,5i} \tag{3.10}$$

Or i et $V_{initial}$ peuvent être exprimé en fonction des paramètres géométriques du modèle. Pour $V_{initial}$, nous utilisons l'hypothèse d'une forme trapézoïdale, comme présentée au chapitre 3.2.4.2, qui est la plus proche du phénomène observé.

$$i = \frac{w/2 + Htan\beta}{2,5} \tag{3.11}$$

$$V_{initial} = H \times (w + H\tan(\beta)) \tag{3.12}$$

K et β sont des caractéristiques déterminées expérimentalement sur la série de sept essais, ayant pour valeur 1,032 et 32°. Il est ainsi possible de déterminer la forme de la cuvette d'affaissement pour d'autres configurations de recouvrement ou de forme de cavité.

Dans le cas précis d'un recouvrement des sept essais réalisés, la formule de Peck type devient alors :

$$S(x) = \frac{0.667 \times V_{cavite}}{2.5 \times i} \times e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)} \tag{3.13}$$

avec $i = \frac{w}{2}$.

En effet, il apparaît que pour nos conditions d'essais, la largeur de la cuvette dépend uniquement de la largeur de la cavité. Cette observation se vérifie aussi bien pour les essais avec une cavité de $12500\ mm^2$ qu'une de $10000\ mm^2$. La profondeur étant constante

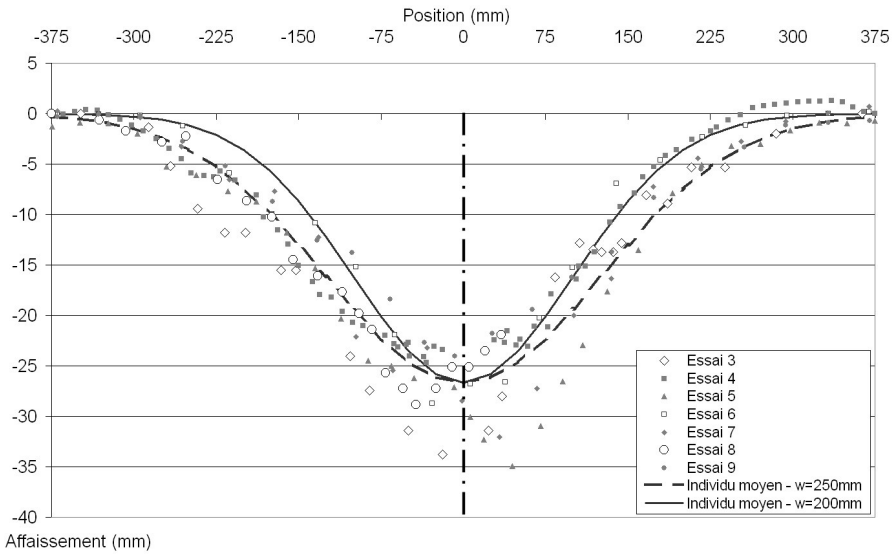


FIG. 3.50 – Nuage de points et cuvette d'affaissement de l'individu moyen

pour les sept essais, son influence n'est pas observable. La figure 3.50 présente la courbe obtenue avec le nuage de points. La conséquence de ce résultat est que l'affaissement maximum ne dépend donc que de l'ouverture de la cavité et du recouvrement (épaisseur et nature des sols) à travers K le coefficient de foisonnement. Ceci rejoint les observations faites par Deck (2002). Les différentes approches concernant la prédiction de la forme et de l'amplitude de la cuvette d'affaissement qui furent recensées, montrent que l'amplitude maximale de l'affaissement est très fortement corrélée à l'ouverture de la cavité. La notion de cavité sous-critique et sur-critique présentée au chapitre 1.3.2.1 intervient. On rappele que si le rapport w/H est inférieur à $2/tan\beta$, la cavité est dite sous-critique : l'affaissement maximal susceptible de se produire est alors inférieur à l'ouverture de la cavité.

Dans notre cas w/H vaut au plus 0.83. Si l'on considère un angle d'influence de 30°[5], le seuil est à 1.2. La cavité que nous considérons est donc sous-critique et l'affaissement maximal est bien inférieur à l'ouverture de la cavité, ce qui correspond aux observations.

Pour la prédiction de cuvettes d'affaissement avec d'autres configurations de hauteur de cavité et de recouvrement, il sera nécessaire de déterminer les ratios correspondant entre le volume de la cavité et le volume de la cuvette en surface, en lieu et place du ratio 0.66 obtenu pour cette configuration.

[5]Valeur courante observée pour la série d'essais.

3.4.4 Les déplacements horizontaux

Alors que la forme et l'amplitude de la cuvette d'affaissement ont été largement étudiées et que de nombreuses approches permettant de formuler une équation pour l'affaissement vertical sont disponibles, les déplacements horizontaux sont beaucoup plus délicats à étudier. La première raison est que ces déplacements sont beaucoup plus difficilement accessibles lors de mesures sur le terrain. De nombreux auteurs se contentent donc d'en estimer la valeur maximale.

Cependant, l'approche de Lake et al. (1992) vue précédemment permet d'obtenir d'une manière simple une courbe correspondant aux déplacements horizontaux à partir des tassements verticaux et de considérations géométriques. L'équation de base est rappelée ci-dessous :

$$V(x) = S(x) \times \frac{x}{H} \tag{3.14}$$

Pour permettre un meilleur calage de cette expression vis à vis des résultats que nous avons obtenus, nous introduisons un coefficient γ tel que :

$$V(x) = S(x) \times \frac{(x/1m)}{(H/1m)^{\gamma}} \tag{3.15}$$

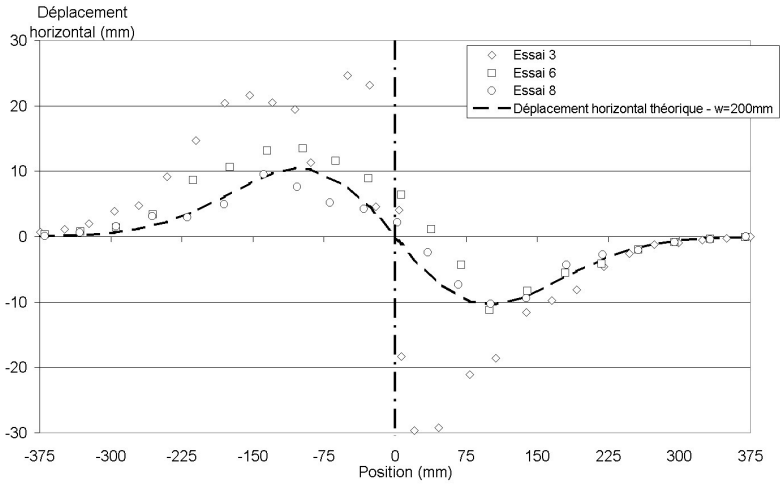
avec $S(x)$ déterminé selon l'équation 3.13.

Il ne reste plus alors qu'à déterminer la valeur de γ permettant de reproduire au mieux les déplacements observés pour la seconde campagne d'essai. On obtient une valeur optimale de 0,87. Le résultat est tracé sur la figure 3.51.

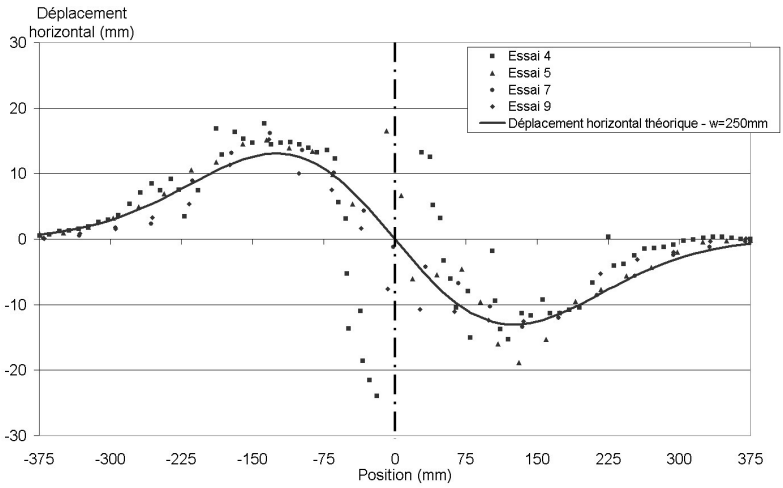
Les principaux écarts sont observables sur les essais 3 et 4 qui présentent des résultats très différents des cinq autres essais, beaucoup plus semblables entre eux. Les deux courbes représentant le comportement moyen pour les deux largeurs différentes de cavité représentent de manière satisfaisante les essais 5 à 9.

A présent, les déplacements en surface sont correctement décrits par une approche empirique employant une formulation dérivée de l'approche de Peck, initialement prévue pour le creusement de tunnel circulaire. Sous réserve que l'élancement de la cavité à l'origine du fontis soit inférieur à 8 et que le foisonnement des matériaux (ou le pourcentage de volume de vide remontant en surface) soit raisonnablement connu ou estimable, il est alors possible de prédire de manière satisfaisante les déplacements verticaux et horizontaux de l'affaissement.

Cependant les caractéristiques de déformations n'ont pas été étudiées. Il s'agit à présent de comparer la pente (déformation verticale) et la déformation horizontale de l'individu moyen par rapport aux résultats issus des essais expérimentaux.



(a) Largeur de cavité 200 mm



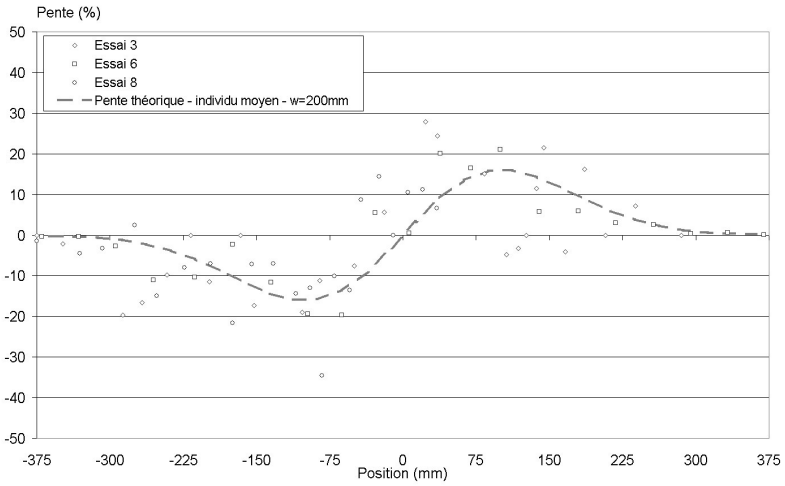
(b) Largeur de cavité 250 mm

FIG. 3.51 – Déplacement horizontal de l'individu moyen et nuage de points expérimentaux

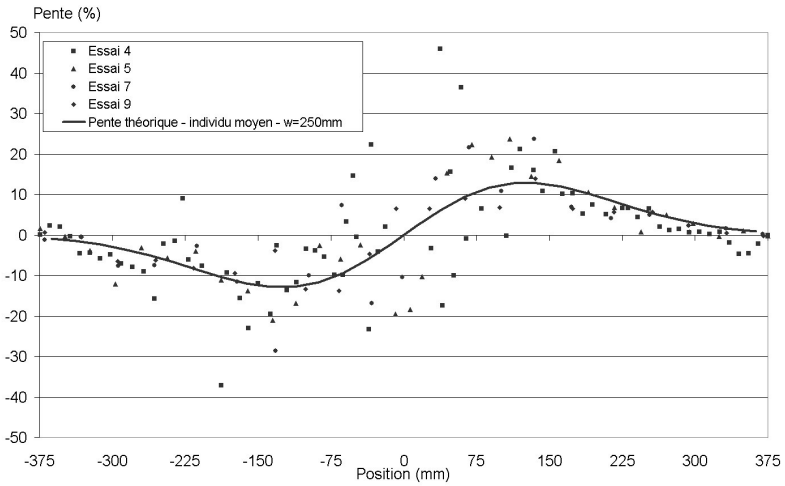
3.4.5 Pente et déformation horizontale

La pente et la déformation horizontale sont les dérivées respectives des déplacements verticaux et des déplacements horizontaux. Il est donc simple d'accéder à ces deux grandeurs au niveau des courbes théoriques de l'individu moyen. Pour les essais expérimenaux, il est nécessaire de réaliser l'hypothèse que la pente et la déformation horizontale sont constantes entre deux points de mesure de déplacements. A partir de là, il est donc possible de comparer les mesures avec le comportement théorique de l'individu moyen défini précédemment.

Les figures 3.52 et 3.53 présentent respectivements les courbes obtenues pour la pente et la déformation horizontale ainsi que les points expérimentaux.



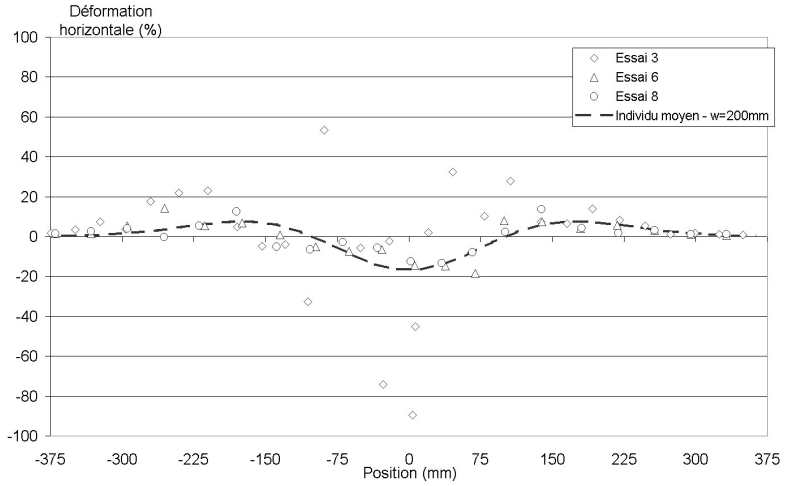
(a) Largeur de cavité 200 mm



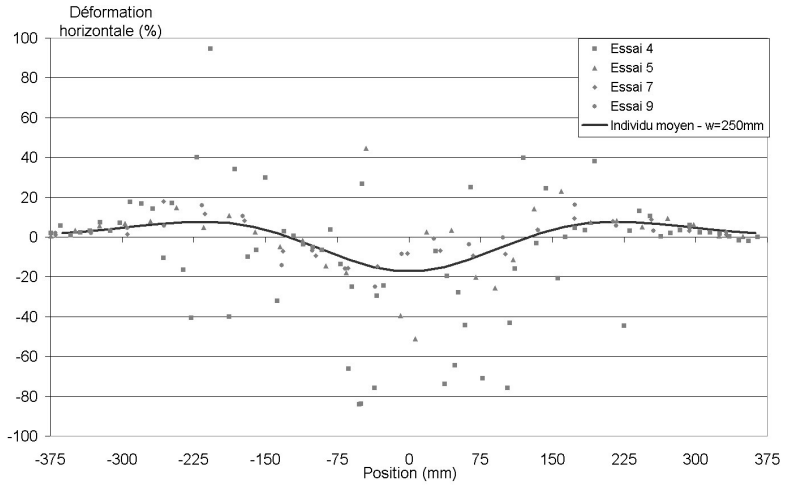
(b) Largeur de cavité 250 mm

FIG. 3.52 – Evolution de la pente le long de la cuvette

La pente théorique déterminée par l'approche modifiée de Peck correspond dans son ensemble aux valeurs déterminées pour les différents essais. Les valeurs issues des essais 3 et 4 sont cependant assez différentes. Les résultats sont en effet plus diffus. Cela peut



(a) Largeur de cavité 200 mm



(b) Largeur de cavité 250 mm

FIG. 3.53 – Evolution de la déformation horizontale le long de la cuvette

provenir de la précision des déplacements verticaux qui sont utilisés pour le calcul de la dérivée. Pour les autres essais, la forme générale correspond à la courbe théorique et les valeurs maximales obtenues sont du même ordre de grandeur que celles obtenues empiriquement. Le tableau 3.13 récapitule les valeurs maximales obtenues pour les différents essais à gauche et à droite de l'axe de la cavité. Ces valeurs ne sont pas les valeurs maximales brutes mais les valeurs maximales qui seraient lues si les courbes étaient lissées (par une moyenne mobile portant sur cinq points consécutifs) afin de gommer les points particuliers pour ne garder que la tendance générale. En effet, les valeurs maximales brutes peuvent être largement supérieures à ces valeurs : par exemple, pour l'essai 4, la valeur maximale brute est de 46% enregistrée en un point particulier, que l'on ramène à 20.4% après lissage.

L'approche empirique sous-estime donc pour 6 des 7 essais la pente maximale, la pente observée sur l'essai 9 étant conforme aux valeurs calculées. L'écart moyen pour les

Essai	Pente maximale gauche	Pente maximale droite
3	-19%	28%
4	-19.4%	20.4%
5	-21%	23.7%
6	-19.7%	21%
7	-28.7%	23.7%
8	-22.2%	23.4%
9	-13.7%	14%
Peck w = 200 mm	-15.7%	15.7%
Peck w = 250 mm	-14%	14%

TAB. 3.13 – Pentes maximales des différents essais par rapport à l'approche empirique.

6 essais dont la pente est sous-évaluée est de 4.6% à gauche et de 8.4% à droite pour les essais avec une cavité de 200 mm de large. Il est de 9% à gauche et de 8.6% à droite pour les essais avec une cavité de largeur 250 mm. Cela correspond à des écarts proches de 50% de la valeur estimée par l'approche empirique. La localisation des valeurs maximales par l'approche empirique est par contre assez proche de ce qui peut être observé sur le graphe 3.52. Elles sont localisées autour de l'abcisse $-i$ à gauche et $+i$ à droite.

Il faut cependant tempérer cela par le fait que les valeurs expérimentales sont affectées d'une incertitude importante, malgré l'utilisation de l'imagerie numérique. En effet, la taille des rouleaux n'est pas négligeable vis à vis des déplacements en surface et le mouvement de ceux-ci créent des variations importantes le long de la surface, ce qui explique en bonne partie la grande variabilité de la pente obtenue lors des essais.

Les déformations horizontales sont elles aussi sujettes à un bruit important qui entache les valeurs expérimentales. La tendance générale des courbes correspond bien aux courbes théoriques mais l'incertitude qui pèse sur les valeurs expérimentales est très importante. Il n'est donc pas possible de déterminer avec exactitude si l'approche empirique permet d'estimer de manière satisfaisante le comportement du sol en surface. Les courbes expérimentales présentent par contre une partie centrale en compression et les deux parties externes en extension, ce qui rejoint l'approche empirique. De plus, la partie centrale correspond sensiblement à la plage allant de $-i$ à $+i$ autour de l'axe de la cavité.

Pour conclure sur ce calage d'une approche empirique dérivée de Peck permettant d'estimer les déplacements en surface, ainsi que la pente et la déformation horizontale, on retiendra que les déplacements peuvent être estimés de manière acceptable en connaissant uniquement les caractéristiques de la cavité et du recouvrement. Par contre, les caractéristiques indirectes sont plus délicates à obtenir. Ainsi de manière générale, la pente obtenue par l'approche empirique s'avère être inférieure au maximum de 50% à celle déduite expérimentalement. De même, la déformation horizontale estimée par l'approche empirique

ne permet que de retrouver la forme globale de la courbe expérimentale. Le bruit qui entâche les valeurs expérimentales ne permet pas de confirmer ou d'infirmer cette approche.

Conclusion

Ce troisième chapitre a permis de confirmer la faisabilité de la manipulation, les différents points critiques portant sur le fonctionnement du banc de matériau cohérent, sur la création de la cavité et finalement sur la mesure de l'affaissement avec une bonne précision par le moyen d'une technique d'imagerie numérique. L'ensemble de ces éléments est réalisé de manière satisfaisante.

Les essais ont été réalisés sur une configuration donnée représentative de la plupart des cavités anhtropiques à faible profondeur.

La seconde campagne d'essais a permis d'obtenir le comportement moyen observable lors de la rupture d'une cavité présentant une ouverture de 50 mm et une largeur maximale de 250 mm sous un recouvrement de 300 mm sans structure. Des modes de rupture par flexion et cisaillement ont été observés. L'affaissement en surface n'est obtenu qu'en phase finale de chaque essai.

Une approche empirique dérivée de celle de Peck pour le creusement de tunnel a été calée afin de permettre une **prédiction acceptable** des déplacements verticaux et horizontaux en surface pour cette configuration. La pente et la déformation horizontale proposées par cette approche présente une bonne concordance avec les observations issues des essais expérimentaux mais la nature pulvérulente du matériau de Schneebeli ainsi que le diamètre des rouleaux introduisent une variabilité importante dans les mesures, ce qui empêche de définir un comportement précis au niveau des **déformations** à la surface.

L'utilisation de la caméra numérique rapide permet de définir très précisément le mode et la cinématique de la rupture au niveau du banc raide. Mais elle perturbe de manière non-négligeable le comportement du massif de sol, principalement durant les premières étapes de la création de la cavité (celles pour lesquelles des petites déformations sont observées).

La répétabilité des essais a été évaluée. Il en ressort le peu d'influence sur les résultats que présentent les différents paramètres variables :

- l'utilisateur,
- la nature discrète du matériau
- ...

Chapitre 4

Modélisation de la remontée de fontis en présence d'un bâtiment

Pour étudier et caractériser l'impact de l'interaction sol–structure lors de la formation d'un fontis, une série d'essais identiques à ceux réalisés en terrain vierge (cf. chapitre 3) est réalisée. La première étape est la définition et la mise mise au point d'une maquette de structure qui satisfasse les règles de similitude. Cette maquette de structure sera ensuite instrumentée afin de déterminer de manière suffisamment précise son comportement au cours d'un fontis.

La campagne expérimentale d'essais avec la structure pourra être ensuite réalisée. Les résultats obtenus seront finalement analysés et comparés avec l'individu moyen issu des essais en terrain vierge.

4.1 Mise au point de la maquette de bâtiment

Cette partie s'articule autour de quatre axes principaux. Tout d'abord les règles de similitudes présentées au chapitre 2.1.1 page 47 seront brièvement rappelées, plus particulièrement celles influant sur les caractéristiques du modèle de structure. Ensuite les objectifs que devra remplir la maquette de structure seront présentés. Des solutions pourront alors être comparées et celle qui semblera la plus pertinente sera retenue. Elle sera finalement testée et caractérisée sous chargement et conditions aux limites imposées.

4.1.1 Rappel des lois de similitude

Les règles de similitudes présentées au début de ce mémoire régissent les relations entre un objet en grandeur réelle et son modèle réduit. Dans le cadre d'une similitude qui doit prendre en compte le comportement mécanique de l'objet, un certain nombre de facteurs d'échelle doivent être considérés. Ils sont répertoriés dans le tableau 4.1.

TAB. 4.1 – Liste des facteurs d'échelle.

Symbole	Facteur d'échelle concernée	Dimension	Valeur
L*	**Longueur de référence**	L	**1/40**
x*	**Coordonnées**	L	**1/40**
E*	**Module d'élasticité**	$ML^{-1}t^{-2}$	**3/40**
$\rho*$	**Masse volumique**	ML^{-3}	**3**
g*	**Accélération de la pesanteur**	Lt^{-2}	**1**
F*	**Force extérieure ponctuelle**	MLt^{-2}	**3/64000**
p*	**Force superficielle**	$ML^{-1}t^{-2}$	**3/40**
u*	**Déplacement**	L	**1/40**
$\sigma*$	**Contrainte**	$ML^{-1}t^{-2}$	**3/40**
$\gamma*$	**Accélération d'inertie**	Lt^{-2}	**1**

Cela permet ainsi de définir des relations entre caractéristiques de l'objet en vraie grandeur et caractéristiques du modèle réduit.

Cependant, comme le modèle réduit expérimental utilisé est purement bidimensionnel, un certain nombre de simplifications peuvent être réalisée, plus particulièrement pour

une structure. En effet, supposons qu'un des éléments de la structure réelle soit une poutre en béton de section $10 \times 10\ cm^2$ et que le modèle d'Young du béton soit de $33000\ MPa$. Il faudrait donc que le composant équivalent du modèle réduit présente une section de $2.5 \times 2.5\ mm^2$ et un module d'Young de $2475\ MPa$. Il serait très délicat d'obtenir un tel élément.

Partant de l'observation que le modèle réduit est purement bidimensionnel, le comportement de la structure dans la direction perpendiculaire au plan de travail n'a donc que peu d'importance, tant que les phénomènes de flambement et d'instabilité dans cette direction ne sont pas susceptibles d'apparaître. Ainsi, au lieu de chercher à satisfaire les lois de similitudes sur le module d'Young et l'inertie, on peut utiliser les produits ES et EI_z[1].

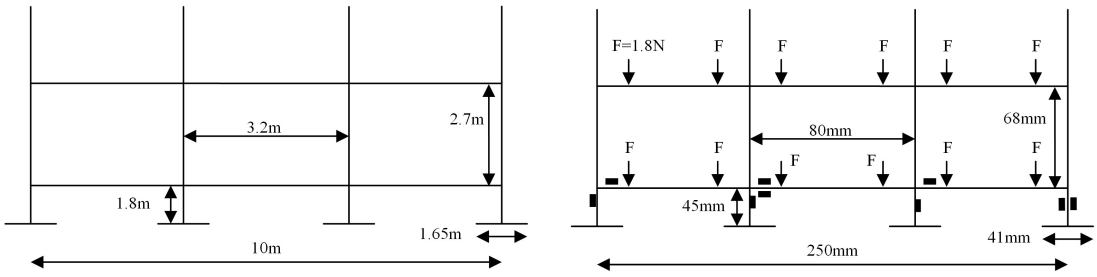
On obtient alors deux nouveaux facteurs d'échelle de $\frac{3}{64000}$ et $\frac{3}{1024.10^5}$ respectivement pour ES et EI_z. Ainsi pour un matériau donné, il est possible de définir plusieurs sections qui permettent de satisfaire les règles de similitudes.

4.1.2 Objectifs de la maquette de structure

Il est extrêmement difficile de réaliser un modèle réduit qui permettent de reproduire la totalité du comportement de l'objet initial. La plasticité et la fissuration/rupture sont des phénomènes délicats à reproduire. Même si les phénomènes d'interactions sol–structure lors d'un fontis peuvent mener jusqu'à la ruine du bâtiment, il n'est pas nécessaire d'arriver jusque là avec le modèle réduit expérimental pour les étudier.

Le bâtiment réel qui servira de référence pour la mise au point du modèle réduit est de type maison individuelle. C'est en effet une catégorie de bâtiments largement concernée par les aléas liés aux mouvements de terrain. Il est de plus relativement simple dans sa modélisation physique par rapport à des bâtiments de plus grande envergure.

C'est une structure type poutre-poteaux. Elle présente trois travées pour un rez de chaussée et un étage. La figure 4.1 présente une vue schématique du bâtiment taille réelle ainsi que son équivalent en modèle réduit.



(a) Bâtiment de référence (b) Modèle réduit de structure

FIG. 4.1 – Coupe schématique du bâtiment de référence

Le matériau constitutif des poutres et des poteaux est du béton présentant un module d'Young de $33000\ MPa$. Le chargement appliqué est le poids propre plus une charge de service équivalent à $1\ T/m^2$ (soit 10 kPa), valeur couramment considérée pour un

[1] I_z étant le moment d'inertie autour de l'axe zz' perpendiculaire au plan de travail.

prédimensionnement. Le prédimensionnement du bâtiment est réalisé de manière à ce que les déformations obtenues à l'Etat Limite de Service et les contraintes correspondant à l'Etat Limite Ultime soient inférieures aux limites admissibles fixées par les règles de l'art. Le tableau 4.2 présente les caractéristiques obtenues issues du prédimensionnement de la structure avec les données supposées.

Caractéristiques	Valeurs
Module (MPa)	33000
Section (m^2)	0.04
Inertie (m^4)	1.33×10^{-4}
Chargement (kPa)	10

TAB. 4.2 – Synthèse des caractéristiques de la structure en vraie grandeur.

Il est possible d'obtenir directement les caractéristiques équivalentes pour le modèle réduit avec les lois de similitude (tableau 4.3).

Caractéristiques	Valeurs
Module (MPa)	2475
Section (mm^2)	25
Inertie (mm^4)	52
Chargement (kPa)	0,75

TAB. 4.3 – Synthèse des caractéristiques du modèle réduit de structure.

Les sections des éléments de structure sont donc d'ordre millimétrique si le facteur d'échelle sur le module d'Young est respecté. Pour la suite de l'utilisation du modèle réduit de structure, une simplification est effecuée. Le chargement réparti qui est relativement délicat à représenter (cf. Mahamma 2002) est simplifié en deux charges équivalentes ponctuelles sur chaque travée. Elles sont appliquées à 15 mm des extrémités de chaque travée. Les efforts et les déformations obtenus restent proches de ceux obtenus avec le chargement réparti.

Cependant il est nécessaire que certains points soient respectés :

- La maquette de structure doit présenter une raideur globale vis à vis de la raideur du sol analogique similaire à celle de la structure réelle vis à vis d'un sol réel. En effet, la bibliographie montre que la raideur relative du bâti vis à vis de celle du sol conditionne de manière importante les sollicitations transmises.
- Un critère de souplesse de la structure tempère cependant ce point. Sous des conditions aux limites imposées : trois semelles rotulées et une semelle intermédiaire libre, un déplacement vertical entre 0.9 mm et 1 mm doit être observé au niveau de la semelle libre sous le chargement correspondant à l'ELS. Cela permet de s'assurer une respirabilité suffisante de la structure pour la suite.

– Son comportement doit être élastique sous toutes les sollicitations qu'elle sera amenée à subir. Il serait en effet dommageable de devoir fabriquer une nouvelle maquette de structure pour chaque essai en présence du massif de sol.
– L'instrumentation doit être réalisable sans gêne pour le comportement de la structure.
– Le bâti obtenu ne doit pas être sujet aux phénomènes d'instabilité (flambement ou déversement) sous un chargement classique et quelles que soient les conditions aux limites utilisées. Cela n'inclut pas une possible rotation de la structure pour retrouver une configuration d'appuis nécessaire à sa stabilité.

Connaissant les données du bâti à l'échelle réelle et les objectifs concernant l'utilisation de la maquette de structure, diverses solutions peuvent à présent être abordées.

4.1.3 Proposition de solutions

Dans un souci de clarté, la démarche complète pour la mise au point d'une maquette de structure est disponible en Annexe C page 325. Ne seront présentés ici que les principes généraux et les résultats majeurs permettant le choix du modèle de structure.

Tous les éléments de la maquette de structure, poutres et poteaux, présentent la même section, ce qui permet de simplifier la conception.

4.1.3.1 Jeux de conditions aux limites retenus

Tout d'abord un certain nombre de configurations de conditions aux limites sont définies. Elles vont permettre d'établir le comportement de la structure sous des sollicitations qui se rapprochent de celles engendrées par un fontis. Le comportement des semelles vis-à-vis du sol n'est ici pas pris en compte.

Trois configurations d'appuis sont considérées. Elles correspondent à l'apparition d'un fontis de 2-3 m de diamètre sous une semelle intermédiaire de la structure ou à l'apparition d'un fontis de 5-6 m de diamètre sous deux semelles voisines.

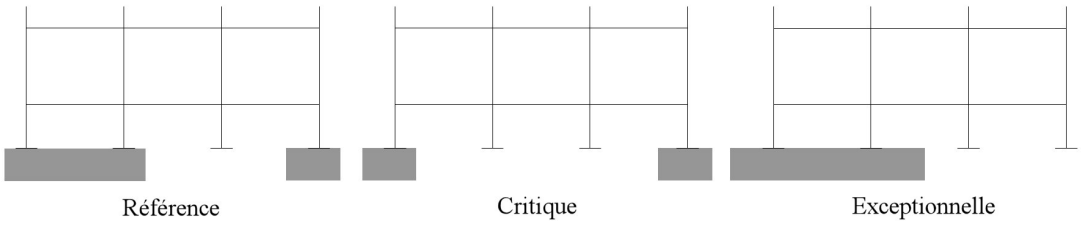


FIG. 4.2 – Les trois configurations de base pour les vérifications des niveaux de contraintes.

Ces trois cas doivent théoriquement permettre de s'assurer que le comportement de la structure sera conforme à celui prévu en terme de souplesse et que la plastification ne pourra pas avoir lieu lorsque la maquette sera soumise aux mouvements de terrain.

4.1.3.2 Matériau et modélisation sous CESAR

Dans le but de définir les matériaux et les sections correspondantes, le logiciel de calcul en Eléments Finis CESAR développé par le LCPC est utilisé pour tester les différentes configurations de conditions aux limites et ainsi déterminer les paramètres qui respectent le mieux les objectifs. Un certain nombre d'hypothèses de dimensionnement sont prises :

- Modèle : Modèle mécanique de type **poutre élastique linéaire**.
- Maillage : Eléments de type poutre découpés en 50 segments chacun.
- Chargement : Chargement linéaire sur les travées.
- Conditions aux limites : Les semelles non-libres sont rotulées.

Les points vérifiés sont ceux abordés précédemment : les maxima de contrainte vis-à-vis des contraintes limites élastiques et la déformabilité de la structure.

En prenant quelques valeurs de modules d'Young, par exemple celui de l'acier et celui du béton ramené au modèle réduit ($33000 \times 3/40 = 2475$MPa), on peut déterminer les sections de matériau correspondantes ainsi que les inerties.

Caractéristiques	E = 210000 MPa	E = 2475 MPa
Section (mm^2)	**14**	1188
Inertie mm^4	0.57	**48.5**

TAB. 4.4 – Section et inertie pour les deux modules d'Young de l'acier et du matériau mis à l'échelle du modèle réduit

Les deux valeurs en gras désignent les caractéristiques qui s'avèrent déterminantes dans le choix des dimensions des deux sections. Pour l'acier, ce sera ainsi la section qui sera privilégiée, pour le matériau recherché, ce sera l'inertie car la section obtenue est bien trop grande.

La section entrant en jeu pour le matériau acier est donc assez faible. Celle pour le matériau recherché est beaucoup plus importante, de l'ordre de 80 fois plus. Pour le matériau acier, il n'apparaît pas réalisable de concevoir une structure présentant un portique en une seule trame vis-à-vis des instabilités. Il est donc choisi de séparer la structure en deux parties identiques qui seront placées parallèlement tel qu'illustré sur la figure 4.3.

Pour l'étude de différentes solutions techniques et le choix de l'une d'elle, il est nécessaire d'envisager un matériau présentant un module d'Young proche de celui recherché (2475 MPa). Un des matériaux présent dans la littérature qui possède un module d'Young compatible est le PVC. Le module d'Young d'une nuance courante vaut 2875 MPa comme déterminé en Annexe C page 325. Le second matériau envisagé est donc l'acier. Les limites éléastiques en traction et en compression sont présentées dans le tableau 4.5.

Maintenant que les caractéristiques des matériaux sont connues, les valeurs ES et EI issues de l'étude avec CESAR-LCPC sont utilisées pour déterminer les sections qui vont satisfaire les objectifs de souplesse et de contrainte pour chaque matériau, tout en évitant les configurations sujettes à instabilités (par flambement par exemple).

Deux jeux de sections donnent des résultats satisfaisants au niveau de la stabilité : une section acier de dimensions $0.8 \times 8\ mm^2$ et une section PVC de dimensions $4 \times 6\ mm^2$

Le tableau 4.6 synthétise les résultats pour chaque section envisagée pour la structure. Les critères de souplesse et de contraintes apparaissent, ainsi que la stabilité au flambe-

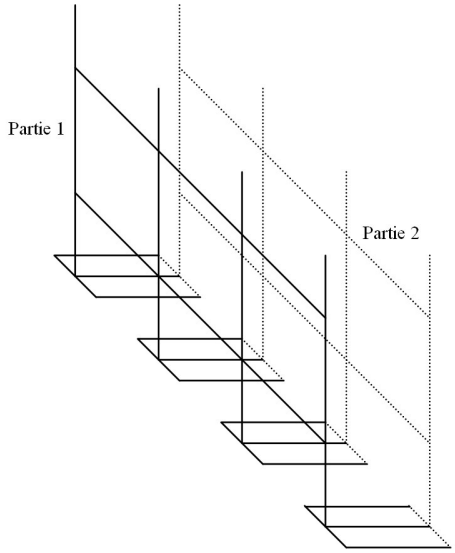


FIG. 4.3 – Schéma de principe pour la conception de la maquette de structure

Caractéristiques	Acier	PVC
E (MPa)	210000	2875
$\bar{\sigma}$ (MPa)	235	>40

TAB. 4.5 – Module d'Young et limite élastique à la traction et à la compression pour l'acier et le PVC

ment mais aussi des critères plus subjectifs comme la facilité de mise en œuvre, le coût et la facilité de modélisation liée à la rhéologie du matériau.

Pour ce projet de recherche, la solution acier est retenue.

La structure est ensuite fabriquée. Les poutres et les poteaux sont des éléments continus présentant des saignées de 4 mm au niveau des assemblages. L'assemblage se fait par emboitement puis par brasure des éléments afin de solidariser l'ensemble sans pour autant modifier le comportement de l'acier par une soudure.

4.1.3.3 Le chargement

Le mode d'application du chargement proposé par les règles de l'art est un chargement surfacique. Cependant comme le montre Mahamma (2002), il n'est pas évident de mettre en place un chargement réparti qui n'influence pas le comportement de la structure. Il n'est en effet pas envisageable d'utiliser un contact surfacique avec un corps rigide. Les poutres de la maquette de structure seront amenées à se déformer au cours des essais et il est nécessaire que la surface de contact reste constante au cours de l'essai. Il est aussi nécessaire que le chargement ne participe pas à augmenter artificiellement la raideur de la structure.

Caractéristiques	Acier	PVC
Section	0.8×8 mm	4×6 mm
Souplesse	Bien	Bien
Contraintes	Moyen	Bien
Instabilité	Bien	Bien
Mise en œuvre	Bien	Moyen
Modélisation	Bien	Moyen
Coût	Bien	Moyen

TAB. 4.6 – Qualité et défauts des différentes solutions pour la structure

Il est donc choisi d'appliquer deux charges ponctuelles identiques sur chaque travée de l'ouvrage. Des petits lingots de métal pesant 3,6 N et comportant deux rouleaux collés sur leur face inférieure (figure 4.4) sont utilisés.

FIG. 4.4 – Détail d'un bloc de métal pesant 3,6 N utilisé pour le chargement de la structure (vue de dessous)

Ces lingots sont numérotés de 1 à 6 et placés sur la structure tel que représentée sur la figure 4.5.

4.1.3.4 Les fondations

Les fondations posent un problème particulier. En effet, si le facteur d'échelle géométrique est appliqué directement, on obtient une largeur de semelle proche de 15 à 20 mm (en supposant que la taille réelle de la semelle filante soit de 60 à 80 cm) soit de l'ordre de quelques rouleaux du matériau analogique. Cela ne respecte donc pas le nombre de contacts minimum établi par Ovesen (1979) qui est de 10. De plus, il est nécessaire d'étudier la capacité portante du sol afin de s'assurer que celui-ci ne sera pas en rupture avant même le début de l'essai.

Il est tout d'abord nécessaire de déterminer la charge initiale que doit reprendre une semelle. On prend comme hypothèse qu'une semelle reprend les charges des demi-poutres qui lui sont associées. Les deux semelles centrales reprennent donc un effort d'environ

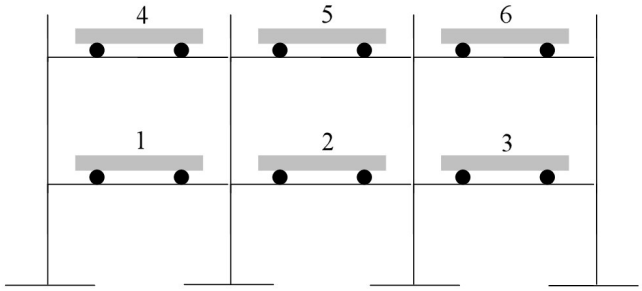


FIG. 4.5 – Positionnement des poids pour le chargement de la structure

8.2 N, pour un effort proche de 5 N pour les deux appuis de rive (Ces efforts correspondent à la descente de charge du chargement de la structure et de son poids propre).

La mise hors gel est de 60 cm au minimum en France. Si le facteur d'échelle est appliqué, cela se ramène à 15 mm sur le modèle réduit.

Il est donc possible de déterminer la largeur minimale des semelles pour reprendre les charges appliquées. La formule suivante, issue de la réglementation française[2], permet de déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle sous une charge verticale centrée.

$$Q = B \times L \left(\gamma \frac{B}{2} \times N_\gamma + q \times N_q + c \times N_c \right) \tag{4.1}$$

La couche de sol en surface ne possède pas de cohésion, le terme afférent $c \times N_c$ est donc nul. L'angle de frottement obtenu pour le matériau analogique pulvérulent est de 25.5°. On considérera par la suite les valeurs de N_γ et N_q correspondant à un angle de 25°. Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau 4.7.

ϕ	N_γ	N_q
25°	8.1	10.7

TAB. 4.7 – Valeurs des coefficients N_q et N_γ pour un angle de frottement de 25°

La largeur minimale pour reprendre une charge de 8.2 N est donc de 18 mm en tenant compte d'un coefficient de sécurité égal à 2. Cette largeur est cependant largement inférieure à la valeur minimale préconisée pour éviter les effets d'échelle. Il est donc choisi d'utiliser une largeur de semelle de 41 mm lors des essais ce qui permet de s'assurer de l'homogénéité des contacts entre le sol analogique et les semelles.

Le fonctionnement de celle-ci ne sera pas représentatif des semelles réelles mais il nous semble préférable d'éviter l'apparition de comportement hasardeux en ne posant les fondations que sur un nombre réduit de rouleaux.

[2]Fascicule 62.

4.1.4 Tests et caractérisation

A présent, la maquette de structure est testée sur un banc d'essai permettant d'imposer des conditions aux limites bien maîtrisées. Le but est de vérifier que le comportement obtenu sous la configuration de référence des appuis permet de retrouver un déplacement au niveau de la semelle intermédiaire libre proche de ce que peut nous prédire le modèle numérique réalisé sous CESAR-LCPC.

La photo 4.6 illustre le modèle réduit de structure mis en place sur le banc d'essai. Celui-ci est constitué de lourds fer en U sur lesquels les fondations peuvent être fixées grâce à un système d'écrous.

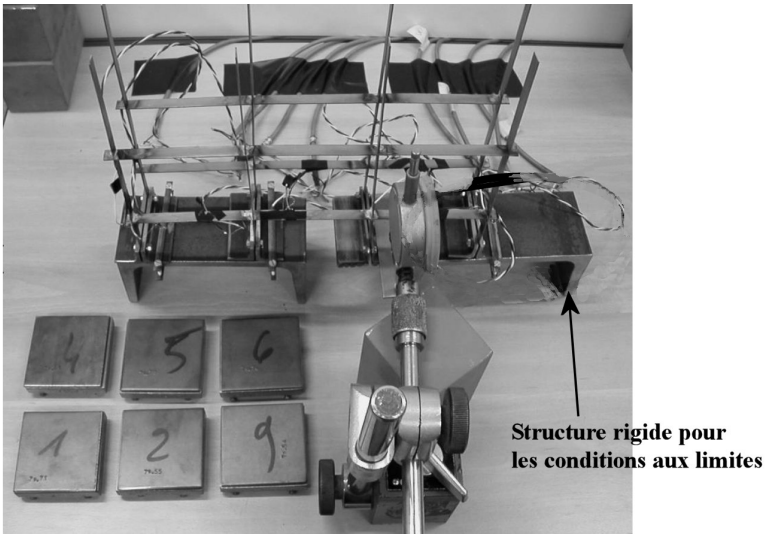


FIG. 4.6 – Positionnement de la structure mise en place sur le banc de test

Un capteur de déplacement est placé sous le centre de la semelle libre ce qui permet de suivre les déplacements verticaux qui auront lieu lorsque la structure sera progressivement chargée puis déchargée. Le graphe 4.7 présente deux courbes : celle théorique issue du modèle numérique sous CESAR-LCPC et celle expérimentale issue d'un essai.

Les résultats concordent bien avec les déplacements calculés sous CESAR-LCPC. Ceci est d'autant plus vrai en phase de chargement où les valeurs sont quasi-similaires. En effet un décalage apparaît sur la phase de déchargement, les déplacements mesurés sont en retard par rapport à la réponse numérique.

La souplesse recherchée de la structure est donc bien reproduite par le modèle physique réduit conçu qui répond de manière fidèle au modèle numérique sous CESAR-LCPC.

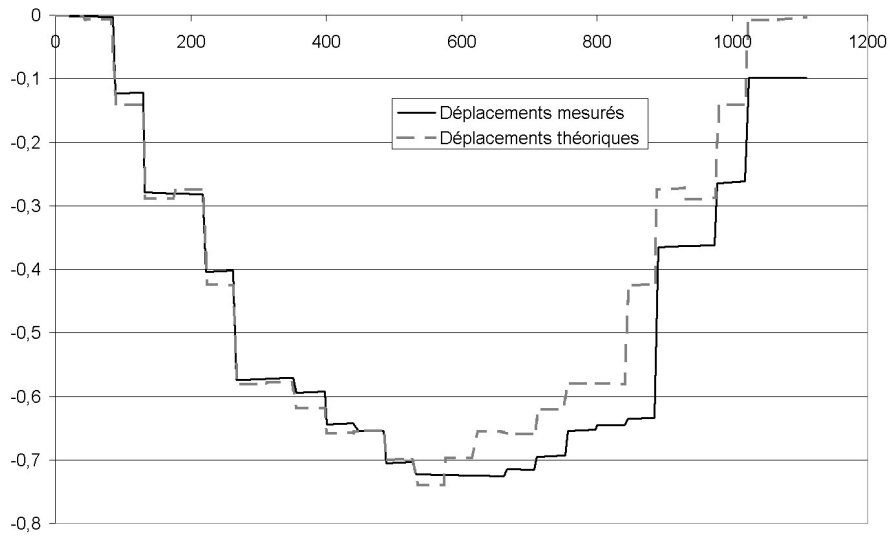


FIG. 4.7 – Comparaison des déplacements théoriques et expérimentaux de la semelle libre au cours du chargement-déchargement de la structure

4.2 Instrumentation de la structure

L'étape suivante de la conception du modèle réduit de structure est son instrumentation afin d'avoir accès à suffisamment de résultats pour déterminer de façon acceptable son comportement et ses déformations.

4.2.1 Objectifs

Deux données sont importantes : tout d'abord le mouvement de corps rigide de la structure, ensuite les déformations induites par la sollicitation de la structure.

4.2.2 Suivi des déplacements des semelles

Les déplacements au niveau des semelles de la maquette de structure sont accessibles par deux moyens complémentaires. Des capteurs de déplacement de type LVDT[3] sont utilisés pour suivre en continu le déplacement vertical de chaque semelle. La précision fournie par cet appareillage est de l'ordre du micromètre.

L'imagerie numérique permet elle aussi de suivre les déplacements des semelles. L'intérêt de cette méthode est qu'elle permet de suivre en même temps les trois degrés de libertés de chaque semelle. La précision obtenue est cependant inférieure à celle d'une mesure directe avec les capteurs. Elle se fait aussi à une fréquence moindre puisqu'elle est dépendante de la fréquence des photos prises.

Ces deux méthodes permettent donc de connaître les déplacements complets des semelles à intervalle de temps donné, avec en plus un suivi en continu du déplacement vertical.

4.2.3 Suivi des déformations

Des jauges de déformation sont implantées sur certains éléments de la maquette de structure. Pour cela, il est nécessaire de déterminer les emplacements les plus judicieux. Il s'agit prioritairement des endroits qui présenteront le maximum de déformation.

Les modèles réalisés sous CESAR-LCPC nous indiquent les parties les plus sollicitées. Ce sont principalement les parties basses des poteaux (entre la semelle et le rez-de-chaussée) et la poutre qui constitue les trois travées du rez-de-chaussée. Sept jauges sont donc utilisées pour disposer d'un point de mesure sur chacun de ces éléments. Sur deux éléments, deux jauges supplémentaires sont placées en face-à-face avec les jauges précédentes, ce qui permet d'accéder de manière complète à l'effort normal et au moment fléchissant.

Le positionnement des jauges est illustré sur la figure 4.8. La distance entre chaque jauge et la liaison poutre–poteau la plus proche est de 10 mm.

4.2.4 Test

Le banc de test qui a servi à comparer le comportement réel de la structure avec celui prévu par le modèle numérique est de nouveau utilisé afin de mettre à l'épreuve

[3] Linear Variable Differential Transformer.

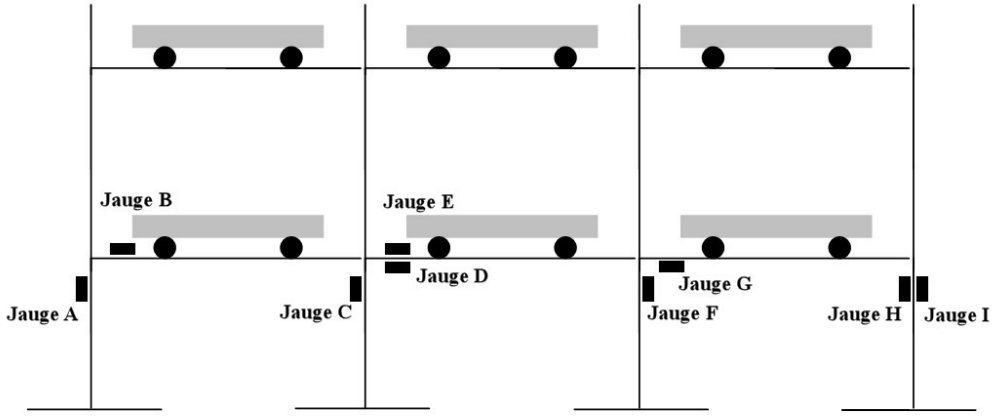


FIG. 4.8 – Positionnement des neuf jauges de déformations

l'instrumentation utilisée. Cette fois-ci la configuration critique est utilisée (cf. figure 4.2). Les deux semelles extrêmes sont fixées sur le banc de test et les deux semelles centrales sont libres. Le chargement est appliqué selon la procédure définie.

Le déplacement vertical des deux semelles libres est suivi ainsi que les déformations dans les jauges. Les figures 4.9 et 4.10 illustrent les déplacements verticaux mesurés et les valeurs issues des jauges de déformation.

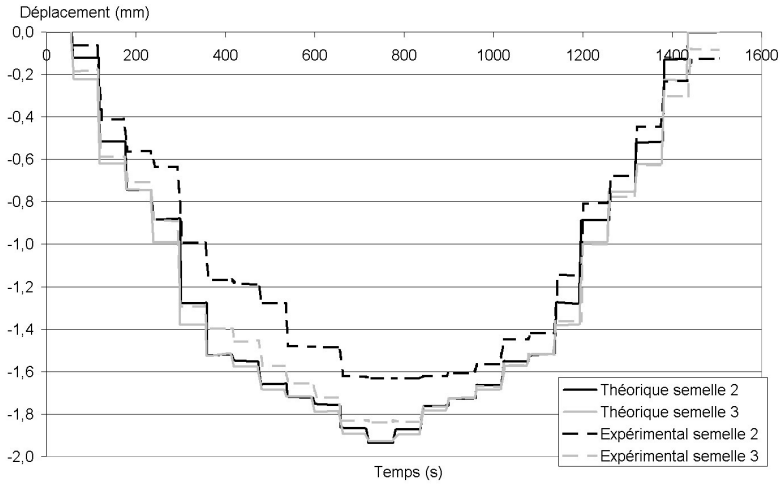


FIG. 4.9 – Déplacement vertical des deux semelles libres lors du test de l'instrumentation

Les déplacements sont proches de ceux prédits par le modèle numérique de CESAR-LCPC. Les déplacements de la semelle 2 concordent parfaitement avec la simulation numérique. Par contre, le déplacement de la semelle 3 présente un écart plus important, particulièrement lorsque la structure est la plus chargée. Cet écart n'empêche pas les courbes de présenter la même allure et d'être en bonne concordance de manière générale.

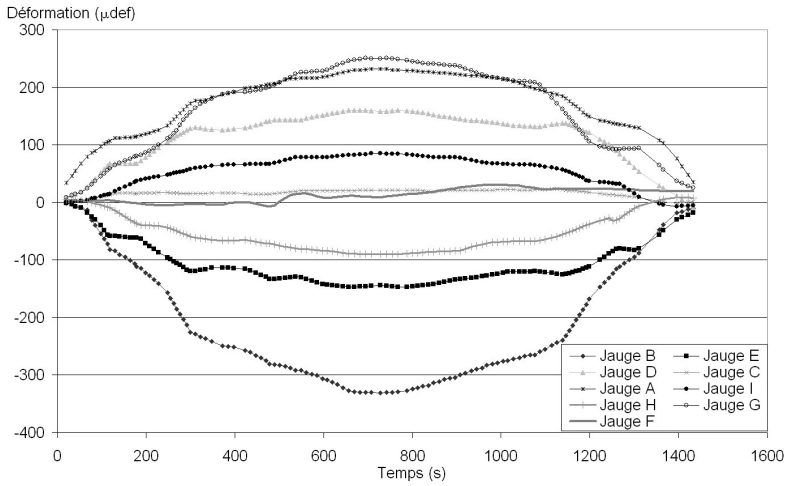


FIG. 4.10 – Déformations dans les jauges lors du test de l'instrumentation

Les jauges de déformation fournissent des résultats très intéressants. Tout d'abord, la déformation maximale apparaît au niveau de la jauge B, située sur la partie gauche de la poutre de la première travée. Elle indique une déformation positive ce qui correspond à un effort de traction. Ce résultat est logique car la jauge est située sur la face supérieure de la poutre, en extension à cet endroit.

Les jauges qui sont collées en face-à-face, respectivement de numéro E–D et H–I, présentent des déformations de signes opposées. De plus la valeur absolue des déformations est sensiblement identique pour chacun de ces couples de jauges. L'effort principal est donc bien le moment fléchissant. C'est très net pour les jauges E et D qui sont situées sur une poutre, un peu moins pour les deux autres jauges placées sur un poteau qui par nature est amené à reprendre un effort normal plus important.

En supposant qu'au niveau de la jauge B, les efforts développés se résument au moment fléchissant, on obtient une contrainte maximale en fibre extrême égale à 68 MPa. Ceci est bien inférieur à la limite élastique de l'acier, la structure se comporte donc de manière élastique. Le modèle numérique sous CESAR-LCPC prédisait une contrainte maximale entre 67 et 86 MPa à cet endroit. Compte tenu des différences de conditions aux limites et du fait que la structure est idéalisée, les déformations induites et les contraintes sont conformes au modèle théorique.

Conclusion Un modèle réduit de structure a été conçu et dimensionné de manière à satisfaire, autant que possible, aux lois de similitude. Son domaine de déformation uniquement élastique permet de le réutiliser d'un essai sur l'autre sans dommage. Les semelles utilisées ont été dimensionnées pour satisfaire le critère de portance du sol et celui d'effet d'échelle vis-à-vis de la taille des particules du sol analogique. L'instrumentation a été définie afin de suivre de manière suffisamment complète et précise le mouvement de corps rigide et les déformations de la structure.

4.3 Interaction sol–structure : premier essai

La campagne expérimentale a été menée en deux parties. La première partie ne comporte qu'un essai, appelé n°10. Il s'agit ici de vérifier le bon comportement de la totalité des composants (mécanisme, sol, structure et instrumentation). La configuration utilisée est identique à celle de l'essai n°2 en terrain vierge.

La seconde partie comporte quatre essais identiques. Ils vont permettre d'établir le comportement moyen de la structure et du massif de sol dans une configuration identique à celle de la seconde campagne d'essais en terrain vierge.

Le positionnement du modèle de bâtiment est identique sur les cinq essais réalisés. Il se situe à cheval sur la cavité tel que la semelle externe droite soit à la verticale de l'axe de celle-ci. La figure 4.11 présente son positionnement.

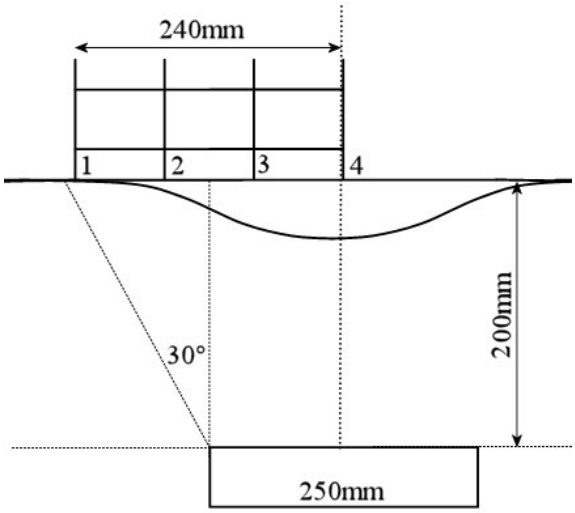


FIG. 4.11 – Positionnement horizontal de la structure par rapport à la cavité (configuration pour les essais n°11 à 14)

Ce positionnement est choisi car il permet d'observer le comportement du bâtiment soumis à de la traction sur certaines parties (zones périphériques de la cuvette d'affaissement) et à de la compression sur d'autres zones (partie centrale de la cuvette).

4.3.1 Présentation

La cavité créée fait 250 mm de large pour 50 mm de hauteur. Le recouvrement présente une épaisseur de 200 mm. Il est constitué d'un banc raide de 50 mm d'épaisseur en toit de la cavité et d'une couche de matériau pulvérulent de 150 mm en surface. Le banc raide emploie la solution de colle à $C/8$. La structure est positionnée en surface comme présenté en figure 4.11.

La procédure utilisée pour la réalisation de cet essai est sensiblement identique à celle utilisée pour l'essai n°2 en terrain vierge. La principale différence provient de la mise en place de la structure.

Dès que le massif de sol présente une hauteur de 180 mm, la maquette de structure est positionnée de façon à ce que les semelles reposent à leur place horizontalement. Le massif de sol est ensuite complété jusqu'à atteindre la cote de 200 mm au-dessus du toit de la cavité. Une ventilation est alors appliquée pendant un minimum de cinq jours, de manière à garantir un séchage complet du matériau analogique modifié.

L'essai est ensuite effectué de façon identique aux essais en terrain vierge de manière à ce que la seule diffférence soit la présence de la structure en surface. Le suivi par imagerie numérique est réalisé par l'appareil photo uniquement, la caméra n'est pas utilisée pour ce premier essai.

Une centrale de mesure réalise l'acquisition des différents capteurs de l'instrumentation avec les périodes suivantes :

- Capteurs de force : 4 s
- Capteurs de déplacement : 2 s
- Jauges de déformation : 4 s

La précision des capteurs de force est de l'ordre de 3 N, celle des capteurs de déplacement de $1.5\ \mu m$. Les jauges de déformations présentent une incertitude de $7\ \mu def$, fortement liée à la centrale d'acquisition utilisée.

La figure 4.12 présente l'état initial du banc expérimental avec les différentes parties, afférentes à la présence de la structure, légendées : la structure, les masses de chargement, les capteurs de déplacements.

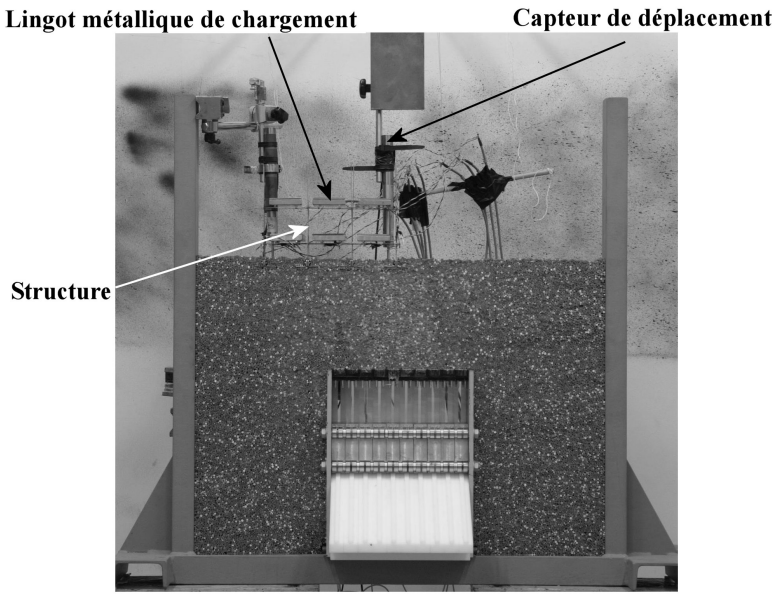
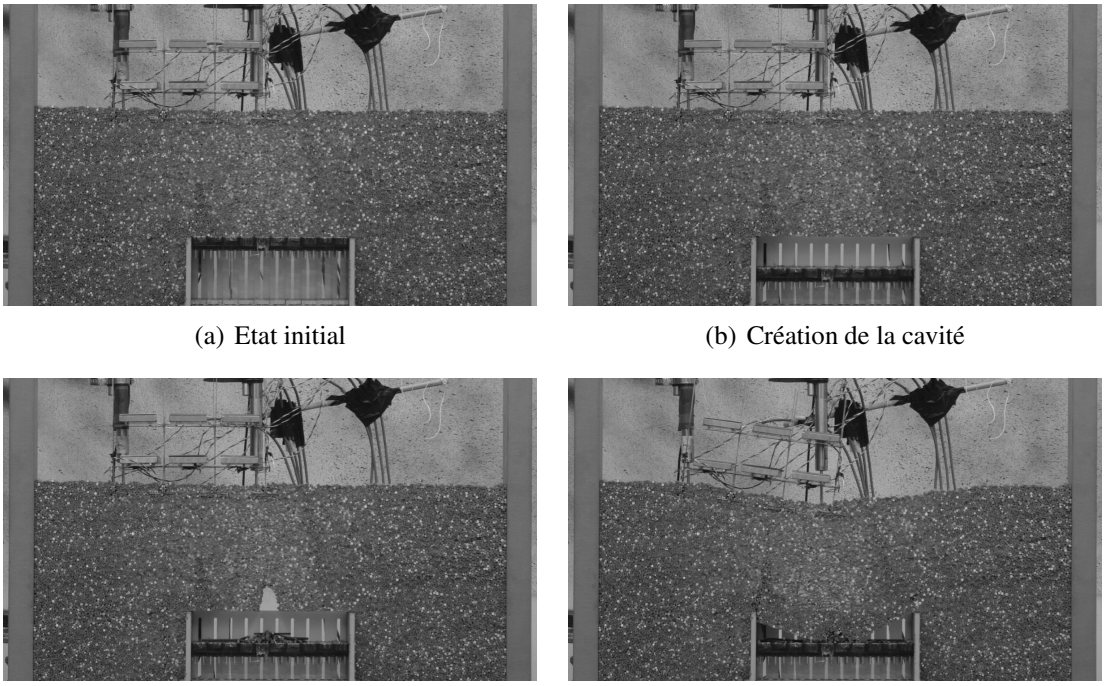


FIG. 4.12 – Photo de l'état initial du banc expérimental

4.3.2 Déroulement et Résultats

La cavité est complètement créée en cinq étapes en respectant le processus utilisé lors des essais en terrain vierge. L'état final obtenu est stable. Des photos ont été prises par l'appareil photo au début et à la fin de chaque étape, ce qui permet un suivi des déformations au sein du massif de sol.

Il est ensuite procédé à la dégradation du banc raide par injection d'eau au centre du toit de la cavité. Cela ne pourra pas être directement comparable avec la dégradation utilisée lors de l'essai n°1 mais permet néanmoins d'obtenir une rupture qui présentera une cinématique similaire. Les photos de la figure 4.13 présente les principales étapes de l'essai depuis l'état initial jusqu'à la rupture.



(a) Etat initial (b) Création de la cavité

(c) Dégradation du banc raide (d) Rupture du banc raide

FIG. 4.13 – Photos des principales étapes du déroulement de l'essai 10

La rupture est obtenue de manière symétrique au niveau de la cavité. Huit injections d'eau sont nécessaires pour obtenir la rupture. La zone fragilisée s'étend presque sur la totalité de la hauteur du banc raide juste avant la rupture. Celle-ci se produit à cause du moment fléchissant au niveau des deux piédroits. Deux blocs tombent dans la cavité, suivis par le matériau pulvérulent. En surface, une cuvette d'affaissement apparaît. La structure subit des déformations et suit le mouvement du sol.

Les mesures et l'imagerie numérique sont dépouillées afin d'observer plus précisément les résultats et l'influence de la présence de la structure.

Ces résultats sont séparés en quatre parties : deux parties s'intéressent aux déplacements avant et après la rupture, une troisième aux reports de charge sur les capteurs de force et pour finir la dernière analyse les déformations dans la structure.

Les résultats issus de la corrélation des clichés pris tout au long de l'essai et des capteurs de déplacements sont présentés en deux parties. Tout d'abord la phase des pe-

tites déformations avant la rupture permet d'étudier les déplacements en surface dans des conditions idéales. Ensuite, la rupture et la cuvette d'affaissement associée vont être déterminées.

4.3.3 Déplacements avant rupture

Le graphe 4.14 présente la surface d'affaissement précédant la rupture. Les déplacements sont faibles mais une forme de cuvette apparaît, largement influencée par la présence de la structure. La cuvette est en effet excentrée par rapport à l'axe de la cavité du côté du bâtiment.

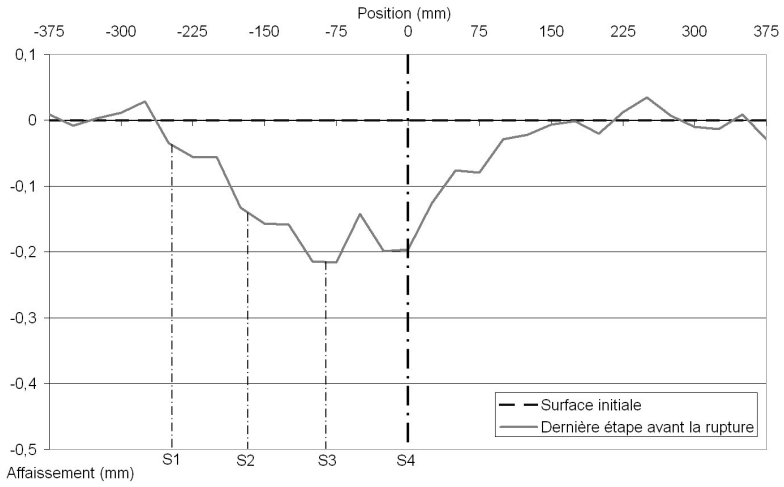


FIG. 4.14 – Affaissement en surface avant la rupture

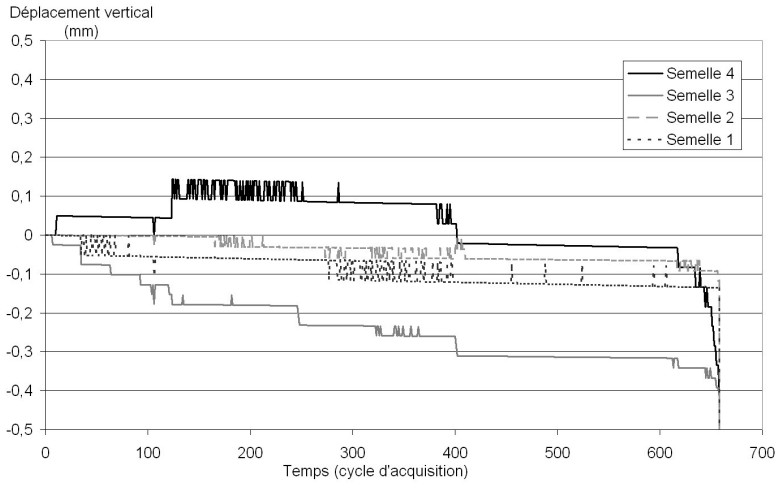


FIG. 4.15 – Déplacements verticaux des semelles avant la rupture - capteurs de déplacement

Les déplacements des semelles sont aussi connus grâce aux capteurs de déplacements. La figure 4.15 présente l'évolution au cours du temps des déplacements verticaux des semelles suivis par les capteurs de déplacement.

La fréquence d'acquisition assez importante permet de suivre en continu les déplacements au niveau des semelles lors de la création de la cavité et de la dégradation du banc raide. Les déplacements observés avant la rupture sur les semelles par imagerie numérique concordent avec ceux provenant des capteurs de déplacements. Les valeurs correspondantes à la dernière photo avant la rupture sont présentées dans le tableau 4.8.

Semelle	Imagerie	LVDT	Corrections	LVDT corrigé
1	-0,04 mm	-0,13 mm	+0,018 mm	-0,112 mm
2	-0,14 mm	-0,09 mm	-0,02 mm	-0,11 mm
3	-0,22 mm	-0,34 mm	0 mm	-0,34 mm
4	-0,2 mm	-0,18 mm	+0,024 mm	-0,156 mm

TAB. 4.8 – Déplacements verticaux des semelles avant la rupture.

L'ordre de grandeur semble donc être correct, mais des différences importantes existent sur les valeurs, plus particulièrement pour les semelles 1 et 3. Cela peut provenir de l'excentricité des capteurs LVDT par rapport aux centres des semelles et à la rotation de celles-ci qui peut introduire un écart non négligeable. Cependant, la définition des clichés ne permet pas de déterminer de manière précise la rotation des semelles entre l'état initial et la dernière étape avant la rupture. On peut néanmoins l'estimer à partir de la cuvette d'affaissement, en supposant que l'orientation des semelles suit la pente du terrain. On obtient les corrections du tableau 4.8.

Cela permet donc globalement de trouver des valeurs qui correspondent mieux aux mesures LVDT, mis à part pour la semelle 3 dont l'écart reste de 0.12 mm, soit une valeur absolue supérieure de 50% à celle obtenue par imagerie numérique.

Sur la figure 4.15, l'initiation de la rupture apparaît très nettement avec l'augmentation rapide des vitesses de convergence des semelles vers le centre de la cavité, tout particulièrement visible au niveau de la semelle 4 avec un déclenchement précédant de 40 cycles la rupture et un peu moins au niveau de la semelle 3. Le délai entre l'initiation et la rupture n'est plus que de 15 cycles environ.

Le suivi des déplacements des semelles les plus proches de la cavité pourrait donc permettre de prédire un peu à l'avance la rupture de la cavité. Ce point reste à confirmer avec d'autres essais.

Les déplacements horizontaux sont trop faibles pour être déterminés avec une fiabilité suffisante. Ils ne seront donc pas exploités à ce niveau de réalisation de l'essai.

4.3.4 Cuvette d'affaissement lors de la rupture

Les déplacements obtenus après la rupture de la cavité sont déterminés par imagerie numérique. La cuvette d'affaissement est tracée sur la figure 4.16.

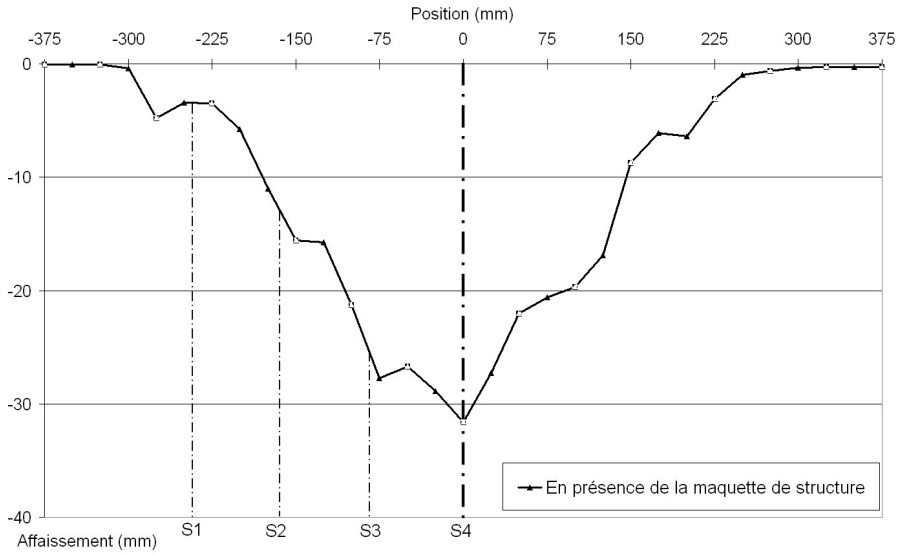


FIG. 4.16 – Cuvette d'affaissement post-rupture - Essai 10

Le déplacement maximal est observé au niveau de la semelle 4, ce qui coïncide avec l'axe de la cavité. Une légère asymétrie est visible entre la partie gauche influencée par la structure et la partie droite de la cuvette d'affaissement.

Les déplacements des quatre semelles sont présentés dans le tableau 4.9. Les valeurs obtenues par imagerie numérique et par les capteurs de déplacement y figurent. Celles issues des capteurs de déplacement sont corrigées de la rotation des semelles mesurées directement sur les photos. La rotation prise en compte est la différence entre la position initiale de la semelle et celle après la rupture.

Semelle	Imagerie	LVDT
1	-3.45 mm	-1 mm
2	-13 mm	-13.9 mm
3	-25.4 mm	-26.1 mm
4	-31.6 mm	-34.5 mm

TAB. 4.9 – Déplacement vertical des semelles lors de la rupture – Essai 10

Les deux méthodes donnent des résultats concordant. Toutefois une différence importante porte sur la semelle 1 qui se déplace très peu selon son capteur de déplacement, alors que l'imagerie détermine un déplacement vertical de -3.45 mm. Cette différence importante est principalement due au mouvement de la semelle qui n'est pas un simple déplacement vertical. Le mouvement de la semelle 1 est une combinaison d'un faible déplacement vertical, d'une translation horizontale en direction de la cavité et d'une rotation. Ceci entraîne une dépression en surface juste à gauche de la semelle.

Le maillage utilisé par la corrélation d'images numérique a tendance à masquer ponctuellement des comportements particuliers. C'est ce que l'on semble observer ici.

A partir de ces valeurs de déplacements, la pente au niveau de la structure a été déterminée. Les résultats sont détaillés dans le tableau 4.10. Deux valeurs figurent pour chaque travée : celle déterminée par corrélation d'images numériques et celle mesurée par les capteurs de déplacement.

	Imagerie	LVDT
Travée 1 (S1-S2)	11.8%	15.9%
Travée 2 (S2-S3)	15.3%	15.1%
Travée 3 (S3-S4)	8.7%	10.4%
Structure (S1-S4)	11.6%	13.8%

TAB. 4.10 – Pentes observées sur la structure – Essai 10

Les pentes déterminées par les capteurs de déplacement sont systématiquement plus fortes que celles issues de l'imagerie numérique. C'est particulièrement important au niveau de la travée 1 qui est la plus inclinée selon les capteurs LVDT, alors que c'est la travée 2 selon l'imagerie.

Les pentes obtenues sont importantes par rapport à celles obtenues pour des affaissements miniers qui sont de l'ordre de quelques pourcents (Deck et al. 2002). Les affaissements du bassin ferrifère lorrain présentent ainsi une pente maximale variant entre 0.8% et 5% pour une profondeur de la cavité d'environ 100 m.

Les déplacements horizontaux obtenus par l'imagerie numérique sont tracés sur la figure 4.17. La partie gauche est fortement influencée par la présence de la structure. La comparaison avec la partie droite qui est peu perturbée est sans appel : la structure modifie de manière importante la forme et l'amplitude des mouvements horizontaux.

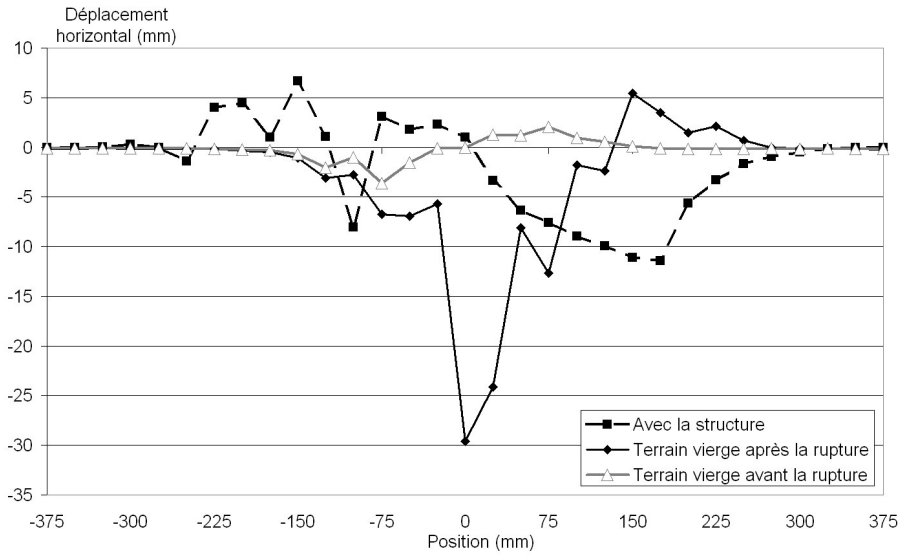


FIG. 4.17 – Déplacements horizontaux en surface lors de la rupture – Essai 10 (comparaison avec l'essai en terrain vierge n°2)

4.3.5 Les jauges de déformation

Les jauges de déformation permettent de quantifier les sollicitations présentes à l'intérieur de la structure suite aux déformations apparues en surface lors de la ruine de la cavité. La figure 4.18 présente leur évolution tout au long de l'essai.

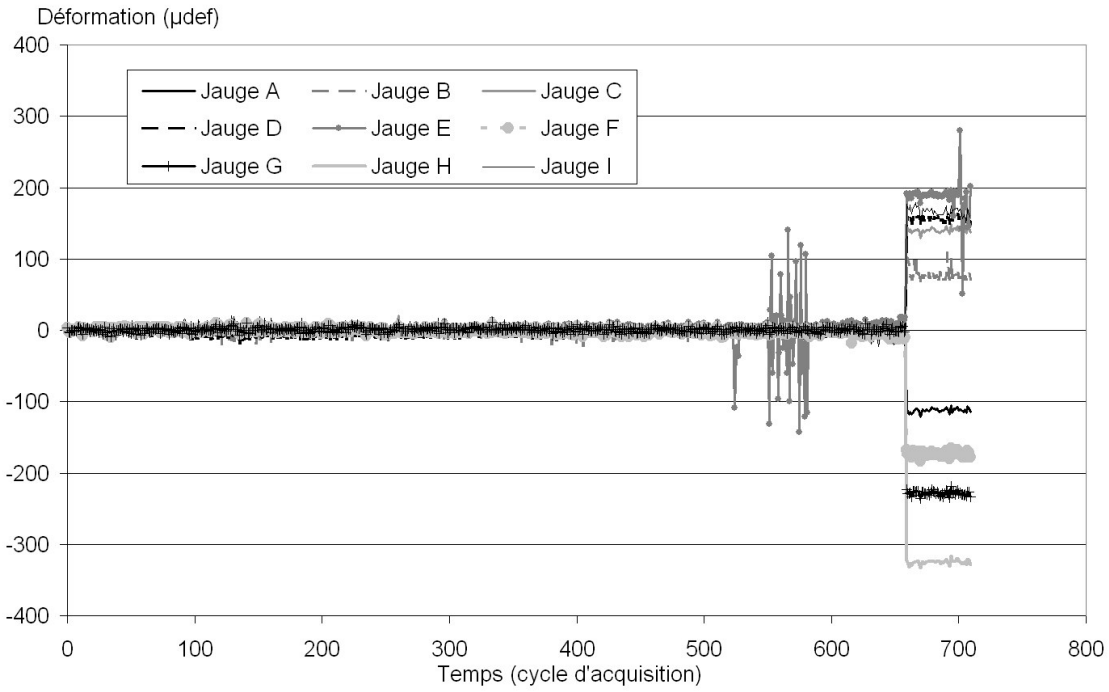


FIG. 4.18 – Evolution des mesures des jauges de déformation – Essai 10

Les déformations qui se développent dans la structure avant la rupture sont sans commune mesure par rapport à l'état final après la rupture. Le graphe 4.19 permet d'apprécier les variations des déformations durant la création de la cavité et la dégradation du banc raide.

Il apparaît que de faibles sollicitations se développent au sein de la structure avant la ruine de la cavité. Présentant un maximum d'environ $15\ \mu def$ en traction et $24\ \mu def$ en compression, ces déformations se localisent plus particulièrement au niveau de la partie droite de la structure qui se situe au dessus de la cavité.

Ces déformations correspondent à un incrément de contraintes maximum de 5 MPa par rapport à l'état initial de la structure, celui-ci étant localisé au niveau des jauges E et I, soit sur le quatrième poteau juste en dessous du rez-de-chaussée et sur la poutre du rez de chaussée de la troisième travée. Cet incrément de contrainte représente environ 30% de la valeur des contraintes initiales de la jauge E et 100% de la valeur initiale dans le poteau (jauge I).

Les déformations au sein de la structure obtenues après la rupture de la cavité représente un accroissement maximal de la contrainte d'environ 70 MPa en compression et 40 MPa en traction. Ces deux valeurs sont obtenues respectivement pour les jauges H et E. L'état de contrainte initial ne dépassant pas 16 MPa, la déformation de la structure

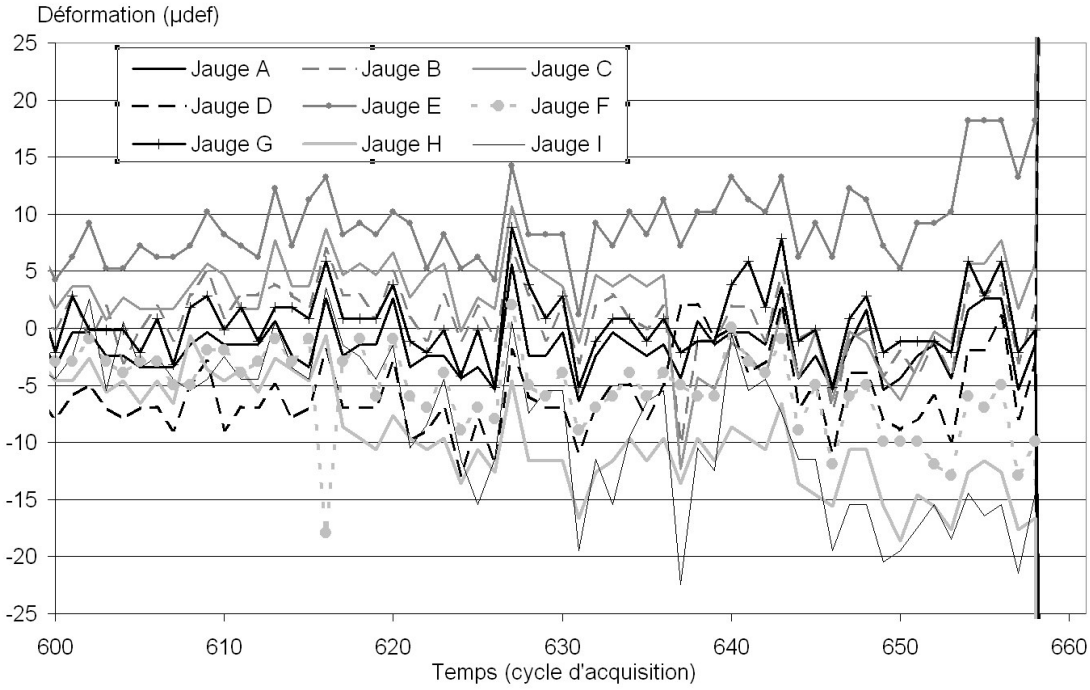


FIG. 4.19 – Evolution des déformations au sein de la structure avant la rupture – Essai 10 (NB : la précision est de 7 μdef)

reste à priori dans le domaine élastique. Ce point sera à vérifier par la suite en utilisant un modèle numérique de la maquette de bâti sur lequel seront imposés les déplacements observés durant l'essai, ce qui permettra d'obtenir les contraintes en tous points de la structure.

4.3.6 Comparaison avec les résultats de l'essai en terrain vierge

L'intérêt de réaliser des essais similaires en condition de terrain vierge puis avec une structure en surface est de pouvoir directement comparer les comportements et les mesures effectuées au cours des essais. Différents résultats peuvent être comparés : il s'agit de la cuvette d'affaissement après et avant rupture, des déplacements horizontaux en surface et des différences de sollicitations transmises à la structure entre celles issues de la prise en compte de l'ISS et celles qui supposent que l'on peut découpler la partie structure de la partie géotechnique du problème.

4.3.6.1 Grands déplacements

Le graphe 4.20 présente les cuvettes d'affaissement correspondant à l'essai n°1, à l'essai n°10 avec structure et à celle obtenue en appliquant l'approche empirique basée sur Peck à la configuration utilisée pour ces deux essais.

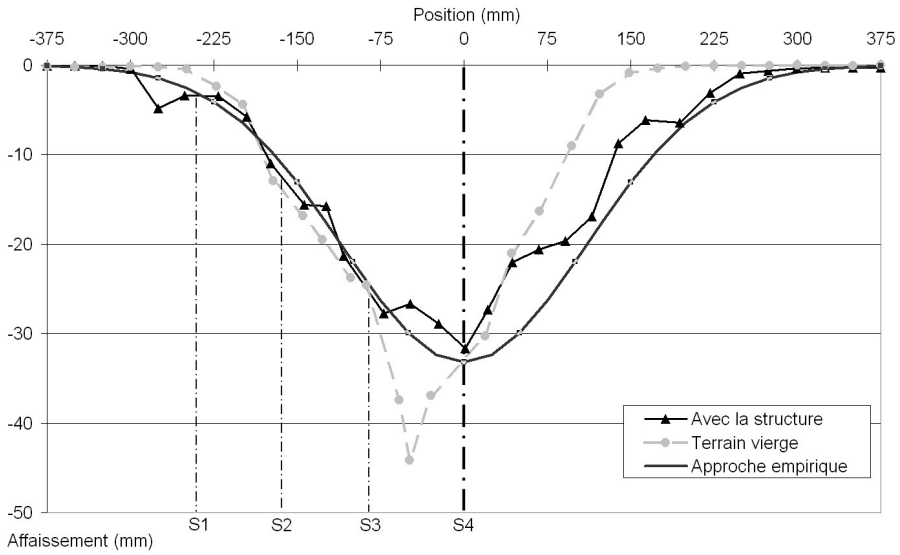


FIG. 4.20 – Comparaison des cuvettes d'affaissement – Essai 1 et 10

La courbe correspondante à l'approche empirique a été calée sur les deux essais en terrain vierge n°1 et 2. Ces deux essais, bien qu'utilisant une concentration de colle différente dans la solution aqueuse, présentent en effet de fortes similitudes.

On peut observer une bonne concordance entre la cuvette de l'essai n°1 et la courbe empirique sur la partie gauche, là où la rupture a eu lieu. La partie droite présente un décalage du fait de l'absence de rupture de ce côté.

L'influence de la structure sur la cuvette d'affaissement est assez discrète. En effet, les différences sont concentrées en deux endroits : au niveau du centre de la cuvette où se situe la semelle droite de la structure et au niveau de la semelle gauche de la structure qui se trouve au bord de la cuvette. L'affaissement maximal est légèrement plus faible en présence de la structure. La différence est de 1 mm, ce qui représente environ 3% de la valeur empirique.

La partie gauche de la cuvette est perturbée en présence de la structure car celle-ci semble poinçonner le sol sous l'effet d'une augmentation importante des charges qui se reposent sur cette semelle.

Le reste de la cuvette d'affaissement semble peu affecté par la présence de la structure. Les pentes obtenues dans les deux configurations sont présentées dans le tableau 4.11.

La pente maximale est donc surévaluée dans l'approche découplée (terrain et structure). La diminution est d'environ 10%. Il convient cependant de remarquer que cette approche reste néanmoins sécuritaire sur ce point.

Par contre sur la travée 1, la pente est sous-estimée de 30% environ. C'est ici beaucoup plus dangereux pour la stabilité et la pérennité de la structure. La pente globale est par contre plus importante pour l'essai en présence de la structure. L'écart est cependant faible : environ 1% de pente.

	ISS (LVDT) Essai 10	Greenfield empirique Essai 2
Travée 1	15.9%	12%
Travée 2	15.1%	17,6%
Travée 3	10.4%	9,2%
Structure	13.8%	12,9%

TAB. 4.11 – Comparaison des pentes obtenues

4.3.6.2 Petits déplacements (avant la rupture)

Les déplacements verticaux obtenus avant la rupture pour l'essai 10 sont rappelés sur la figure 4.21. Mis à part lors de l'initiation de la rupture, l'essai 1 ne présente pas de déplacements observables en surface avant la ruine de la cavité. Il est cependant évident que la présence de la structure influence de manière conséquente les déplacements.

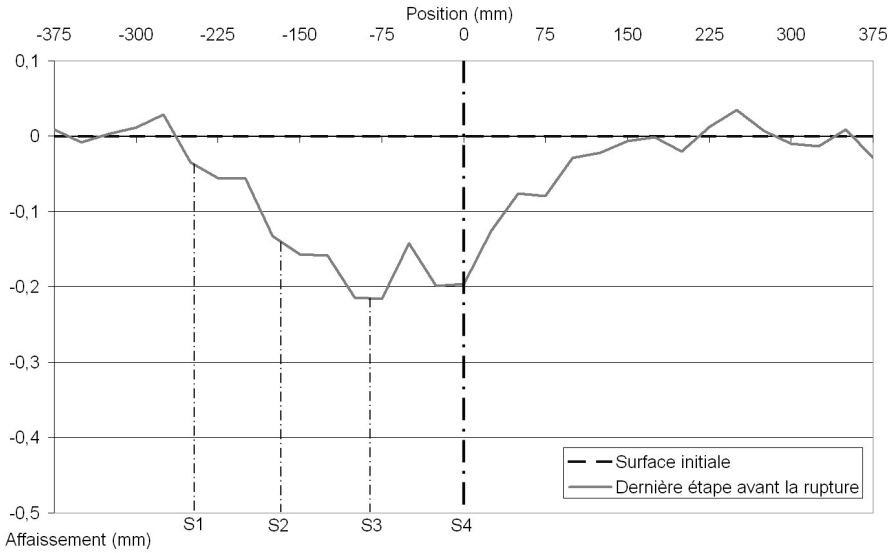


FIG. 4.21 – Affaissement en surface avant la rupture – Essai 10

En effet, la cuvette d'affaissement est complètement excentrée vers la structure. Le déplacement maximum est de -0.22 mm, cela ne peut néanmoins pas être comparé au cas en terrain vierge. L'influence de la structure est très localisée car juste à gauche de celle-ci, on n'observe pas de mouvement important.

4.3.6.3 Les déplacements et les déformations horizontaux

Les déplacements horizontaux obtenus lors des deux essais sont tracés sur la figure 4.22, ainsi que la courbe empirique basée sur l'approche de Peck modifiée. La courbe de

l'essai 1 est très marquée par la rupture particulière qui a eu lieu. Par contre la courbe correspondant à l'essai 10 présente des similitudes intéressantes avec la courbe issue de l'approche empirique. Sur la partie droite, on peut observer une bonne concordance au niveau de la forme et de l'amplitude des déplacements.

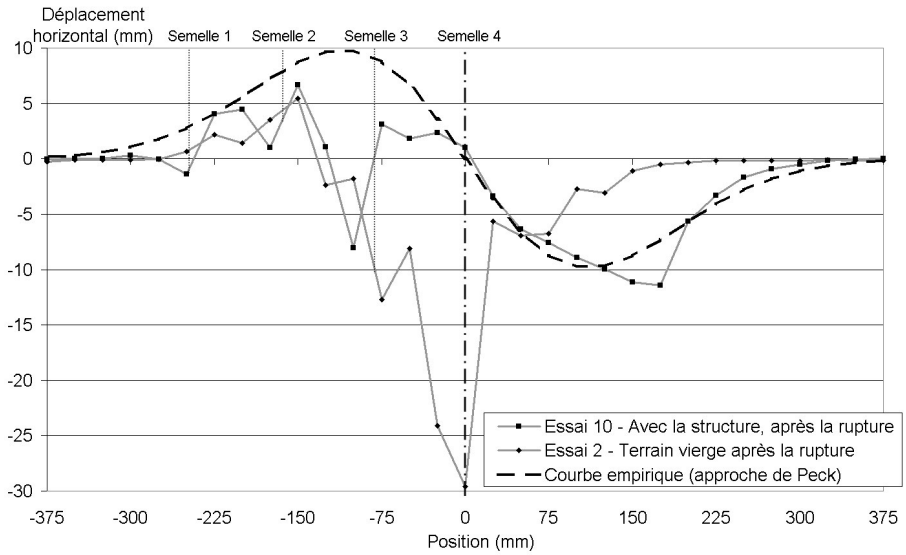


FIG. 4.22 – Comparaison des déplacements horizontaux pour les essais 1 et 10 et l'approche empirique

A l'opposé, la partie gauche des déplacements, située au niveau de la structure présente de manière évidente l'influence de celle-ci. Les déplacements horizontaux sont plus faibles et ne suivent pas de variation logique. La raideur intrinsèque de la structure, plus importante que celle du sol, modifie donc les déplacements horizontaux en surface.

Pour évaluer les conséquences de ceci, il est nécessaire de déterminer les déformations horizontales qui en résultent. Ce sont en effet les différences de déplacements horizontaux qui engendrent des contraintes au sein de la structure.

Les déformations observées lors de l'essai 10 sont donc tracées sur la figure 4.23, ainsi que celles obtenues par les déplacements horizontaux de l'approche empirique.

Au niveau de la partie droite, la courbe expérimentale présente une forme approximativement semblabe à la courbe empirique jusqu'à une distance d'environ 40 mm de la structure. La valeur maximale de la zone en tension est cependant plus de deux fois supérieure à la valeur empirique. La limite entre la zone de compression centrale et la zone de tension à droite est décalée de 75 mm environ vers l'extérieur.

Par contre, au niveau de la structure, les déformations obtenues sont très changeantes et passent alternativement de la compression à l'extension. Le tableau 4.12 présente les déformations horizontales ramenées à chaque travée de la structure pour les deux cas.

Comme on peut l'observer, les déformations horizontales transmises à la structure sont assez différentes de celles apparaissant en condition de terrain vierge. Sur la travée 1, la différence est minime. Par contre, au niveau des travées 2 et 3, on observe une inversion des déformations. La travée 2 qui devrait être tendue selon l'approche empirique, apparaît comprimée avec une valeur absolue plus importante de 16% environ. La travée

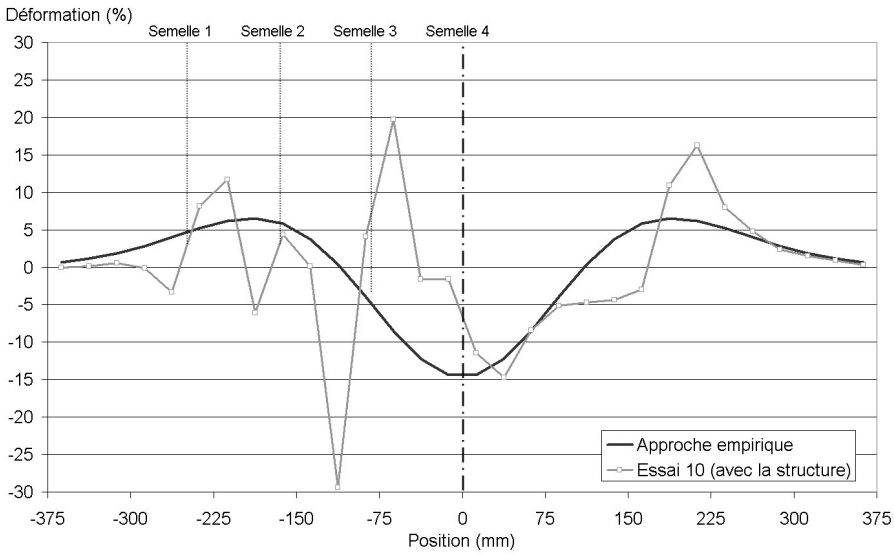


FIG. 4.23 – Comparaison des déformations de l'essai 10 avec l'approche empirique

	Essai 10	Terrain vierge (empirique)
Travée 1	+6.2%	+6%
Travée 2	+3.7%	-4.3%
Travée 3	-11.7%	+1.2%

TAB. 4.12 – Déformations horizontales au niveau des travées – Comparaison essai 10 et approche empirique en terrain vierge

3 est, quand à elle, tendue au lieu de comprimée et la valeur absolue est dix fois plus petite que la prévision. Il semble donc sécuritaire de considérer les déformations issues de l'approche en terrain vierge pour évaluer les dégradations de la structure si l'on peut se contenter des valeurs maximales en compression et en déformation. Par contre, ceci aurait tendance à largement surévaluer le coût de la protection d'un bâti car la valeur maximale de compression est beaucoup plus importante que ce qui est observé.

4.4 Seconde campagne : 4 essais identiques

Quatre essais identiques (numérotés dans ce qui suit de 11 à 14) ont été réalisés dans une seconde campagne expérimentale visant à caractériser les phénomènes d'interaction sol-structure. La configuration du massif de sol retenue est celle des essais 3 à 9 : un recouvrement de 300 mm comportant un banc raide de 50 mm au toit de la cavité. Les essais n°12 à 14 ont été réalisés avec un suivi par imagerie numérique employant l'appareil photo ainsi que la caméra rapide. L'essai 11 n'utilise que l'appareil photo.

Sur ces quatres essais, deux présentent des différences importantes vis-à-vis du protocole prévu. L'essai n°11 a eu un mauvais fonctionnement du mécanisme de création de la cavité. La conséquence est que le volume de sol effondré est proche du double de ce qui est observé habituellement. Les déplacements en surface sont alors bien plus importants. Cela pose problème pour le logiciel de corrélation d'images numériques qui montre ses limites. Les déplacements sont trop conséquents pour que la méthode utilisée puisse permettre de déterminer un nombre suffisamment grand de points de mesure pour être exploitable.

L'essai 12 a nécessité un temps trop important (environ 2 heures) pour la mise en place de la caméra rapide et de ses spots halogènes complémentaires. Ceux-ci ont augmenté la température du massif de sol de manière conséquente. Il a alors été observé une rupture prématurée du banc raide lors de la troisième étape de création de la cavité.

Il ne reste donc que deux essais qui soient réellement identiques du point de vue de la réalisation. Les essais n°13 et 14 sont donc présentés ci après.

4.4.1 L'essai n°13

Cet essai est réalisé en présence de la caméra numérique qui permet d'identifier le mode de rupture du banc raide. La cavité est créée en cinq étapes et la rupture est obtenue peu de temps après par rupture purement mécanique du banc raide. Les mouvements en surface obtenus avant la rupture sont présentés sur la figure 4.24, tandis que la cuvette d'affaissement post-rupture est tracée sur le graphe 4.25.

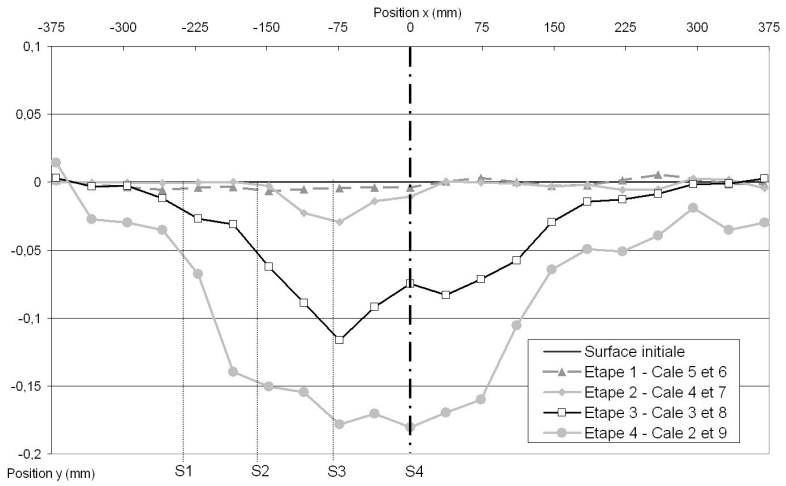


FIG. 4.24 – Affaissements en surface avant la rupture - essai 13

Avant la rupture, les déplacements verticaux sont influencés par la présence de la structure. La courbe obtenue est décalée vers la structure. L'affaissement maximum n'est pas situé au niveau de l'axe de la cavité mais au niveau de la semelle n°3 de la structure. Ces deux constatations sont valables aussi bien pour l'étape 3 que pour l'étape 4 de création de la cavité.

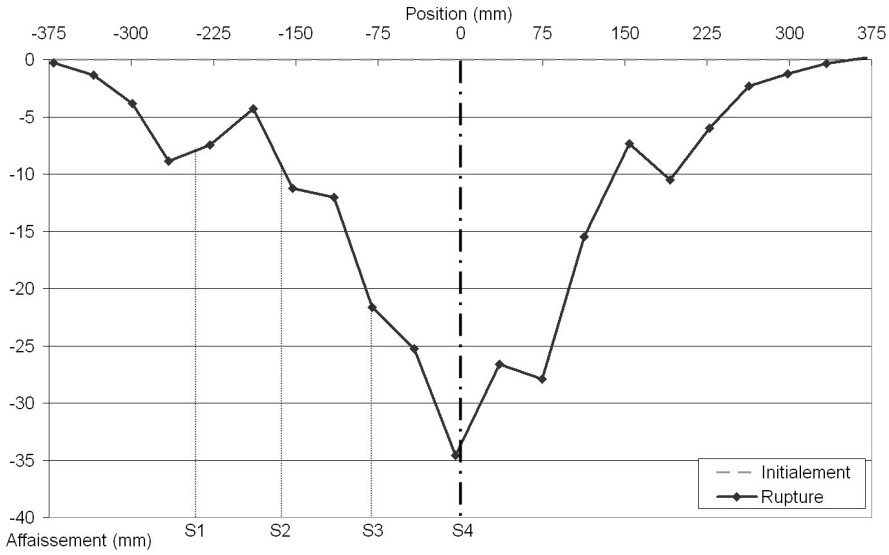


FIG. 4.25 – Cuvette d'affaissement lors de la rupture - essai 13

Lors de la rupture, la cuvette d'affaissement obtenue est globalement symétrique, même si l'influence de la structure est légèrement visible sur la gauche. L'affaissement maximal obtenu est de 34.5 mm, situé sur l'axe de la cavité. Le tableau 4.13 récapitule les principales caractéristiques de la cuvette d'affaissement obtenues par imagerie numérique.

V_{cavite}	$12500mm^2$
$V_{cuvette}$	$8656mm^2$
$V_{effondre}$	$10494mm^2$
S_{max}	34.6mm
β_g	40°
β_d	35°
α_g	-18%
α_d	26%

TAB. 4.13 – Caractéristiques de l'essai 13

Les déplacements horizontaux sont tracés sur le graphe 4.26. La courbe obtenue est assymétrique avec une forte influence de la structure sur la partie gauche. Les valeurs

maximales mesurées à gauche et à droite sont du même ordre de grandeur en valeur absolue.

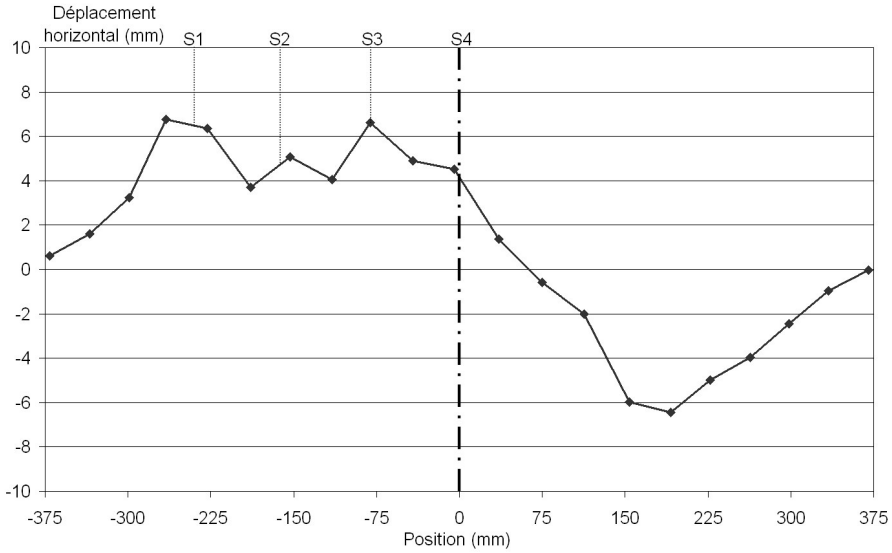


FIG. 4.26 – Déplacements horizontaux pour l'essai 13

Les déplacements des semelles de la structure mesurés par les capteurs de déplacement avant la rupture sont très faibles en regard de ceux obtenus lors de la rupture. Le tableau 4.14 présente les valeurs finales des déplacements verticaux pour les quatre semelles. Les rotations des semelles y figurent aussi car elles sont utilisées pour corriger les valeurs brutes des capteurs de déplacements.

Semelle	Rotation	Déplacement vertical
1	5.7°	-8.1mm
2	6.9°	-19.4mm
3	9.5°	-29.5mm
4	7.2°	-36.9mm

TAB. 4.14 – Rotations et déplacements verticaux des quatres semelles enregistrés par les capteurs LVDT - Essai 13

Le déplacement de la semelle 4 est proche de celui déterminé par la corrélation d'images numériques, avec un écart de l'ordre de 2.5 mm.

Le graphe 4.27 présente un détail des déplacements verticaux mesurés par les capteurs LVDT avant la rupture. Le déplacement maximal de -0.2 mm est observé sur les semelles 3 et 4. Ce sont des valeurs un peu plus fortes que celles obtenue par l'imagerie numérique qui sont de -0.18 pour les deux semelles. Cela peut s'expliquer par les rotations des semelles qui ne sont pas connues lors de petits déplacements.

Les reports de charge qui s'effectuent durant la création de la cavité sont tracés sur la graphe 4.28. Les efforts se reportent bien sur les cales voisines lorsqu'elles se retrouvent

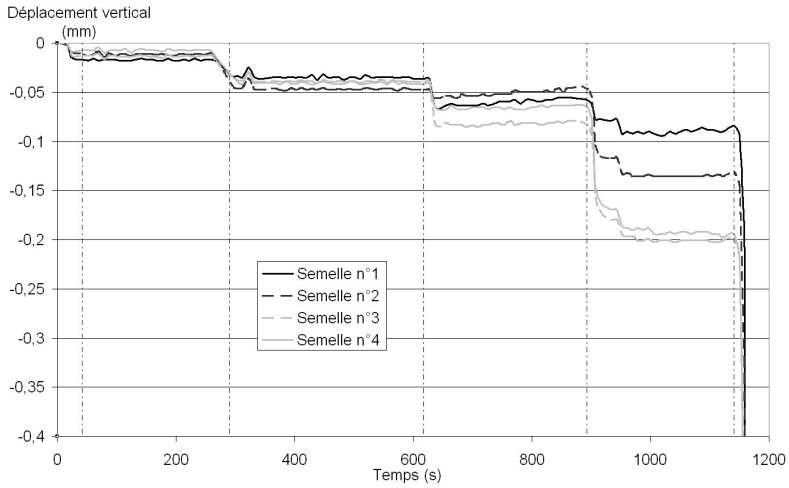


FIG. 4.27 – Déplacements verticaux des semelles par les capteurs LVDT avant la rupture - Essai 13

abaissées. Cependant, pour la première étape qui correspond aux cales 5 et 6, les efforts appliqués sur toutes les cales baissent de manière importante. Aucune explication ne permet de justifier ce phénomène.

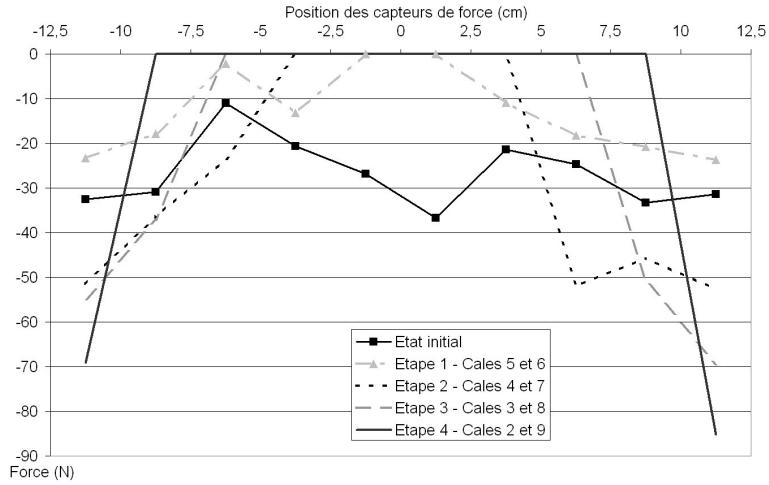


FIG. 4.28 – Reports de charges durant la création de la cavité - Essai 13

Cet essai nous fournit donc une quantité importante d'informations qu'il sera nécessaire d'exploiter plus en détail par la suite, après la présentation des résultats issus de l'essai n°14, le dernier de cette campagne expérimentale modélisant l'interaction sol–structure.

4.4.2 L'essai n°14

L'essai n°14 a été réalisé en utilisant également la caméra rapide et les spots halogènes. Les déplacements avant la rupture sont donc corrigés pour prendre en compte la dilatation thermique.

La cavité est créée en cinq étapes. Elle est stable et le banc raide est donc dégradé par quatre injections successives d'eau au milieu du toit de la cavité. Les déplacements en surface avant et après la rupture sont présentés respectivement sur les graphes 4.29 et 4.30.

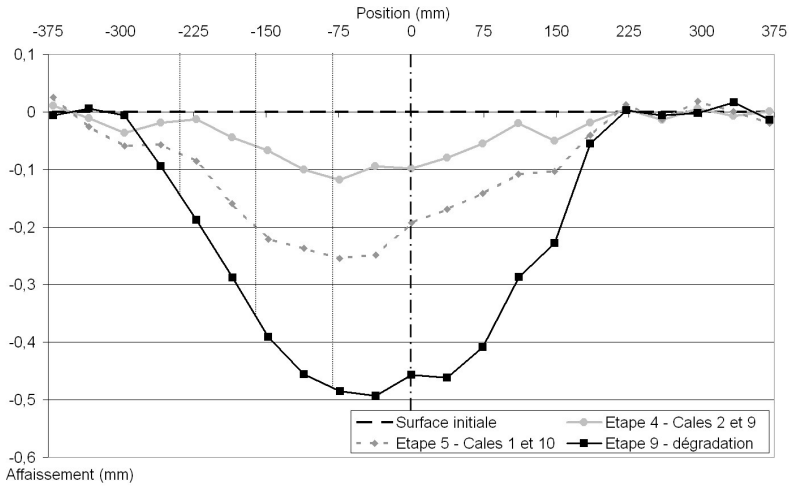


FIG. 4.29 – Déplacements en surface avant la rupture - Essai 14

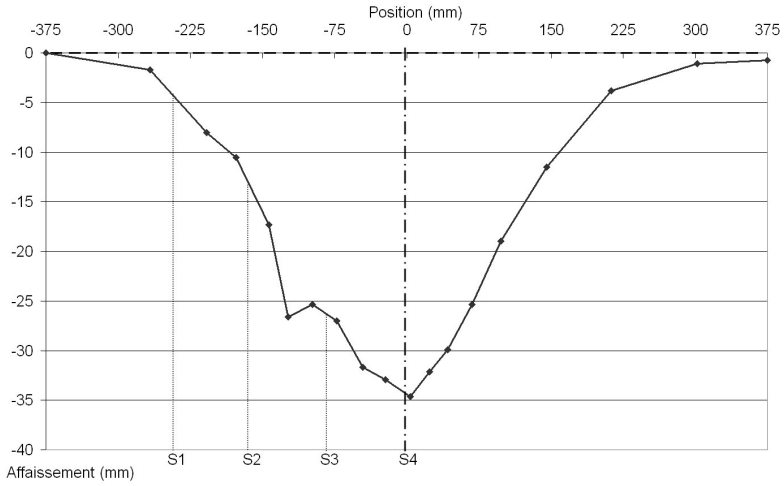


FIG. 4.30 – Cuvette d'affaissement post-rupture - Essai 14

Durant les étapes de création de la cavité, le déplacement maximal est localisé sous la semelle n°3. On atteint un déplacement de -0.25 mm pour l'étape 5 qui correspond aux cales 1 et 10. Ensuite, lors de la dégradation du banc raide, les déplacements en surface

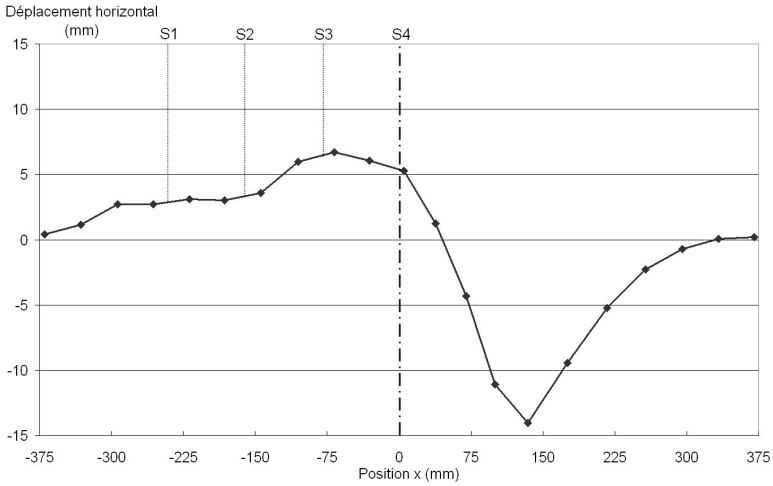


FIG. 4.31 – Déplacements horizontaux en surface - Essai 14

continuent de croître jusqu'à atteindre un maximum de 0.49 mm entre les semelles 3 et 4. La forme de la cuvette est assymétrique pour les différentes étapes avant la rupture.

Lors de la ruine de la cavité, la cuvette d'affaissement obtenue est très légèrement assymétrique avec des déplacements plus importants à gauche sous la structure. L'affaissement maximal est de 34.6 mm, localisé au niveau de la semelle 4. Les principales caractéristiques de la cuvette d'affaissement sont récapitulées dans le tableau 4.15.

V_{cavite}	$12500mm^2$
$V_{cuvette}$	$9456mm^2$
$V_{effondre}$	$11140mm^2$
S_{max}	-34.6mm
β_g	34.6°
β_d	29.6°
α_g	-19.7%
α_d	16.4%

TAB. 4.15 – Caractéristiques de la cuvette d'affaissement - Essai 14

Les déplacements horizontaux (graphe 4.31) sont fortement assymétriques. La zone d'influence est beaucoup plus importante sous la structure. Par contre, les déplacements les plus importants se concentrent dans la partie droite de l'essai, là où l'influence de la structure est très faible.

Les déplacements verticaux des semelles mesurés par les capteurs LVDT sont tracés sur les graphes 4.32 pour les déplacements avant la rupture et 4.33 pour les déplacements durant la totalité de l'essai.

Les déplacements des semelles avant la rupture laissent apparaître deux phases de comportement. La première s'étend depuis l'état initial jusqu'à l'ouverture des cales 1

et 10 lors de l'étape 5. Les déplacements sont relativement faibles et se stabilisent rapidement. Lors de l'ouverture des cales 1 et 10, les déplacements qui apparaissent sont importants : supérieurs à la somme des déplacements des quatre étapes précédentes. La stabilisation des mouvements est beaucoup plus longue. Lors de la dégradation du banc raide, de faibles incréments de déplacements sont observés jusqu'au temps 1714 s. Il se produit alors un deuxième déplacement important. Celui-ci se stabilise pour la semelle n°1. La vitesse de déplacements reste importante pour les semelles n°3 et 4. Au temps t=1852 s, la vitesse de déplacement augmente de façon spectaculaire sur les semelles 2, 3 et 4, jusqu'à l'obtention de la rupture au temps t=1903 s.

Les déplacements obtenus par corrélation d'images numériques avant la rupture permettent de retrouver l'évolution constatée par les capteurs LVDT. L'évolution durant les différentes étapes ainsi que l'amplitude des déplacements correspondent bien entre les deux techniques de mesure.

Les déplacements finaux des semelles corrigés de leur rotation sont récapitulés dans le tableau 4.16.

Semelle	Rotation	Déplacement vertical
S1	5.9°	-6.8mm
S2	7.1°	-17.3mm
S3	5.2°	-25.1mm
S4	9.3°	-33.5mm

TAB. 4.16 – Déplacements verticaux et rotations des semelles – Essai 14

Les reports de charge du massif de sol sur les cales mobiles lors des étapes de création de la cavité sont tracés (graphe 4.34). Ils sont assez marqués sur la partie droite du mécanisme de création de cavité. Ils apparaissent dans une moindre mesure à gauche mais sont tout à fait exploitables.

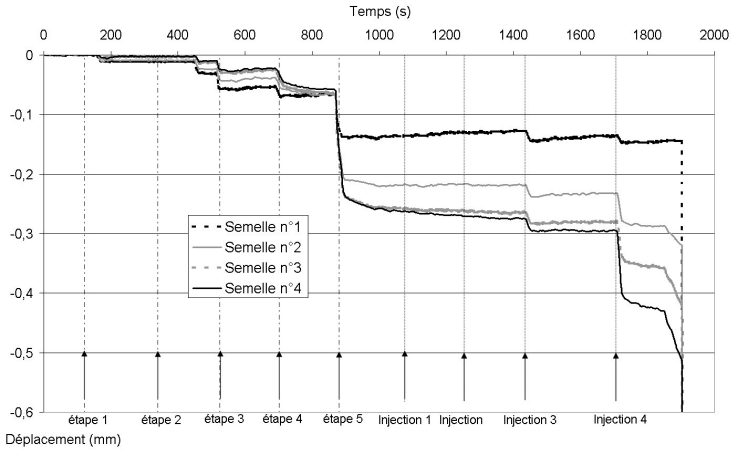


FIG. 4.32 – Déplacements verticaux des semelles avant la rupture par les capteurs LVDT - Essai 14

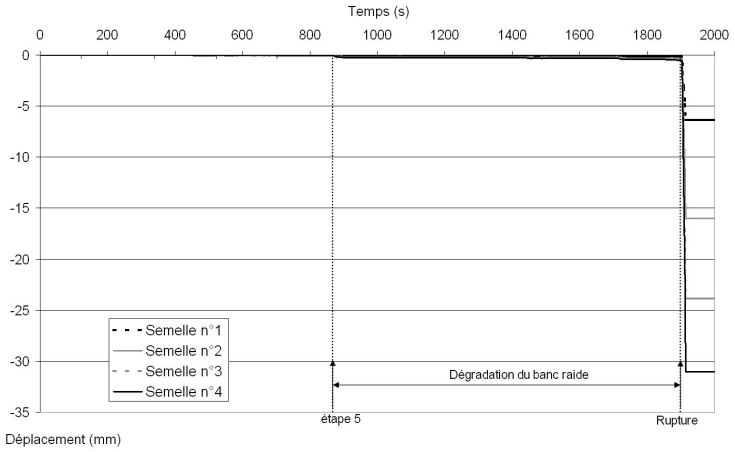


FIG. 4.33 – Déplacements verticaux des semelles par les capteurs LVDT - Essai 14

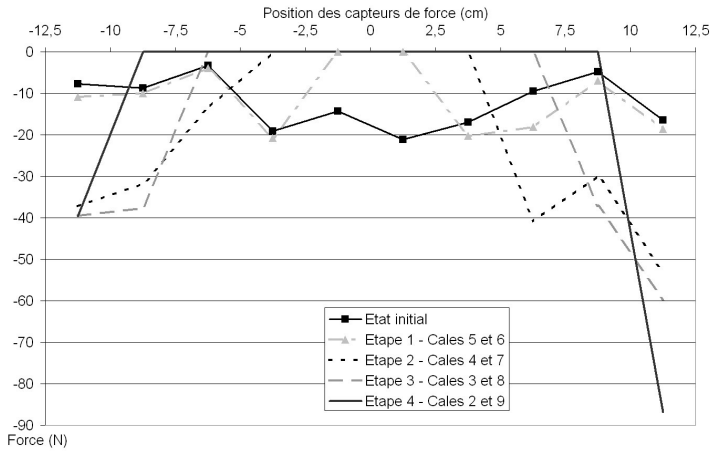


FIG. 4.34 – Reports de charges durant la création de la cavité - Essai 14

4.5 Exploitation des résultats

Les résultats vont être analysés selon différents aspects. Le premier porte sur les volumes mis en jeu pour les différents essais. Ensuite la cuvette d'affaissement et les déplacemens horizontaux en surface seront considérés. A partir de là, il est logique de s'intéresser aux déformations qui découlent de ces déplacements. La partie suivante sera donc consacrée à la pente et aux déformations horizontales. Pour clore l'étude des résultats concernant le sol, nous observerons le comportement du massif de sol pour les différentes configurations.

Ensuite les sollicitations au sein de la structure seront analysées. Un modèle numérique de la structure réalisé sous CESAR-LCPC sera utilisé pour vérifier que les déformations mesurées par les jauges peuvent être retrouvées à partir des déplacements imposés au niveau des semelles.

Une dernière partie sera consacrée à l'observation de la présence de signes précurseurs permettant de prévoir la proximité de la rupture dans le temps.

4.5.1 Volumes en jeu

Les différents volumes correspondant aux essais n°13 et 14 sont récapitulés dans le tableau 4.17.

	Essai 13	Essai 14
Volume cavité	$12500mm^2$	$12500mm^2$
Volume effondré	$10494mm^2$	$11140mm^2$
Volume cuvette	$8656mm^2$	$9456mm^2$
$V_{cuvette}/V_{effondre}$	0.82	0.85
Volume sol mobilisé (hypothèse cylindrique)	$75000mm^2$	$75000mm^2$
Foisonnement (hypothèse cylindrique)	1.05	1.04
Volume de sol mobilisé (hypothèse trapézoïdale)	$144269mm^2$	$131607mm^2$
Foisonnement (hypothèse trapézoïdale)	1.03	1.02

TAB. 4.17 – Volumes caractéristiques des essais 13 et 14

Le volume de sol mobilisé est déterminé selon deux hypothèses différentes, comme lors de l'exploitation des essais en terrain vierge au chapitre 3.4.2 page 124. Elles per-

mettent d'estimer le domaine de variation du foisonnement moyen pour le recouvrement de la cavité et non pour un matériau donné.

Les foisonnements obtenus dans les deux essais sont donc similaires. Il n'est pas possible de distinguer les deux essais l'un de l'autre à partir de ce paramètre. Par contre les valeurs obtenues sont légèrement moins importantes que celles observées en condition de terrain vierge.

De même, le ratio $V_{cuvette}/V_{effondre}$ est quasiment identique entre les deux essais. L'écart observé est inférieur à 4%.

La perte de volume de l'essai 12 est de 87%. Cette valeur est très proche de ce qui est observé pour les essais n°13 et 14. Comparativement, lors de l'essai n°10 le ratio $V_{effondre}/V_{cavite}$ vaut 0,70. C'est une valeur plus faible que celle des autres essais. La raison peut être la concentration de la colle utilisée qui est de $C/4$ au lieu de $C/8$ pour les autres essais. Cela peut donc avoir pour conséquence de favoriser l'apparition de blocs plus importants que pour les essais employant une solution aqueuse de colle à $C/8$.

4.5.2 Cuvettes et déplacements en surface

Les résultats des essais réalisés en présence de la maquette de bâtiment en surface vont être ici abordés au niveau de l'aspect de la cuvette d'affaissement, des déplacements horizontaux et des déplacements verticaux des semelles de la structure. Deux parties sont considérées, la première concerne les déplacements avant la rupture, la seconde l'état final post-rupture.

4.5.2.1 En petits déplacements–pré-rupture

Le graphe 4.35 montre les déplacements verticaux obtenus en surface lors de la dernière étape avant l'occurence de la rupture pour les essais n°13 et 14. Les déplacements obtenus sont très semblables : la différence est au maximum de 0.07 mm au niveau des semelles 2 et 3. Les deux états considérés ne sont cependant pas identiques : l'étape 4 pour l'essai n°13 et l'étape 5 pour l'essai n°14, ce qui explique les déplacements légèrement inférieurs de l'essai n°13.

Pour l'étape 9 de l'essai n°14, elle correspond aux déplacements mesurés peu après la quatrième injection d'eau, soit quelques instants avant la rupture.

Les capteurs LVDT de déplacement permettent d'obtenir des résultats concordants pour les deux essais, bien que légèrement plus importants de manière générale (tableau 4.18).

Des écarts sont observés entre les deux essais mais le comportement général reste identique. La courbe obtenue est assymétrique, nettement influencée par la présence de la structure.

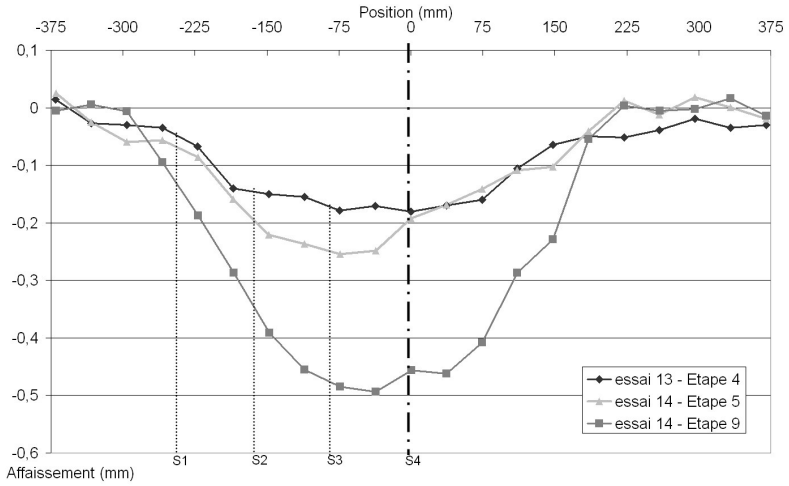


FIG. 4.35 – Déplacements verticaux en surface avant la rupture – Essai 13 et 14

Semelle	Essai 13	Essai 14
S1	-0.045mm	-0.075mm
S2	-0.148mm	-0.204mm
S3	-0.178mm	-0.253mm
S4	-0.180mm	-0.195mm

TAB. 4.18 – Déplacement avant-rupture des semelles par les capteurs LVDT – Essai n°13 et 14

4.5.2.2 Etat post-rupture

Le graphe 4.36 présente les cuvettes d'affaissement obtenues pour les essai n°13 et 14. Elles sont assez similaires : l'amplitude maximale obtenue est localisée au même endroit et présente la même valeur.

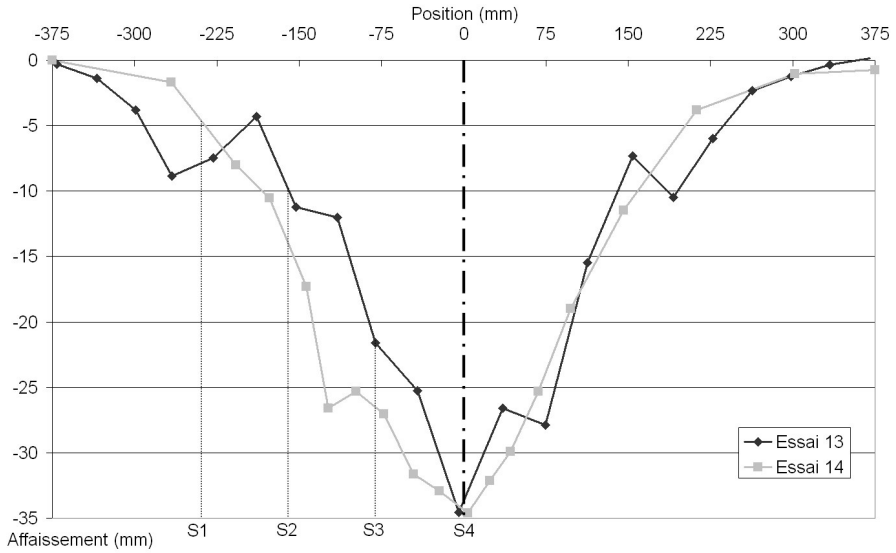


FIG. 4.36 – Cuvettes d'affaissement post-rupture

La partie droite est très semblable entre les deux essais. Par contre la partie gauche présente des différences plus marquées. L'influence de la structure n'est donc pas strictement identique pour les deux essais.

Ceci peut être vérifié en comparant les déplacements verticaux des semelles pour les deux essais. Le tableau 4.19 résume les déplacements des semelles déterminés de deux manières pour chaque essai : par imagerie numérique et par capteurs LVDT corrigés par la rotation des semelles.

Semelle	Essai 13 (imagerie)	Essai 13 (LVDT)	Essai 14 (imagerie)	Essai 14 (LVDT)
S1	-7.9mm	-8.1mm	-4.7mm	-6.8mm
S2	-9.9mm	-19.4mm	-14mm	-17.3mm
S3	-21.6mm	-29.5mm	-26.5mm	-25.1mm
S4	-34.5mm	-36.9mm	-34.6mm	-33.5mm

TAB. 4.19 – Déplacements verticaux des semelles pour les essais n°13 et 14

Il apparaît pour l'essai n°13 une différence importante entre les déplacements verticaux déterminés par les deux méthodes pour les semelles S2 et S3. Cet écart est de 9.5 mm pour la semelle S2 et de 7.9 mm pour la semelle S3. Il est probable que la corrélation d'images numériques ait atteint les limites d'application. La figure 4.37 montre

les deux cuvettes d'affaissement pour l'essai n°13, déterminées par corrélation d'images numériques et par lecture directe sur le cliché.

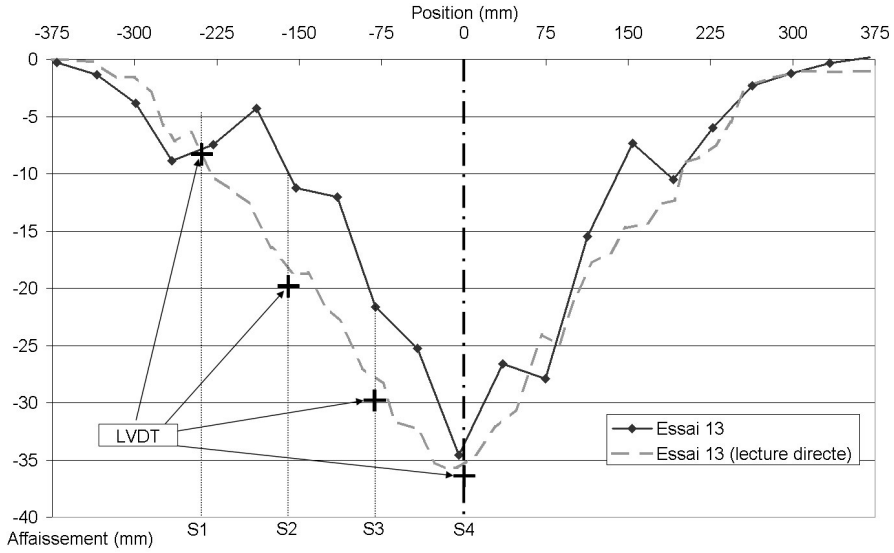


FIG. 4.37 – Comparaison des cuvettes d'affaissement obtenues par l'imagerie numérique et par la lecture directe sur le cliché pour l'essai n°13

Deux zones présentent des différences importantes. La zone principale est positionnée sous la structure : les déplacements verticaux y sont plus importants que ceux déterminés avec l'imagerie numérique. La seconde zone est un point particulier sur la partie droite du modèle, à l'abcisse 150 mm environ qui disparaît sur la nouvelle courbe obtenue. L'influence de la structure sur les déplacements verticaux du sol devient moins flagrante sur la courbe de tassement déterminée par lecture directe.

Pour l'essai n°14, les deux méthodes de détermination des déplacements donnent des résultats concordants, l'écart maximum observé étant de 3.3 mm, au niveau de la semelle S2 (c'est à dire de l'ordre de grandeur du diamètre du plus petit rouleau qui est de 3 mm).

Le graphe 4.38 permet de comparer la nouvelle cuvette d'affaissement de l'essai n°13 avec celle de l'essai n°14. Les deux courbes concordent entre elles bien mieux qu'auparavant.

De plus, les déplacements verticaux des semelles pour l'essai n°13 deviennent alors proche de ceux mesurés par les capteurs LVDT. C'est donc cette courbe qui sera utilisée dans la suite de ce mémoire.

Les déplacements horizontaux à la surface du massif de sol sont tracés sur la figure 4.39.

La partie gauche des courbes de déplacements horizontaux présente des ressemblances importantes. La forme et l'amplitude sont proches. Par contre pour la partie droite, même si elles présentent un aspect général assez semblable, une importante différence au niveau de l'amplitude maximale atteinte existe. L'écart observé est d'environ 7.5mm, soit 50% de la valeur de l'essai n°14. Cependant ce n'est que relativement secondaire puisque les déplacements au niveau de la structure présentent la concordance attendue.

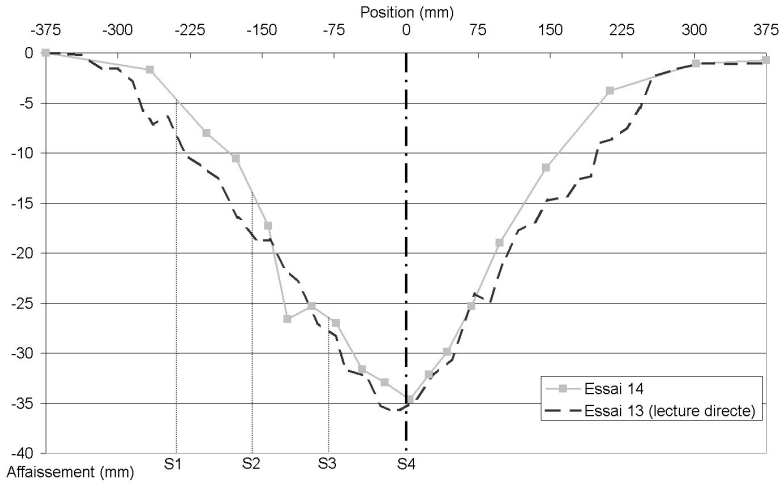


FIG. 4.38 – Comparaison de la cuvette d'affaissement pour les essais n°13 et 14

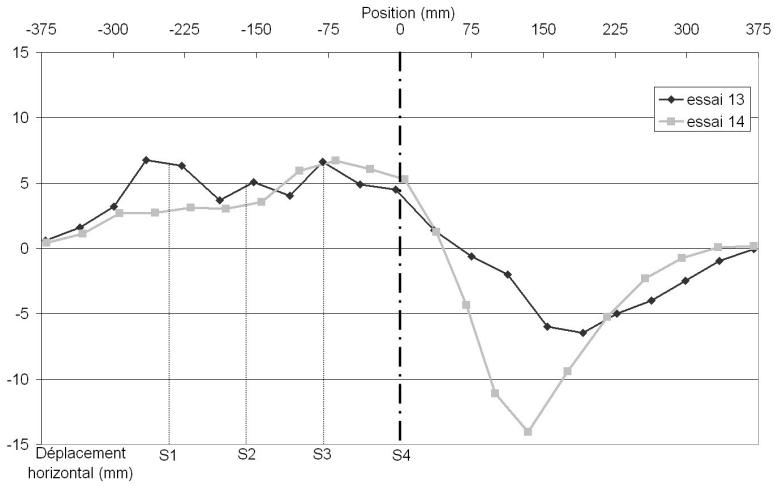


FIG. 4.39 – Déplacements horizontaux en surface – Essai 13 et 14

4.5.3 Pente et déformation

Les sollicitations qui sont transmises à la structure lors de mouvements de terrain sont principalement dépendantes de la pente de la cuvette d'affaissement et des déformations horizontales issues des variations de déplacements horizontaux en surface.

Le graphe 4.40 illustre l'évolution de la pente le long de la cuvette d'affaissement pour les essais n°13 et 14. Celle-ci est calculée pour l'essai n°13 à partir des déplacements verticaux issus de la lecture directe sur le cliché et non des déplacements verticaux provenant de la corrélation d'images.

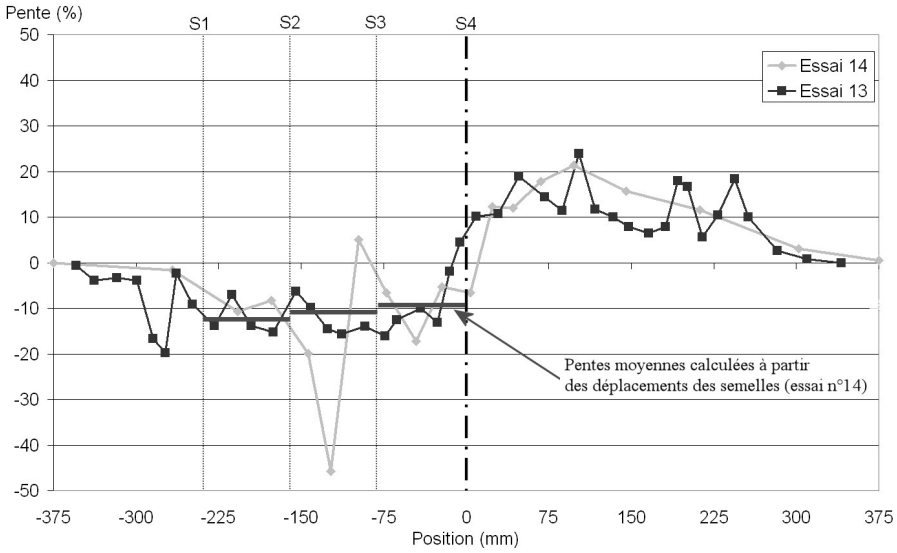


FIG. 4.40 – Evolution de la pente en surface – Essai 13 et 14

La courbe de l'essai n°13 présente une variabilité importante. C'est une conséquence de l'utilisation de la lecture directe de la cuvette d'affaissement sur la photo.

Sur la partie droite des deux courbes, la forme est sensiblement la même. Elles présentent un maximum légèrement supérieur à 20% pour une abcisse de 100 mm environ.

La partie gauche est marquée par la présence de la structure. Les valeurs obtenues pour l'essai n°13 y sont sensiblement plus faibles qu'en partie droite. Par contre, la courbe apparaît assez régulière sans variation trop brusque, si ce n'est au niveau de la semelle S1 (abcisse -240 mm) qui présente un pic localisé.

La partie gauche pour l'essai n°14 est nettement plus perturbée. Au niveau de la semelle S3, une brusque et importante variation de la pente est observée qui présente même une inversion de signe. Il est intéressant de vérifier grâce aux capteurs de déplacements la pente des différentes travées de la structure et ainsi de s'assurer de l'aspect très ponctuel de cette variation qui ne semble pas correspondre aux mouvements réels des rouleaux.

La déformation horizontale des deux essais est tracée sur le graphe 4.41. Les courbes sont très dépendantes de la qualité des informations disponibles concernant les déplacements horizontaux provenant de l'imagerie numérique. Sur la partie droite, les courbes présentent une forme logique : les déformations sont positives tout à droite ce qui témoigne d'une extension et négative vers l'axe de la cavité, en zone de compression. Le

point neutre qui voit le signe des déformations s'inverser est situé à une abcisse comprise entre 125 et 200 mm.

Les deux essais présentent des résultats très différents sur cette partie droite de la courbe. Les déformations obtenues par l'essai n°14 sont beaucoup plus fortes et le passage de la zone d'extension à celle de compression est beaucoup plus brusque.

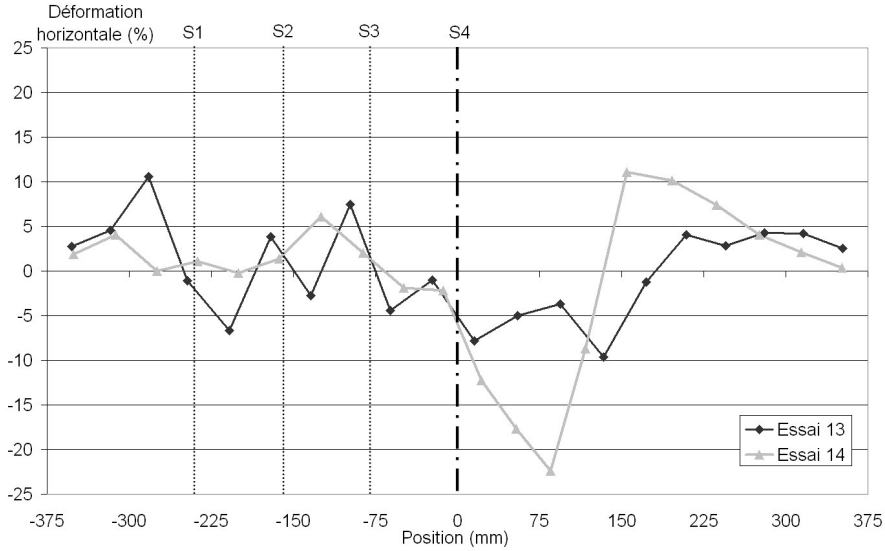


FIG. 4.41 – Déformations horizontales en surface – Essai 13 et 14

La partie gauche de la courbe, au niveau de la structure est très chahutée pour l'essai n°13. Aucune direction privilégiée (extension ou compression) n'émerge sous l'emprise du bâtiment. A gauche de celui-ci, c'est nettement de l'extension qui prévaut.

L'essai n°14 montre des résultats intéressants. Sous l'emprise de la structure, les déformations sont très faibles et majoritairement constituées de zones d'extension avec une faible zone de compression au niveau de la semelle S4. Il semblerait donc que la partie gauche de la structure se déplace de manière homogène et que seules les deux semelles les plus proches de la cavité présentent des différences de déplacement horizontal significatives.

4.5.4 Comportement de la structure

Le comportement de la structure est fortement lié aux sollicitations auxquelles elle est soumise. Le tableau 4.20 récapitule pour les essais n°13 et 14 les déplacements verticaux et horizontaux ainsi que les rotations de chaque semelle, lors de la rupture finale.

Ces sollicitations sont chacune associées à un état de déformation caractérisé par les valeurs mesurées par les jauges. Elles vont permettre dans la partie suivante de comparer les résultats au niveau de la structure entre l'approche non-couplée et l'approche prenant en compte l'interaction sol–structure.

Les pentes et les déformations sont directement calculées à partir des déplacements des semelles présentés dans le tableau 4.20. Les valeurs obtenues dépassent largement les seuils communément admis pour l'apparition de dommages préjudiciables à la structure :

Semelle	E13 Δx	E13 Δy	E13 θ	E14 Δx	E14 Δy	E14 θ
S1	6.4mm	-8.1mm	5.7°	2.8mm	-6.8mm	5.9°
S2	5mm	-19.4mm	6.9°	3.3mm	-17.3mm	7.1°
S3	6.6mm	-29.5mm	9.5°	6.5mm	-25.1mm	5.2°
S4	4.3mm	-36.9mm	7.2°	5.3mm	-33.5mm	9.3°

TAB. 4.20 – Déplacements et rotations des semelles lors de la rupture – Essai 13 et 14

Semelle	E13 – pente	E13 – déformation	E14 – pente	E14 – déformation
Travée 1	14%	-1.7%	13%	+0.6%
Travée 2	12.5%	+2%	9.6%	+4%
Travée 3	9.1%	-2.8%	10.4%	-1%

TAB. 4.21 – Pentes et déformations horizontales lors de la rupture – Essai 13 et 14

environ 2% pour la pente et 0,2% pour la déformation horizontale. La structure est donc soumise à des sollicitations menaçant de manière importante sa stabilité et sa pérennité. C'est une source de danger pour les habitants.

Les déformations mesurées par les jauges pour l'essai 14 sont présentées dans le tableau 4.22. Les valeurs mesurées pour l'essai 13 ne s'avérent pas exploitables.

Jauges	Essai 14 (μdef)
A	-18
B	-73
C	-35
D	-76
E	82
F	90
G	—
H	-160
I	150

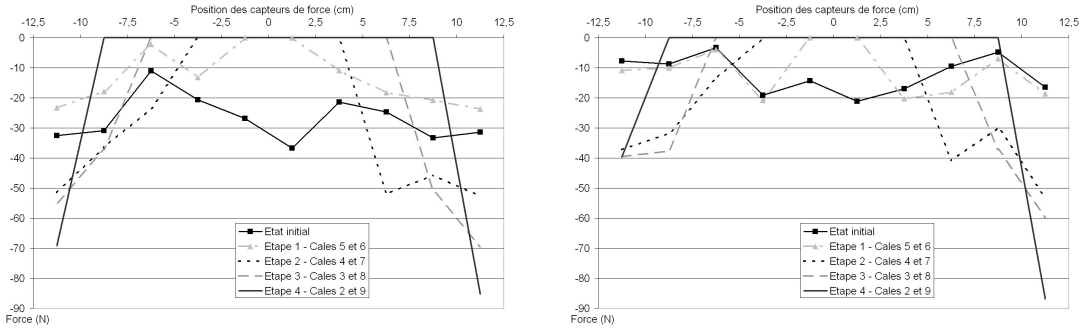
TAB. 4.22 – Déformations dans les jauges lors de la rupture – Essai 14

L'exploitation de ces résultats est effectuée de manière plus approfondie dans la partie 4.6.3 où sont comparés les résultats issus des différents essais en terme de comportement de la structure.

4.5.5 Comportement du massif de sol

Le comportement du massif de sol est analysé sous deux aspects principaux : l'évolution des reports de charge lors de la création de la cavité et la cinématique de rupture obtenue pour les essais ayant fait l'objet d'une acquisition par caméra rapide de la rupture au niveau du toit de la cavité.

Les reports de charge correspondants aux essais n°13 et 14 sont tracés sur la figure 4.42. Pour les deux essais, les reports de charge apparaissent clairement lors du passage d'une étape à la suivante.



(a) Essai 13 (b) Essai 14

FIG. 4.42 – Reports de charges sur les cales mobiles lors de la création de la cavité – Essai 11 à 14

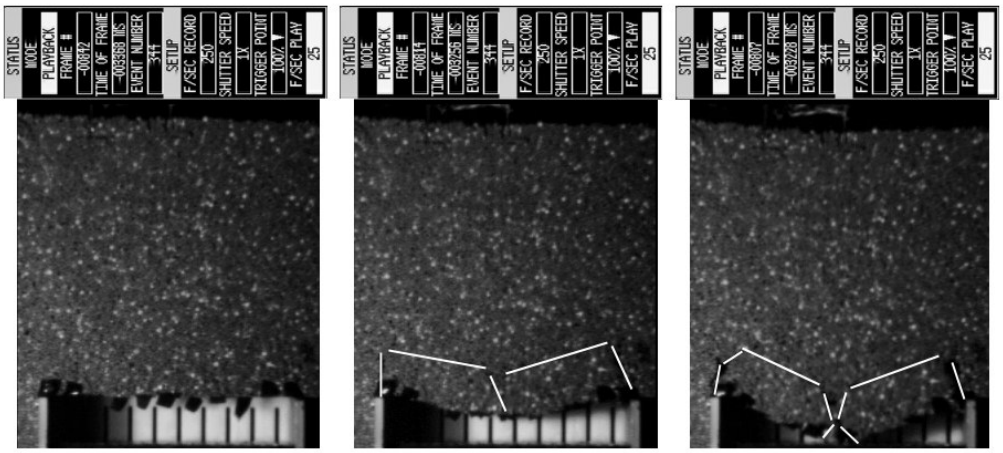


FIG. 4.43 – Cinématique de rupture de la cavité – essai n°13

La cinématique de la rupture est observé sur les figures 4.43 et 4.44 grâce à la caméra rapide. La rupture se produit en deux blocs de manière symétrique. C'est donc la même cinématique que celle observée lors des essais 7 à 9 en condition de terrain vierge.

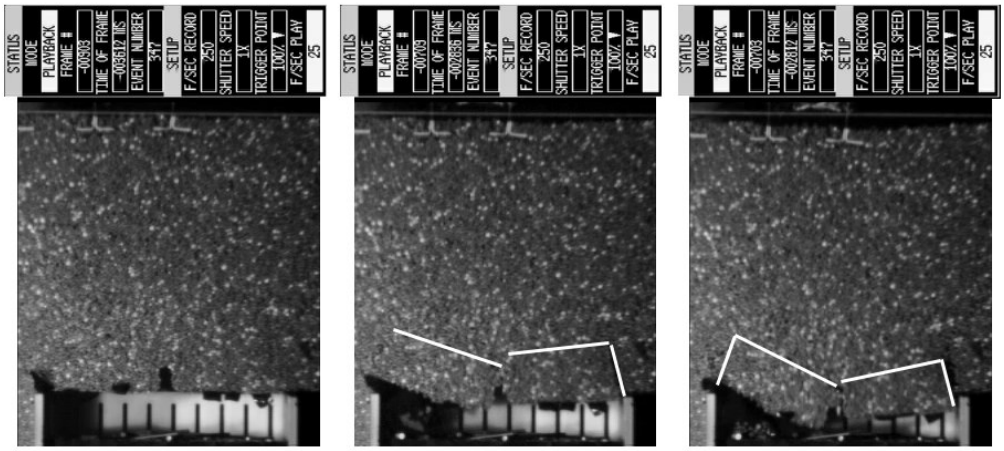


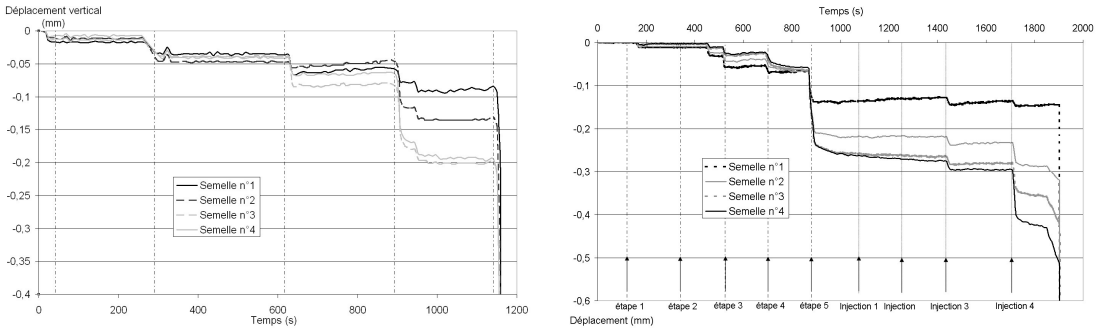
FIG. 4.44 – Cinématique de rupture de la cavité – essai n°14

4.5.6 Signes précurseurs

Le facteur le plus dangereux des fontis, après la diffusivité de l'aléa, est la rareté des signes avant-coureurs qui permettent de prévoir l'occurence d'un fontis depuis la surface suffisamment longtemps à l'avance pour protéger la population locale. Grâce à l'appareillage qui est utilisé (suivi des déformations dans le massif de sol et suivi des déplacements verticaux des semelles de la structure), il est possible d'étudier plus particulièrement les instants qui précèdent la ruine de la cavité.

Les deux mesures sont complémentaires. En effet, la densité temporelle de mesures effectuées par les capteurs LVDT permet un suivi presque continu des déplacements des semelles. A l'opposé, les clichés de l'appareil photo ne fournissent que des informations à des temps espacés mais le champ de déplacement est alors connu sur tout le massif.

Les courbes de déplacements des semelles pour les essais n°13 et 14 sont rappelées sur le graphe 4.45. Pour l'essai n°13, la rupture se produit durant le déplacement des cales 1 et 10. La rupture est donc extrêmement brutale et ne laisse pas apparaître une augmentation de la vitesse de tassement qui aurait pu laisser supposer la proximité de la rupture.



(a) Essai 13 (b) Essai 14

FIG. 4.45 – Déplacements des semelles par les capteurs LVDT avant la rupture

Par contre l'essai n°14 est plus conforme à la réalité. La cavité est créée sans encombre. Sa stabilité est assurée un certain temps, puis avec la dégradation des propriétés mécaniques du toit, la ruine apparaît. Ceci peut prendre un certain temps durant lequel des déplacements en surface peuvent être observés.

Si l'on prête particulièrement attention à l'évolution des courbes après l'étape 5, on peut mettre en évidence la variation de la vitesse de tassement. Lors de la dernière étape de création de la cavité, les semelles se déplacent toutes de manière importante dans un laps de temps restreint puis se stabilisent autour d'un nouvel équilibre.

Au niveau du temps t=1850 s, il apparaît clairement que la vitesse de déplacement des semelles 2, 3 et 4 augmente de manière très importante et mène à la ruine de la cavité. Le délai entre ces deux évènements est d'environ 50 s. Même si ce n'est pas en l'état un délai suffisant pour mettre à l'abri la population, cette approche pourrait être adaptée sur des bassins géologiques présentant des prédispositions à l'apparition de fontis très brusques en surface.

On retrouve cette approche dans la procédure de gestion du risque mise en place dans les carrières du Nord de la France (Josien 1993). Des mesures de convergence entre le mur et le toit des galeries effectuées par l'INERIS ont conduit aux règles empiriques suivantes :

- $V < 0.1$ mm/an : stabilité actuelle satisfaisante.
- $0.1 < V < 0.3$ mm/an : possibilité de légers désordres à court terme (nécessité de vigilance).
- $V > 0.3$ mm/an : instabilité prochaine (nécessité de prendre des mesures de sécurité).

Ces seuils ne sont adaptés qu'aux seules carrières de craie du Nord et correspondent à des vitesses de convergence toit-mur d'une cavité connue. Il nous semble intéressant d'étudier dans un futur proche les possibilités de surveillance de l'apparition de fontis (ou autres mouvements de terrain) par le biais de mesures de surface uniquement, qui se révèlent bien moins onéreuses.

4.6 Comparaison et analyses vis à vis du comportement en condition de terrain vierge

Il s'agit dans cette partie de pointer la nécessité de prendre en compte l'interaction sol-structure dans le dimensionnement d'un bâtiment vis-à-vis de l'occurence possible d'un fontis. Le but est de caractériser les avantages ainsi que les inconvénients de l'approche couramment utilisée jusqu'à présent (découplage du comportement du sol et de celui de la structure) vis-à-vis d'une approche couplée ISS.

Les différents points qui vont être abordés sont les volumes de sol en jeu, puis les mouvements de sol en surface et pour finir les sollicitations transmises à la structure. L'individu moyen "Greenfield", déterminé au chapitre 3.4 sera comparé avec les deux essais n°13 et 14 qui représentent la prise en compte de l'interaction sol–structure.

4.6.1 Volumes de sol et cuvettes d'affaissement

Comme abordé précédemment, les volumes qui nous intéressent sont plus particulièrement ceux de la cavité, de la cuvette et du matériau effondré au sein de la cavité. L'individu moyen "Greenfield" est représenté par l'approche empirique dérivée de Peck tel que présentée page 126. Pour une cavité de volume $12500mm^2$, le volume de la cuvette équivaut à 66% de ce volume, soit $8250mm^2$.

Pour les essais n°13 et 14, le volume de la cavité est de $12500mm^2$, tandis que celui de la cuvette d'affaissement est respectivement de $8656mm^2$ et de $9456mm^2$. Cela donne un ratio $V_{cuvette}/V_{cavite}$ de 69% pour l'essai n°13 et de 76% pour l'essai n°14. Il semblerait donc que la cuvette d'affaissement soit légèrement plus volumineuse en présence de la structure qu'en condition de terrain vierge. Cependant la plage de variation observée pour les valeurs issues des essais en terrain vierge est assez large : de 57% à 77% pour les valeurs extrêmes.

La figure 4.46 présente les trois cuvettes d'affaissement correspondant à l'individu moyen "Greenfield" et aux deux essais n°13 et 14.

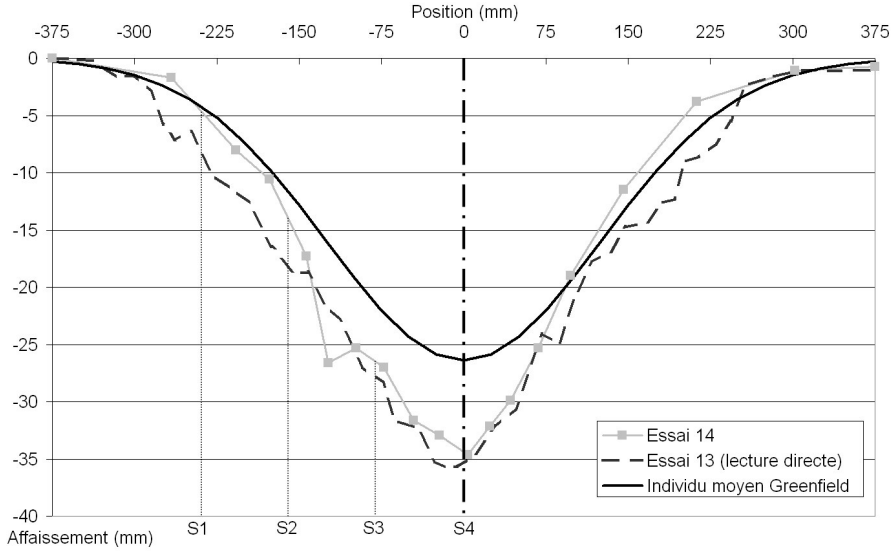


FIG. 4.46 – Comparaison des cuvettes d'affaissement Greenfield et ISS

Il apparaît que la prise en compte de la présence d'un bâtiment en surface induit un déplacement maximal supérieur à celui qui peut survenir lorsque l'interaction sol-structure est négligée. On passe ainsi de 26.4 mm en terrain vierge à 34.5 mm et 34.6 mm respectivement pour les essais n°13 et 14. Cela représente un incrément d'environ 30%. De plus, la forme de la cuvette est nettement perturbée sur sa partie gauche, précisément au niveau de la position de la structure. Les déplacements verticaux sont plus importants sous les semelles S1, S2 et S3 pour l'essai n°13, et uniquement sous les semelles S2 et S3 pour l'essai 14.

Il est cependant nécessaire de comparer la pente et les déformations horizontales calculées au niveau des fondations de la structure pour les deux approches. Cela permet par

la suite de mettre en défaut le principe d'abstraction de l'Interaction Sol-Structure adopté dans l'approche utilisée par la profession.

4.6.2 Mouvements et déformations du sol en surface

Les déplacements horizontaux en surface pour les deux approches sont tracés sur la figure 4.47.

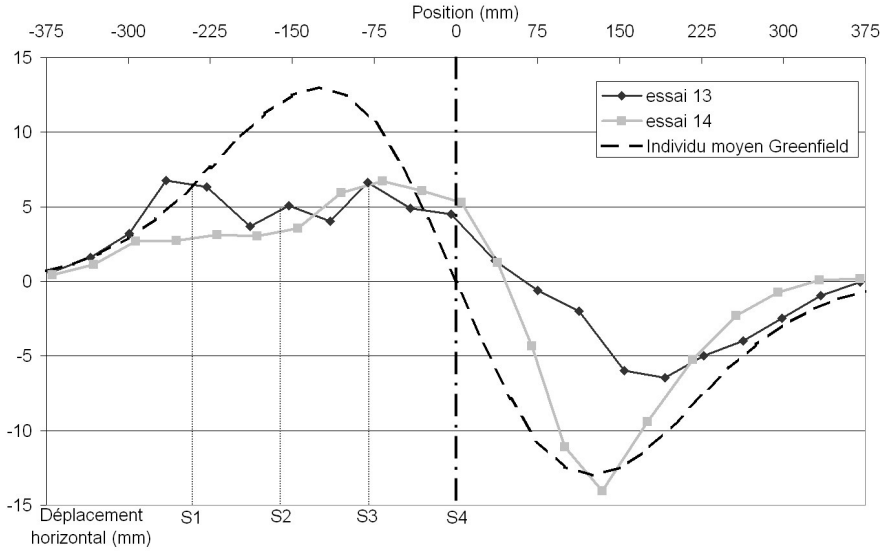


FIG. 4.47 – Comparaison des déplacements horizontaux

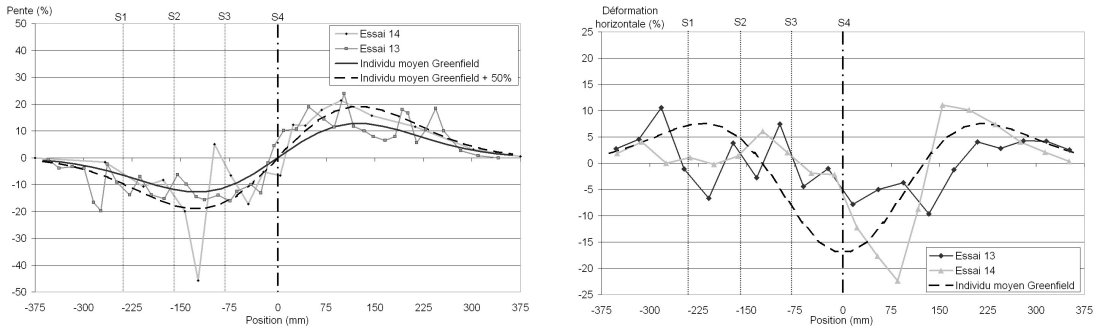
La partie droite des courbes présentent certaines similitudes : la forme générale est semblable et la valeur maximale de l'essai n°14 est très proche de celle déterminée pour l'individu moyen Greenfield. L'essai n°13 présente par contre une valeur maximale plus faible. Cela peut cependant être mis en relation avec les performances médiocres de la corrélation d'images numériques sur cet essai.

La partie gauche des courbes, où se situe la maquette de bâtiment, présentent des différences très marquées. En effet, la forme des deux courbes correspondant aux essais n°13 et 14 est plus étalée que celle de l'individu Greenfield. La zone d'influence est aussi plus étendue : à gauche de la structure la forme est la même, mais à droite de celle-ci le point de déplacement nul est décalé de 50 à 60 mm vers la droite. De plus, le déplacement maximum[4] des deux individus prenant en compte l'interaction sol-structure est largement inférieur à celui de l'individu moyen Greenfield, qui est de 13 mm. Cela représente une réduction proche de 50% de la valeur prévue par l'approche négligeant l'interaction sol-structure dans la détermination des mouvements du sol.

Les pentes et les déformations horizontales sont tracées sur la figure 4.48 pour les deux essais et l'individu moyen.

La pente correspondant à l'individu moyen Greenfield directement dérivée de la courbe d'affaissement sous-estime d'environ 50% la pente réelle observée lors des essais en

[4]Environ 6.7 mm pour les deux essais en partie gauche.



(a) La pente

(b) La déformation horizontale

FIG. 4.48 – Evolution de la pente et de la déformation horizontale le long de la surface

condition de terrain vierge. C'est pour cela que sur le graphe 4.48a figure aussi une courbe correspondant à la courbe empirique multipliée par un facteur de 1.5. Sur la partie droite du graphe, la courbe correspondant à l'individu moyen affecté du facteur 1.5 est très similaire aux deux courbes issues des essais n°13 et 14. La forme et l'amplitude obtenue sont très cohérentes. Par contre, sur la partie gauche du graphe, la courbe n°13 se situe entre les deux courbes correspondant à l'individu moyen Greenfield. Celle de l'essai n°14 apparaît mesurément perturbée par la présence de la structure, plus particulièrement entre les semelles S2 et S3. Cependant le reste de la courbe semble peu influencée par la présence de la structure.

La déformation horizontale est très perturbée par la présence de la structure, que ce soit pour l'essai n°13 ou 14. La partie gauche de la courbe est très affectée par le bâti, des zones théoriquement en tension passent en compression et inversement. La partie droite est moins affectée : très peu pour l'essai n°14, un peu plus pour l'essai n°13 avec une réduction de la partie en extension au delà de l'abcisse 180 au lieu de 140 théoriquement.

Il apparaît donc de manière évidente que la présence d'une structure en surface modifie de manière non négligeable les déplacements et les déformations du sol en surface. La partie suivante est consacrée à la comparaison des sollicitations perçues par la structure selon les deux approches.

4.6.3 Comportement de la structure

Les déformations et donc les efforts qui se développent au sein de la structure lors de la formation d'un fontis dépendent largement des mouvements et des déformations que le sol transmet à celle-ci. Au niveau de la maquette de bâti utilisée, il s'agit principalement des déplacements différentiels entre les semelles selon l'horizontale et la verticale, ainsi que des rotations des semelles. Le mouvement de corps rigide, composé de deux translations et d'une rotation dans l'approche bidimensionnelle n'est pas le générateur principal de contraintes. En effet, ce mouvement peut poser des problèmes au niveau des liaisons de la structure avec des éléments extérieurs tels les canalisations et branchements divers, il peut aussi perturber l'aspect fonctionnel de certaines parties, mais ce n'est pas lui qui se révèle de manière générale le plus critique pour l'ouvrage.

Les déformations horizontales et la courbure qui est liée à la variation de la pente, génèrent les efforts les plus importants. Pour cela, le tableau 4.23 récapitule les pentes et les déformations horizontales auxquelles sont soumises les trois travées pour l'individu moyen Greenfield et pour les deux essais n°13 et 14.

	PENTE			DÉFORMATION HORIZONTALE		
Travée	Greenfield	Essai 13	Essai 14	Greenfield	Essai 13	Essai 14
S1–S2	-9.1%	-14%	-13%	+7.0%	-1.7%	+0.6%
S2–S3	-12.3%	-12.5%	-9.6%	-0.9%	+2%	+4%
S3–S4	-6.2%	-9.1%	-10.4%	-13.9%	-2.8%	-1%
Structure	-9.2%	-11.9%	-11%	-2.6%	+0.9%	-1%

TAB. 4.23 – Pente et déformation horizontale au niveau de la structure pour l'individu moyen Greenfield et les deux essais n°13 et 14

Il apparaît que l'approche qui consiste à négliger l'interaction sol-structure a tendance à surestimer de manière quasi-systématique les déformations horizontales que la structure perçoit lors de l'apparition du fontis. Il semble donc que la raideur du bâti a tendance à diminuer les déformations que le sol est susceptible de lui transmettre.

Par contre, la pente qui affecte chaque travée est légèrement sous-évaluée par rapport à ce qui peut être observé lors des essais tenant compte de la présence d'une structure en surface. Le modèle de structure constitué sous CESAR-LCPC est alors utilisé pour comparer les efforts et les déformations engendrés dans les différents éléments de structure pour les deux approches.

Les déplacements des semelles utilisés pour représenter l'individu moyen Greenfield sont résumés dans le tableau 4.24.

Déplacement	Semelle 1	Semelle 2	Semelle 3	Semelle 4
Δx	+6.3 mm	+12 mm	+11.3 mm	0 mm
Δy	+22.4 mm	+15 mm	+5 mm	0 mm
$\Delta\theta$	5.9°	10.6°	9.9°	0°

TAB. 4.24 – Déplacements des semelles dans les trois directions correspondant à l'individu moyen Greenfield

Il est possible d'utiliser le modèle de structure réalisé sous CESAR-LCPC en lui imposant les déplacements dans les trois directions au niveau des semelles. Les efforts dans les différents éléments de structure sont récupérés. Il s'agit principalement du moment fléchissant M_z et de l'effort normal N. A partir de ces deux valeurs, il est possible de calculer les déformations sur les fibres extrêmes de l'élément en supposant un comportement élastique linéaire et que la théorie des poutres élancées est applicable (A priori licite car l'acier présente un comportement quasi-linéaire et l'élancement h/L de nos éléments de structure vaut approximativement $1/100$).

Dans un premier temps, les déformations obtenues par le modèle de structure sous CESAR-LCPC en considérant les déplacements des semelles de l'essai n°14 sont compa-

rées avec les déformations expérimentales mesurées après la rupture. Les déplacements des semelles de l'essai n°14 présentent une certaine incertitude liée à la méthode utilisée pour la mesure :

- Déplacement en x : il est déterminé grâce à l'imagerie numérique. Une certaine variabilité existant sous chaque semelle et l'imagerie numérique ayant montré certaines limites, il est considéré une incertitude de plus ou moins 1 mm sur le déplacement de chaque semelle.
- Rotation selon z : l'incertitude sur l'angle de rotation est important. En effet il est déterminé par lecture directe sur les clichés pris au cours d'un essai. La précision est donc dépendante de la résolution du cliché. Une semelle mesure environ 60 pixels de large et on considère que l'incertitude sur la position des deux extrémités est de 1 pixel (cf. figure 4.49). L'incertitude sur la rotation est alors de $\Delta\theta = atan(2/60) \simeq 2^\circ$
- Déplacement en y : l'incertitude sur ce déplacement présente deux sources. Il y a tout d'abord l'incertitude sur la mesure faite par le capteur LVDT, puis l'incertitude sur la mesure de la rotation selon l'axe z de la semelle. L'incertitude dûe à l'utilisation du capteur LVDT (très inférieure à 0,1 mm) est faible par rapport à celle liée à la rotation de la semelle. L'incertitude sur le déplacement en y est donc directement liée à celle sur la rotation comme étant $d \times tan(\Delta\theta)$ avec d la distance entre l'axe du capteur LVDT et le centre de la semelle et $\Delta\theta$ l'écart entre l'angle de rotation effectif et l'angle de rotation mesuré.

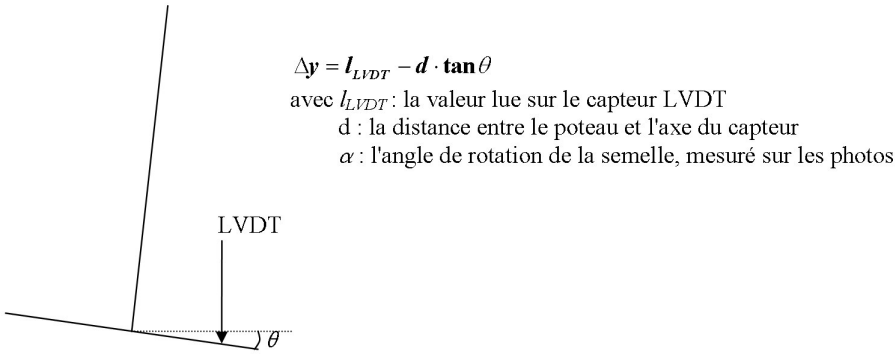


FIG. 4.49 – Schema de principe pour l'incertitude sur la rotation des semelles

Il est donc possible de déterminer pour chaque jauge un fuseau de déformations probable résultant des sollicitations appliquées sur les douze degrés de liberté pondérées par les incertitudes. Le résultat obtenu en appliquant les sollicitations issues de l'essai n°14 est tracé sur la figure 4.50 ainsi que les déformations mesurées lors de l'essai.

Les plages de valeurs "prédites" par le modèle numérique sous CESAR-LCPC sont très éloignées des valeurs mesurées. De manière générale, les différences sont de l'ordre d'un facteur 10 voire plus. Les déformations calculées sont très grandes par rapport à celles mesurées expérimentalement. On peut cependant constater que pour la quasi-totalité des valeurs, le signe de la déformation est le même. Seule la jauge A présente un signe opposé. Pour la jauge F, aucune mesure n'est disponible.

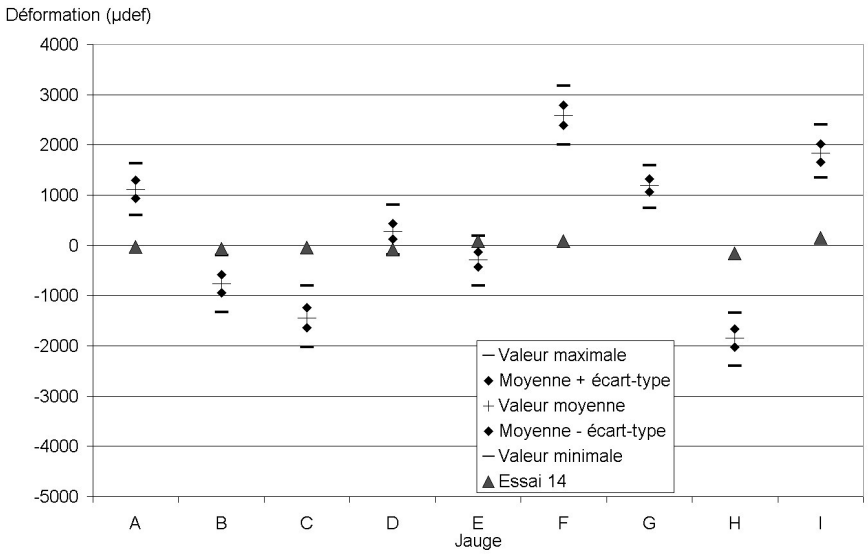


FIG. 4.50 – Comparaison des déformations calculées par CESAR et mesurées lors de l'essai 14

Les déformations calculées par CESAR à partir des déplacements des semelles de l'essai n°14 sont donc globalement de même signe que celles mesurées par les jauges de déformation. Le comportement est donc qualitativement semblable pour les deux approches. Cependant, la différence très importante au niveau des valeurs absolues laissent penser à une erreur de manipulation lors de l'acquisition des valeurs de déformation des jauges.

Différentes causes peuvent expliquer les déformations très importantes obtenues numériquement :

- La structure est idéalisée dans le modèle numérique. Les sections et les inerties sont considérées comme parfaitement connues et constantes en tous points du bâtiment. Or les différents éléments de poutre sont assemblés par brasure, ce qui doit introduire une raideur supplémentaire en certains endroits. Cette différence est peu ou pas visible lors de la validation du comportement de la structure sur le banc de test mais cela peut perturber les résultats sur des sollicitations plus complexes ou plus importantes.
- Le chargement est considéré parfaitement déterminé dans le modèle numérique. Or les charges peuvent être amenées à se déplacer légèrement lors de la rupture dans les essais expérimentaux.
- Initialement les conditions aux limites du modèle numérique de structure sont supposées identiques pour les quatres fondations. Or expérimentalement les semelles sont en contact avec le matériau analogique qui se déforme légèrement lors du chargement de la structure. Les fondations prennent alors une position et une inclinaison conditionnée par l'agencement des rouleaux en contact. Ceci est donc très variable d'un essai à l'autre et diffère en plus des simulations numériques.

Il est néanmoins possible d'effectuer les mêmes calculs en utilisant les déplacements déterminés pour l'individu moyen en condition de terrain vierge. Ceux-ci sont présentés dans le tableau 4.24. Les incertitudes correspondantes sont quasi identiques à celles uti-

lisées pour la simulation précédente. Ainsi l'incertitude sur le déplacement en x ou en y d'une semelle est de 1 mm, tandis que l'incertitude sur la rotation est de 2°. Par contre, l'incertitude sur y n'est plus reliée à celle sur la rotation car ces deux déplacements sont déterminés de manière indépendante. Les déformations obtenues sont tracées sur la figure 4.51.

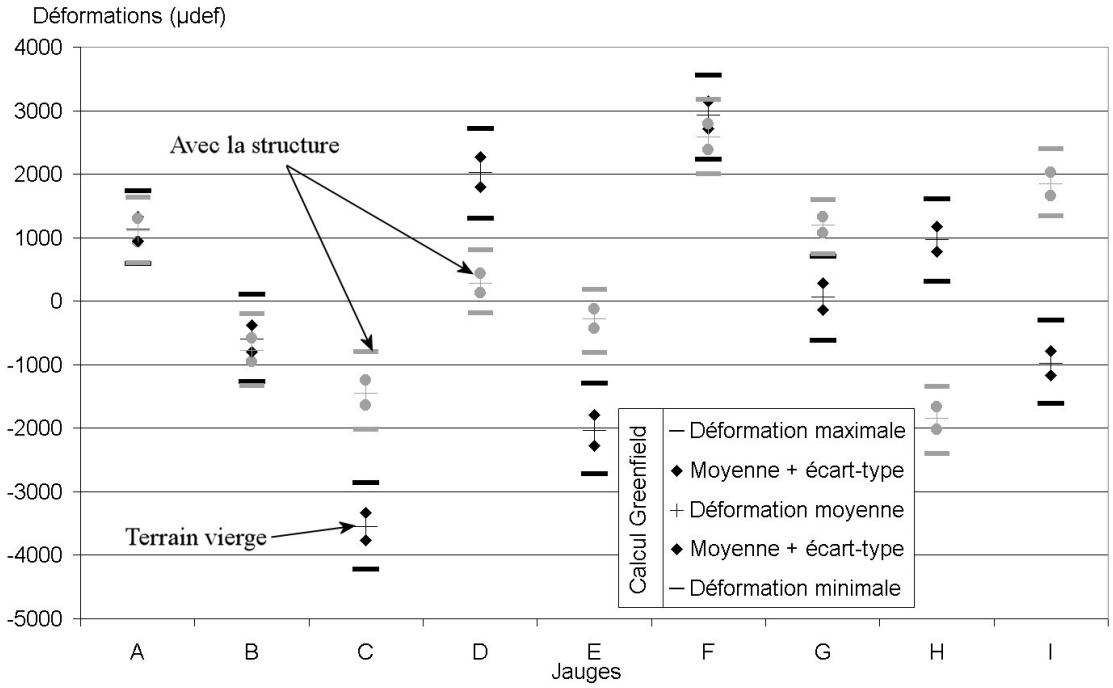


FIG. 4.51 – Fuseau de déformations obtenus pour la structure sous les déplacements obtenus pour l'essai expérimental en condition de terrain vierge

Les déformations qui ont été obtenues pour les déplacements déterminés en tenant compte de l'interaction sol-structure (essai n°14) sont aussi tracées (de couleur plus claire). Il apparaît ainsi que l'interaction sol-structure modifie les déformations sur certaines jauges mais pas sur d'autres. Leur positionnement est rappelé sur la figure 4.52.

Les jauges A, B et F présentent des plages de déformations identiques. Par contre, pour les jauges C, D et E, les déformations résultantes des déplacements en terrain vierge sont de même signe et bien plus importantes. Ce sont trois jauges qui sont localisées à proximité de l'intersection entre le poteau 2 et la poutre du rez-de-chaussée. La semelle S2 se voit appliquer un déplacement horizontal beaucoup plus important en considérant le cas terrain vierge qu'en prenant en compte l'interaction sol-structure. Les déplacements dans les deux autres directions étant similaires entre les deux approches, il semble donc que cette différence soit à l'origine des déformations plus importantes obtenus. Les jauges H et I, qui sont en vis-à-vis sur le poteau n°4 présentent des déformations de même amplitude entre les deux approches mais de signe opposé. Cela signifie que le moment résultant des sollicitations appliqués présente une action inverse d'un cas à l'autre. Le poteau a tendance à être écarté de la structure lorsque l'approche en terrain vierge est considéré, alors qu'il est ramené sous la structure en tenant compte de l'interaction sol-structure. Ce peut être du à un phénomène de mise en butée du sol qui ne peut pas se produire sans prendre

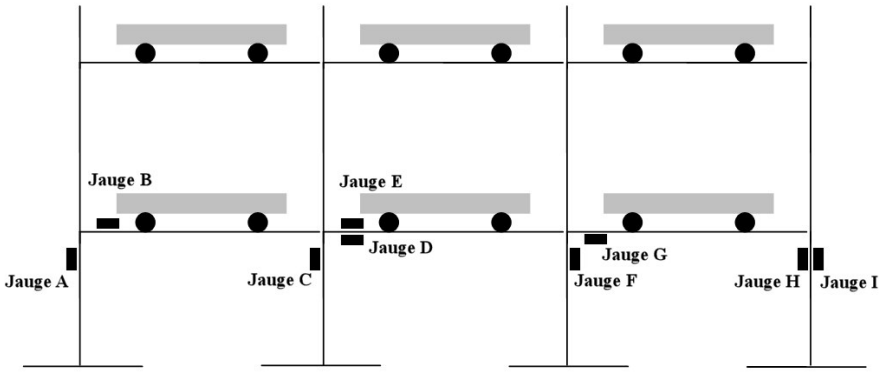


FIG. 4.52 – Positionnement des jauges de déformations

en compte l'interaction sol-structure.

Il apparaît donc que l'approche en terrain vierge n'est pas satisfaisante à plus d'un titre : certaines déformations au sein de la structure sont sur-évaluées, tandis que d'autres sont de signe opposé à ce qui est constaté lorsque l'on tient compte de l'interaction sol-structure. Cependant il n'est pas possible à l'heure actuelle de se prononcer plus précisément sur l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement de celle-ci. En effet, les écarts entre les déformations mesurées et les déformations calculées à partir des mouvements des semelles sont importants.

Il est donc nécessaire de réaliser une caractérisation plus appronfondie de la maquette expérimentale de structure afin d'expliquer l'origine de ces différences. De même, l'incertitude sur les déplacements des semelles est trop importante : le fuseau de déformations obtenu ne permet pas actuellement de se prononcer de manière quantitative sur la variation des déformations. Il est donc nécessaire d'améliorer le suivi des déplacements des semelles. L'imagerie numérique, bien que présentant certains atouts indéniables (souplesse d'utilisation, obtention du champ de déplacement, précision obtenue en conditions favorables) atteint ici ses limites lorsque l'incrément de déplacements entre deux clichés est trop important. L'utilisation de moyens de mesure plus traditionnel mais aussi plus complexe à mettre en œuvre semble donc la solution : par exemple, trois capteurs de déplacement sont nécessaires par semelle pour déterminer les trois composantes du déplacement.

Conclusion

Les résultats obtenus lors des campagnes expérimentales mettent en évidence l'intérêt de l'utilisation d'un matériau analogique rendu cohérent par l'intermédiaire d'une solution de colle aqueuse. Des configurations élaborées du recouvrement sont envisageables. Cela permet ainsi de réaliser des essais 1g procurant des résultats qualitatifs pertinents tout en conservant un coût modéré par rapport à d'autres types d'essais (vraie grandeur ou essais en centrifugeuse).

L'utilisation d'un modèle réduit expérimental permet de reproduire de manière satisfaisante la cinématique d'effondrement d'une cavité originellement stable et ceci de manière répétable. Une certaine variabilité est cependant observée. Résultante de la nature intrinsèque du matériau utilisé, elle trouve son pendant dans les matériaux naturels. L'utilisation d'un suivi des déformations par imagerie numérique permet de plus d'obtenir le champ de déformations dans tout le massif de sol ainsi que la cinématique de la rupture grâce à la caméra rapide.

Par ailleurs, les déplacements en surface peuvent être prédits de manière cohérente par une approche initialement destinée à la prédiction des mouvements de sol résultant de l'excavation d'un tunnel circulaire. Une estimation correcte de deux paramètres S_{max} et i est cependant nécessaire pour la qualité du résultat obtenu.

Lors d'essais en présence d'une maquette de structure simplifiée mais respectant néanmoins les aspects principaux des règles de similitudes, les phénomènes d'interaction sol-structure ont pu être étudiés. La principale modification porte sur les déplacements horizontaux du sol en surface. Le profil d'affaissement vertical semble en effet peu influencé par la présence d'une structure représentant une faible surcharge par rapport au poids du recouvrement. Les déplacements horizontaux sont beaucoup plus sensibles à la raideur relative de la structure et du sol.

Une analyse des déformations obtenues en un certain nombre de points de la structure permet de mettre en évidence la nécessité de prendre en compte l'interaction sol-structure lorsque l'on cherche à déterminer les déformations ou les efforts résultant de l'effondrement d'une cavité. De manière générale, les déformations apparaissent sur-évaluées lorsque l'hypothèse d'un comportement découplé du sol et de la structure est utilisé. En effet, les déformations observées lors des essais en présence de la structure sont supérieures en un seul endroit à celles déterminées en imposant les mouvements de sols déterminés en condition de terrain vierge à la structure.

En l'état actuel de nos connaissances, il n'est par contre pas possible de se prononcer sur l'aspect quantitatif des résultats obtenus.

Certaines perspectives sont envisagées à court puis moyen terme. Il s'agit tout d'abord de déterminer la cause de la différence d'ordre de grandeur entre les déformations mesurées expérimentalement et celles calculées par le modèle numérique. Cela passe par la réalisation d'un certain nombre d'essais de caractérisation sous conditions aux limites imposées. Ensuite, des améliorations sur le dispositif de mesure des déplacements des semelles sont nécessaires afin de suivre les déplacements absolus de celles-ci suivant ces trois degrès de liberté (deux translations et une rotation). Cela permettra des comparaisons plus fiables entre les déformations mesurées expérimentalement et celles calculées sur le modèle numérique.

A moyen terme, des études paramètriques portant sur l'influence de différents paramètres pourront être réalisées, tels que la position de la structure vis-à-vis de la cavité, l'épaisseur du recouvrement, ...

Deuxième partie

La Modélisation Numérique

Introduction

L'utilisation de l'outil numérique peut être un moyen très performant pour l'étude de phénomènes mécaniques complexes. Cependant il est 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 différentes existent pour la modélisation du comportement des sols en contact avec des éléments de structure : éléments finis, coefficients de réaction, différences finies, éléments distincts, ...

Afin de déterminer quelle approche serait la plus pertinente pour la modélisation du phénomène de fontis, un certain nombre d'études disponibles dans la littérature ont été présentées au chapitre 1.

Les objectifs de la modélisation sont tout d'abord présentés. Ils vont permettre de définir l'approche retenue, qui, utilisant la Méthode des Eléments Distincts couplée à FLAC, sera ensuite présentée. Pour finir, le couplage de deux codes de calcul sera introduit dans l'optique de faciliter la modélisation et l'analyse du phénomène "fontis".

Par la suite, le calage des paramètres du modèle par éléments distincts sera réalisé sur des essais biaxiaux uniquement pour les deux matériaux avec et sans cohésion. Ceci fait, des simulations **en aveugle** des essais expérimentaux en champ libre sont réalisées.

Finalement, la présence d'une structure en surface est représentée par l'intermédiaire d'éléments de structure FLAC avec un calage des paramètres correspondant. Des simulations en aveugle d'essais sol-structure sont ensuite menées.

Chapitre 5

Le modèle numérique

5.1 Objectifs recherchés et choix d'une approche

Le choix d'un outil numérique conditionne de manière importante les phénomènes qui pourront être modélisés et étudiés ainsi que la nature des résultats obtenus. La réciproque est bien entendu valable.

En se basant sur les essais expérimentaux réalisés dans les premières phases de ce projet, il est possible d'identifier les principaux phénomènes à analyser qui apparaissent comme primordiaux pour la modélisation d'un fontis. Il s'agit tout d'abord de pouvoir représenter au sein du même modèle un massif de sol constitué de différents bancs de matériaux et un bâtiment en surface.

Il est ensuite nécessaire que le code de calcul soit capable de représenter la ruine de la cavité et la chute de blocs au sein de celle-ci sans utilisation de fissurations prédéfinies. Ceci nous semble nécessaire car différents modes de rupture sont observés pour des configurations a priori identiques. Il n'est donc pas souhaitable d'orienter le mode de rupture par l'utilisation d'un schéma de discontinuités.

Finalement les déplacements en surface obtenus tout au long de la simulation doivent être accessibles. Ceci est exigé pour pouvoir comparer les résultats obtenus avec ceux issus des essais expérimentaux.

Ces différents objectifs limitent énormément les possibilités. La majeure partie des codes en EF et en DF ne sont pas capables de simuler l'apparition de fissurations importantes et la chute de blocs. Les codes analytiques ne permettent pas de déterminer l'évolution des déplacements en surface de manière fiable. Ils restent alors les approches de milieu discontinu telles que PFC et UDEC et les approches basées sur une double formulation : par exemple le code de calcul ELFEN basé sur les éléments finis et une formulation en éléments distincts. L'apparition de fractures dans un milieu initialement continu est prise en compte selon un critère de rupture. Un remaillage automatique est alors effectué pour prendre en compte l'apparition de la fracture : les blocs qui sont amenés à se détacher sont alors représentés par des éléments distincts.

Par analogie avec le matériau de Schneebeli, les approches basées sur la méthode des éléments distincts et plus particulièrement ceux de forme circulaire nous semblent plus adaptées. Le choix se porte alors sur le logiciel PFC^{2D}.

5.2 Présentation de PFC^{2D}

PFC est un logiciel commercial édité par Itasca Consulting Group. L'implémentation retenue de la méthode des éléments distincts repose sur des interactions inter-particules de type "soft contact". Le milieu granulaire est donc assimilé en 2D à un ensemble de particules circulaires indéformables (ou sphériques en 3D). Les contacts permettent une certaine interpénétration qui reste cependant faible par rapport à la dimension des particules. La théorie initiale vient de Cundall & Strack (1979).

D'autres approches théoriques existent pour la modélisation d'ensemble d'éléments indépendants. La géométrie des "particules" n'est pas nécessairement circulaire. Ce peut être des ellipsoides, des blocs quadrangulaires, ..., qui peuvent être déformables. De plus, les contacts peuvent être rigides, c'est à dire sans aucune interpénétration des particules.

Pour plus de détails sur les différentes implémentations, on pourra se reporter à la documentation des logiciels respectifs : UDEC, 3DEC, SDEC, YADE, ... Par ailleurs, des études proches du domaine minier employant la méthode des éléments distincts ont été réalisées par Piguet (1983), Ennour (1990).

PFC est basé sur l'application de trois principes fondamentaux : l'application des lois de mouvements, le respect des lois mécaniques qui relient déplacements et efforts au niveau des contacts et le respect des conditions de convergence pour la stabilité du schéma explicite utilisé pour résoudre le système.

5.2.1 Lois de mouvements

Les particules qui constituent le milieu granulaire sont bidimensionnelles et donc assimilables à un empilement de disques, ou de rouleaux, ce qui rend l'analogie avec le matériau de Schneebeli très intéressante par rapport aux essais expérimentaux décrits dans les chapitres précédents.

Une particule quelconque est caractérisée à tout instant par son rayon r, sa position x_i, sa vitesse en translation $\dot{x}_i$ et sa vitesse angulaire $\dot{\theta}$. Pour déterminer le déplacement au cours du temps des particules, une loi force-déplacement est appliqué sur chaque particule : c'est la deuxième loi de Newton (cf. equation 5.1).

$$\sum \vec{F} = m\vec{\alpha} \tag{5.1}$$

$$\sum \vec{M} = I_3\dot{\omega}_3 \tag{5.2}$$

avec :
- $\sum \vec{F}$: la somme des efforts s'appliquant sur la particule,
- m : la masse de la particule,
- $\vec{\alpha}$: l'accélération de la particule,
- $\sum \vec{M}$: la somme des moments aplliqués sur la particule,
- I_3 : le moment d'inertie selon la normale au plan *xy*,
- $\dot{\omega}_3$: l'accélération angulaire.

A un instant donné t, il est donc nécessaire d'établir la liste des contacts de chaque particule : lorsque la distance entre les centres de deux particules est inférieure à la somme de leur rayon. L'effort développé à chaque contact est fonction de la loi de contact (présentée par la suite). Connaissant la résultante des efforts sur chaque particule, il est possible de déterminer les trois composantes d'accélération selon le principe fondamental de la dynamique.

Les accélérations calculées sont supposées constantes sur un pas de temps de calcul Δt. La position des particules au temps $t + \Delta t$ peut donc être déterminée. Avec ces nouvelles positions, une nouvelle liste de contacts peut être établie pour chaque particule. Le cycle recommence jusqu'à l'obtention d'une condition d'arrêt. La figure 5.1 illustre le fonctionnement de cet algorithme de calcul.

La formulation en différences finies retenue permet de traiter très simplement des problèmes dynamiques dans lesquels le temps est une variable importante. Notre domaine d'étude ne prend pas en compte l'aspect temporel dans la modélisation. Le temps n'aura

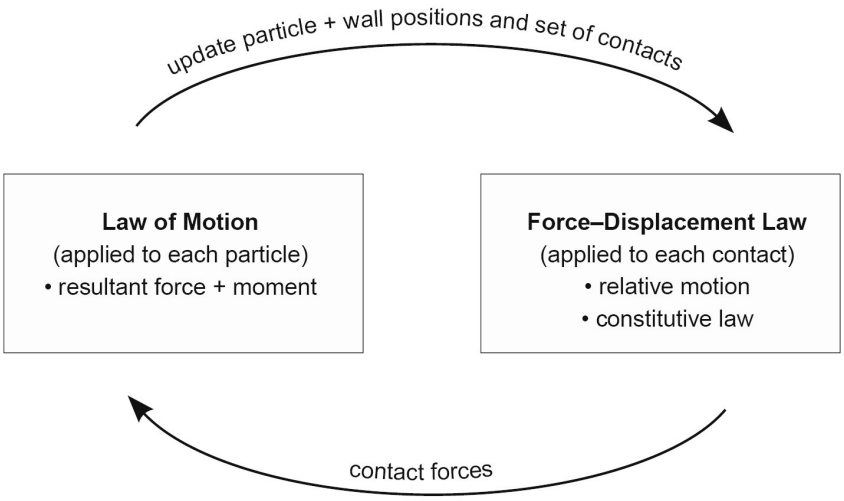


FIG. 5.1 – Cycle de base de l'algorithme utilisé par PFC (extrait de Itasca (2005b))

donc pas de sens particulier si ce n'est d'utiliser les itérations pour faire converger le modèle vers un état d'équilibre statique par l'utilisation d'un amortissement.

5.2.2 Lois de contact

Différentes lois de contact entre les particules sont implémentées dans PFC. Tout d'abord il y a la loi qui relie la raideur des contacts et les efforts qui s'y développent par l'intermédiaire des raideurs normales et tangentielles des particules, puis une loi de frottement de Coulomb via l'angle de frottement interne μ_s et pour finir deux lois de contacts cohésifs.

Pour mémoire, il est aussi possible de développer ses propres lois de contact par l'intermédiaire de l'option supplémentaire UDM : User Defined Model.

5.2.2.1 Lois raideur–effort

Le principe de l'approche *soft contact* est d'utiliser des particules rigides mais d'autoriser une certaine interpénétation au niveau du contact : d_n. En effet, comme il est extrêmement complexe de déterminer la déformée de deux particules en contact, celle-ci est donc prise en compte de manière globale par ce biais. La composante normale f_n de la force est proportionnelle à la valeur de cette interpénétration. De plus, si le coefficient de frottement n'est pas nul, la force de contact présente alors une composante tangentielle f_s qui est fonction du déplacement tangentiel relatif d_s.

Ces deux relations permettent le calcul des efforts nécessaires pour l'application de l'équation fondamentale de la dynamique dans la partie précédente. Les deux lois de contact les plus couramment utilisées sont présentées ci-après.

Contact à raideur constante : le contact est ici assimilé à deux ressorts de raideurs constantes (cf. figure 5.2). L'effort normal est défini par :

$$f_n = K_n \times d_n \tag{5.3}$$

avec

$$K_n = \frac{k_n^{[A]} \cdot k_n^{[B]}}{k_n^{[A]} + k_n^{[B]}} \tag{5.4}$$

tandis que l'effort tangentiel est déterminé de manière incrémentale à chaque pas de temps en fonction de l'incrément Δd_s selon :

$$\Delta f_s = K_s \times \Delta d_s \tag{5.5}$$

avec

$$K_s = \frac{k_s^{[A]} \cdot k_s^{[B]}}{k_s^{[A]} + k_s^{[B]}} \tag{5.6}$$

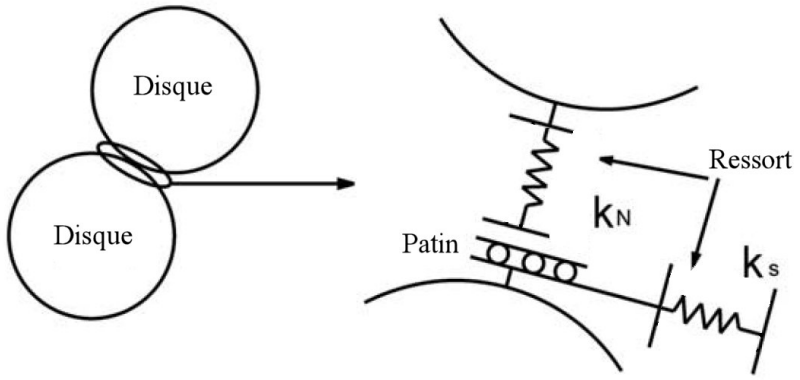


FIG. 5.2 – Modèle de contact linéaire

Contact de Hertz-Mindlin : la loi de contact de Hertz-Mindlin est une relation non-linéaire basée sur la théorie de Mindlin & Deresiewicz (1953). L'inter-pénétration de deux sphères élastiques de rayon r est exprimée en fonction des paramètres du contact K_n et k_s. Ces paramètres sont eux-mêmes calculés en fonction du module de cisaillement G et du coefficient de Poisson ν du matériau qui constitue les particules. Les raideurs normale et tangentielle du contact sont exprimées par :

$$K_n = \frac{2 \times G \cdot \sqrt{2r}}{3(1-\nu)} \sqrt{d_n} \tag{5.7}$$

$$k_s = \frac{2 \cdot \left(G^2 \times 3 \cdot (1-\nu) \cdot r\right)^{1/3}}{2-\nu} \times |f_n|^{1/3} \tag{5.8}$$

Cette définition du comportement du contact est coûteuse en terme de temps de calcul car les raideurs doivent être actualisées à chaque pas de temps pour tenir compte des déplacements relatifs des particules. Cundall (1988) montra que les lois de raideurs constantes, plus légères à utiliser, permettent d'obtenir un comportement équivalent à l'échelle macroscopique.

5.2.2.2 Modèle de glissement

Une loi de frottement de Coulomb permet de définir la résistance des contacts pour les matériaux purement pulvérulents. Ainsi, la force tangentielle calculée selon la loi de "Soft Contact" est plafonnée à une valeur dépendante de l'effort normal suivant l'équation 5.9.

$$|f_s| \leq f_n \tan(\mu_s) \tag{5.9}$$

avec μ_s l'angle de frottement intergranulaire.

Si aucun comportement adhésif n'a été spécifié, f_n est donc positif ou nul. Si le contact entre deux grains est rompu, plus aucun effort ne s'exerce entre eux.

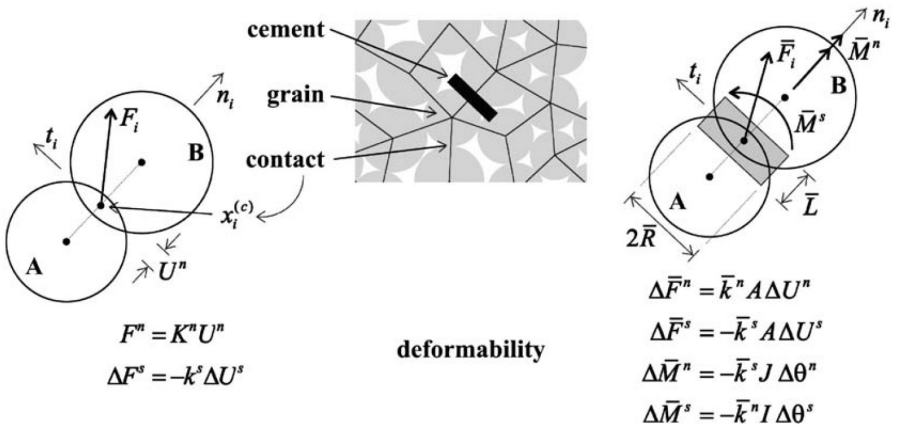
5.2.2.3 Modèles de liaisonnement

Un comportement cohésif peut aussi être spécifié au niveau d'un contact. Ce liaisonnement présente une résistance à la traction c_n et une résistance au cisaillement c_s qui se substitue alors au frottement. Deux types de liaisonnement existent dans PFC : les *Contact Bond* et les *Parallel Bond*. Les premiers fonctionnent exactement comme présenté ci-dessous.

Une résistance limite est définie pour les deux directions de sollicitations et le liaisonnement subsiste tant que l'une des deux limites n'est pas dépassée. Par contre, la rotation des particules l'une par rapport à l'autre reste permise. Si l'une de ces deux limites est dépassée, la liaison est détruite : il n'y a donc plus de cohésion entre les deux particules. Deux cas sont alors possibles : soit il n'y a plus de contact entre les deux particules et celles-ci évoluent alors indépendamment, soit elles sont encore en contact et les lois de contact initiales s'appliquent à nouveau. Le frottement intergranulaire reprend aussitôt effet et μ_s définit la résistance au cisaillement comme vu précédemment (modèle de glissement).

Le second type de liaisonnement est plus particulier. Il permet en effet de représenter une cimentation du contact entre les deux particules. En plus de reprendre un effort normal et un effort tangentiel, ce liaisonnement permet de mobiliser un moment vis-à-vis de la rotation relative des deux particules. Cinq paramètres sont alors nécessaires : c_n et c_s les limites d'efforts, r_b le rayon du liaisonnement, k_n^b et k_s^b les raideurs normales et tangentielles du *Parallel Bond*.

Pour mémoire, il existe un troisième type de liaisonnement dans PFC : les clumps. Il s'agit de constituer des assemblages indéformables de particules, sans valeur limite pour les efforts internes. Le but est donc plus particulièrement de constituer des macro-particules de géométrie plus complexe formées de plusieurs particules cylindriques (cf. Claquin 2003 et la figure 5.4).



a) Contact Bond b) Parallel Bond

FIG. 5.3 – Schéma des deux types de liaisonnement (Potyondy & Cundall 2004)

5.2.3 Conditions de convergence

La formulation explicite en temps de l'approche retenue requiert quelques conditions pour s'assurer de la convergence d'un calcul réalisé à l'aide de cette approche.

5.2.3.1 Pas de temps critique

La résolution du calcul est basée sur la loi du mouvement. Cette loi est intégrée en utilisant la procédure des Différences Finies basée sur un pas de temps Δt La convergence de la simulation vers une solution stable est donc conditionnée par la valeur du pas de temps utilisé Δt.

Un pas de temps critique $\Delta t_{critique}$ est calculé pour chaque cycle afin de déterminer le pas de temps maximal pour l'état présent. La notion retenue est que l'*onde numérique* doit être plus rapide que l'onde de propagation du phénomène physique modélisé. Pour cela, la période propre de chaque particule est calculée pour chacun de ces degrés de liberté, en supposant ceux-ci indépendants. Le pas de temps critique est alors égal à une fraction de la plus petite période propre obtenue parmi l'ensemble des particules. L'équation 5.10 présente l'expression mathématique retenue.

$$\Delta t_{critique} = S_{factor} \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{m/k^{trans}} \\ \sqrt{I/k^{rot}} \end{array} \right. \tag{5.10}$$

avec S_{factor} le facteur de sécurité retenu, m et I la masse et le moment d'intertie de la particule, k^{trans} et k^{rot} les raideurs de translation et de rotation.

5.2.3.2 Amortissement non-visqueux

Un amortissement non-visqueux est introduit dans la modélisation par le biais d'une force d'amortissement au niveau de l'équilibre dynamique. Son but est multiple. Tout d'abord, cela permet d'atteindre un état stable en un nombre de cycles raisonnable. C'est particulièrement utile lors de calculs quasi-statique réalisés par ce code principalement

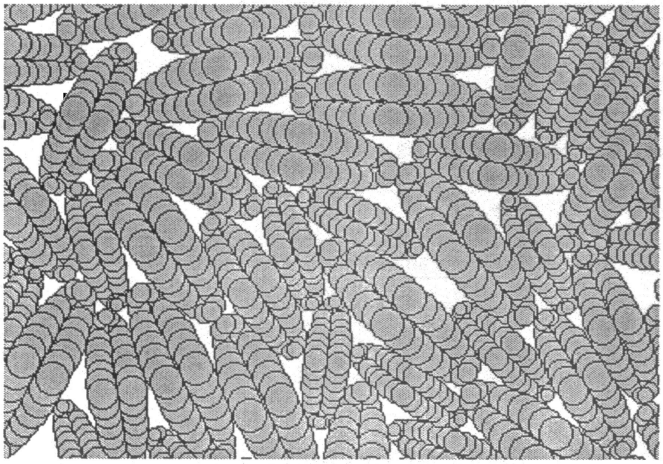


FIG. 5.4 – Utilisation de clump pour créer des macro-particules de forme arbitraire (ici des ellipsoïdes) par Claquin (2003)

basé sur des considérations dynamiques. Ensuite, lorsque ne subsistent plus que des ondes de faibles amplitudes au sein de l'assemblage, le milieu se comporte de manière purement élastique. Aucune énergie n'est donc dissipée par frottement. En l'état, les ondes seraient alors piégées indéfiniment. Ce problème, qui perturbe la résolution est donc compensé par cet amortissement. Cundall (1987) décrit le principe retenu.

Concrètement, lorsque la résultante des efforts dans une direction donnée est motrice, elle est multipliée par $1 - D_a$. Dans le cas contraire (la résultante des efforts s'oppose au mouvement), elle est multipliée par $1 + D_a$. D_a est le coefficient d'amortissement, adimensionnel qui varie entre 0 et 1.

Comme l'amortissement non-visqueux n'est pas un paramètre du modèle physique, il est nécessaire de s'assurer qu'il n'influence pas le résultat des simulations (cf. Chareyre 2003).

5.2.3.3 Conditions d'utilisation

L'ensemble de ces lois de comportements (de contact, de frottement et de cohésion) sont donc définies de manière locale, particule par particule. Cependant le passage de ces micro-paramètres (k_n, k_s, μ_s et les paramètres de cohésion pour ne citer que ceux ayant trait au comportement mécanique) au comportement global de l'ensemble des particules n'est absolument pas direct. Il est nécessaire de réaliser un certain nombre d'essais pour caler les paramètres micro et ainsi obtenir les caractéristiques mesurées lors des essais sur la matériau de Schneebeli. La nature des essais dépend du phénomène étudié, ce sera l'objet du chapitre 6 page 221.

Après ce premier inconvénient inhérent à la formulation en éléments distincts de l'approche, une seconde caractéristique de la MED impose quelques limites. Le nombre de particules est assez vite limitatif par l'accroissement important du temps de calcul. En effet comme le montre Caudron (2003) dans son étude sur la modélisation bidimensionnelle d'un fontis par le logiciel PFC^{2D}, le temps de calcul nécessaire à la simulation de

la remontée d'un affaissement en surface dans un milieu purement pulvérulent composé d'environ 25000 particules est supérieur à six semaines sur un ordinateur standard[1]. Il apparaît donc assez délicat de réaliser un nombre conséquent de modélisations nécessitant un temps de calcul si important.

5.3 Choix d'une modélisation couplée

Il a donc été choisi de suivre une voie déjà explorée dans le monde des simulations numériques : le couplage de deux codes de calcul employant des approches différentes. Un code de calcul utilisant une approche de type milieu continu est donc utilisé en zone de faibles déplacements tandis que les zones qui seront sujettes à des déplacements importants ou à de la rupture seront représentées par la méthode des éléments distincts.

Le logiciel PFC présente la faculté de pouvoir échanger des données avec une autre application par le biais d'une connection Socket[2]. Itasca développant d'autres logiciels de modélisations appliqués à la géotechnique tel que FLAC, UDEC, 3DEC, FLAC-Slope, ..., c'est donc tout naturellement que le choix s'est orienté vers $FLAC^{2D}$ qui peut communiquer avec PFC^{2D}.

C'est à ce jour la solution qui semble la plus aboutie en terme de fonctionnement et de capacité de couplage entre une géométrie maillée en tant que milieu continu et un ensemble de particules.

5.4 Présentation du couplage

Le logiciel $FLAC^{2D}$ sera tout d'abord présenté. Puis le schéma de base du fonctionnement du couplage sera abordé et illustré par l'exemple utilisé par Itasca. Pour finir, les modifications nécessaires à l'application du couplage à notre modèle seront abordées.

5.4.1 Présentation de FLAC

Le code de calcul FLAC est disponible pour la résolution de problèmes tant bidimensionnels que tridimensionnels dans un milieu continu. Le programme est basé sur une formulation en différences finies avec un schéma de résolution explicite. Les tenseurs de contraintes et de déformations sont donc **calculés** en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de construire puis de stocker la matrice de rigidité globale. Les tenseurs des contraintes et des déformations peuvent être ensuite déterminés en tout point du massif par **interpolation**. La formulation numérique utilisée est appelée *méthode des éléments lagrangiens* (Billaux & Cundall 1993).

Cette formulation est appelée *Lagrangienne* car les coordonnées des noeuds sont réactualisées à chaque pas de temps. Le maillage se déforme donc avec le matériau qu'il représente. C'est donc l'opposé de la formulation *Eulérienne*, pour laquelle le maillage reste immobile.

[1]Pentium 4 avec une fréquence d'horloge de 2.4GHz équipé de 1 Go de mémoire vive.
[2]Type de connection réseau.

5.4.1.1 Schéma de résolution explicite

Le schéma de résolution explicite utilisé et appliqué à la formulation en différences finies n'est pas courant. L'algorithme utilisé est directement conçu pour permettre la résolution de problèmes dynamiques sans modifications supplémentaires. Un problème statique sera résolu de la même manière, le temps n'ayant alors plus d'importance. Le déséquilibre introduit en une zone va se propager sous forme d'une onde à l'ensemble du massif. Le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique car même les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas, contrairement à un schéma implicite qui nécessite que l'on démontre que l'aspect physique est correct.

La séquence de calcul générale est illustrée sur la figure 5.5. Les variables à traiter sont actualisées au début de chaque cycle de calcul. Elles restent constantes durant un cycle complet, puis seront à nouveau actualisés au début du cycle suivant. Ceci est le principe de base de la résolution explicite. Il n'y a pas d'influence arrière (le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas celles calculées à l'étape précédente). C'est le principe qui explique la nécessité que l'onde de calcul soit plus rapide que l'onde du phénomène physique. Le pas de temps utilisé doit donc être suffisamment petit.

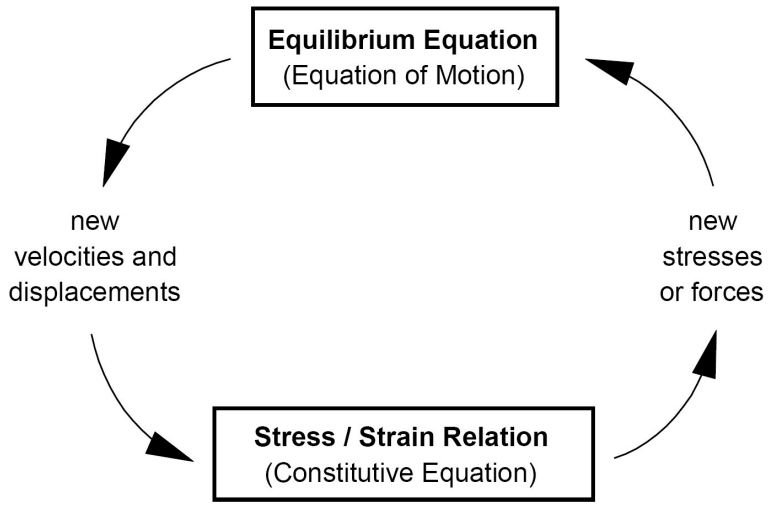


FIG. 5.5 – Séquence de calcul générale (extrait de Itasca (2005a))

Les équations de mouvement sont utilisées pour calculer les nouvelles vitesses à partir des contraintes et des efforts en jeu. Ces vitesses servent ensuite à déterminer de nouveaux déplacements qui vont déformer le maillage. Les taux de déformations $\dot{e}_{ij}$ sont ensuite déduits et sont utilisés par la loi de comportement du matériau pour déterminer les nouvelles contraintes. Un nouveau cycle de calcul peut alors commencer.

L'utilisation d'un tel schéma présente donc certains avantages et inconvénients vis-à-vis d'autres méthodes largement utilisées, tel que les éléments finis avec un schéma implicite. Les deux principaux avantages sont la disponibilité immédiate des contraintes à partir des déformations et le fait que l'utilisation d'un modèle rhéologique complexe ne nécessite que peu de charge de calcul supplémentaire.

A l'opposé, l'utilisation d'un pas de calcul trop petit impose de réaliser un grand nombre de cycles de calcul, ceci même dans le cas d'un problème en élasticité par exemple. Le domaine d'application préférentiel d'un schéma explicite porte donc sur les systèmes présentant des non-linéarités, de grandes déformation, ...

5.4.1.2 Maillage en différences finies

La formulation en différences finies correspond à l'étape du passage du problème continu à la discrétisation. Le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, ceux-ci étant divisés en deux paires d'éléments triangulaires. Ces éléments présentent une déformation uniforme. Ainsi, la force exercée sur un noeud est la moyenne des forces sur les deux paires de triangles, ce qui permet de garantir une réponse symétrique à un chargement symétrique. La figure 5.6 illustre les différents niveaux de la discrétisation utilisée.

Les détails de la formulation mathématique utilisée pour cette discrétisation ne seront pas présentés dans ce travail. Le lecteur est encouragé à se reporter à la documentation de FLAC et à l'abondante littérature consacrée à ce sujet pour plus d'informations

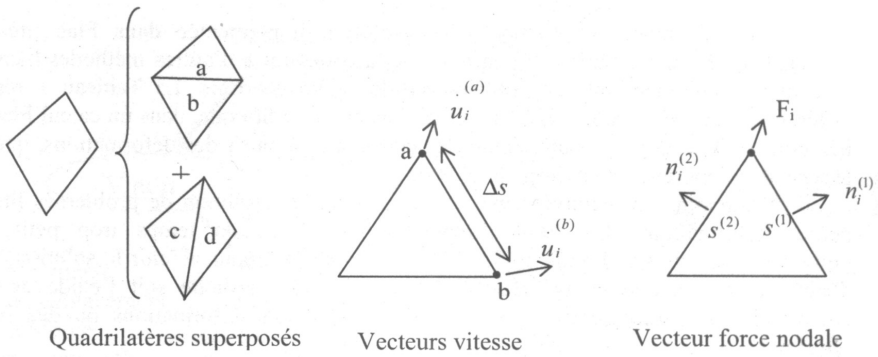


FIG. 5.6 – Schéma de discrétisation mixte dans FLAC (extrait de Itasca (2005a))

Un certain nombre de modèles rhéologiques sont implémentés dans FLAC. On peut lister de manière non-exhaustive : élastique linéaire, élastique non linéaire, Mohr-Coulomb, Hoek&Brown, Cam Clay ...Il est de plus possible d'implémenter son propre modèle rhéologique par l'intermédiaire de l'option UDM[3].

D'autres raffinements sont disponibles tel que des éléments d'interface qui permettent de modéliser des failles, des plans de rupture, des joints de stratification. Des éléments de structure (cable, poutre, pieux, ...) sont aussi accessibles afin de représenter la présence de géosynthétiques, d'inclusions rigides destinées à améliorer les sols, de construction souterraines ou en surface, *etc*.

Les principes théoriques de base de FLAC étant présentés ainsi que les principales fonctionnalités, le fonctionnement du couplage avec PFC peut être abordé.

[3]User Defined Model.

5.4.2 Présentation du schéma de base du couplage

Les principes de base de fonctionnement du couplage FLAC–PFC sont relativement simples. En laissant de côté les diverses considérations techniques, le principe utilisé est le suivant. Le temps du couplage, Flac présentera un comportement esclave de PFC. C'est donc celui-ci qui sera totalement meneur de la simulation.

Le maillage FLAC est créé avec la géométrie voulue. Les régions qui seront modélisées par la méthode des éléments distincts sont annulées. Les différentes arêtes qui délimitent cette zone vont alors servir d'éléments frontières permettant ainsi de satisfaire aux deux conditions principales : la continuité du champ de déformations au niveau de l'interface et la continuité du champ de contraintes.

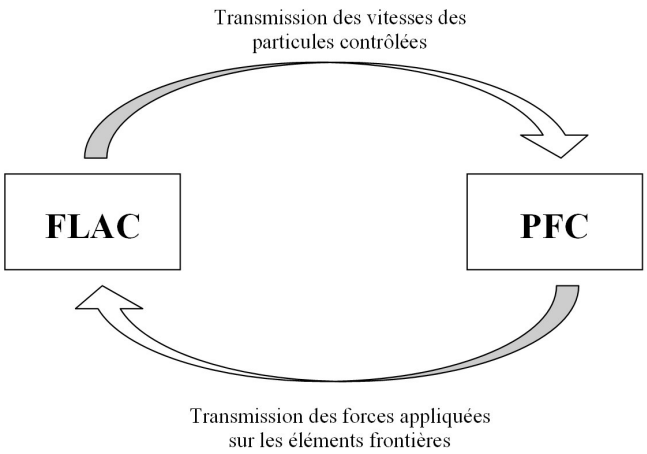


FIG. 5.7 – Schéma des transmissions d'informations entre FLAC et PFC

Au niveau de ces éléments, un certain nombre de particules vont venir en contact. Les efforts que ces particules vont appliquer sur les éléments frontières sont envoyés à FLAC, qui va en retour renvoyer les vitesses de déplacement de ces particules à PFC.

La réalisation d'un cycle de calcul s'effectue de manière synchrone pour les deux logiciels. PFC reçoit les vitesses des particules en contact avec les éléments frontières, réalise ensuite la mise à jour des déplacements des particules, détermine les nouvelles forces au niveau des contacts puis envoie les forces des particules en contact avec les éléments frontières à FLAC. Celui-ci peut alors réaliser un nouveau cycle de calcul. Il est nécessaire que le pas de temps soit identique dans les deux logiciels. Ceci est réalisé par le biais d'une approche quasi-statique : le pas de temps est alors égal à l'unité (option *static* dans FLAC et option *density scaling* dans PFC). Pour réaliser cela, la masse inertielle de chaque particule est modifiée au début de chaque cycle afin de satisfaire le critère de stabilité avec un pas de temps valant l'unité.

Si nécessaire, les deux codes peuvent être utilisés avec l'option dynamique en imposant le même pas de temps.

L'exemple de base utilisé par Potyondy (2003) illustre le fonctionnement du couplage par le biais d'un ensemble de particules enchassées dans un maillage FLAC comme illustré sur la figure 5.9. Un état de contrainte initial présentant une valeur de 100 MPa en compression selon l'axe vertical yy' et de 50 MPa en compression selon l'axe horizon-

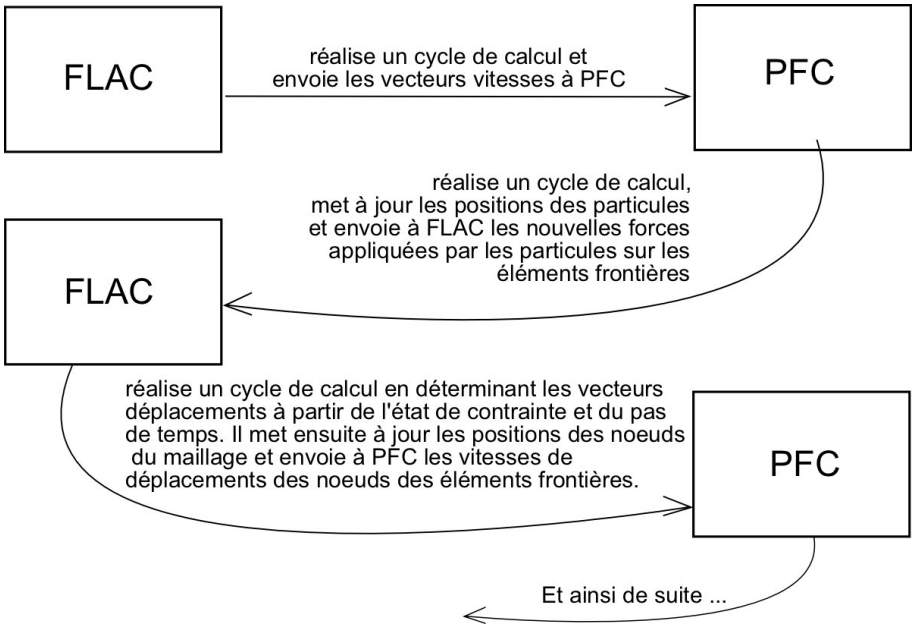
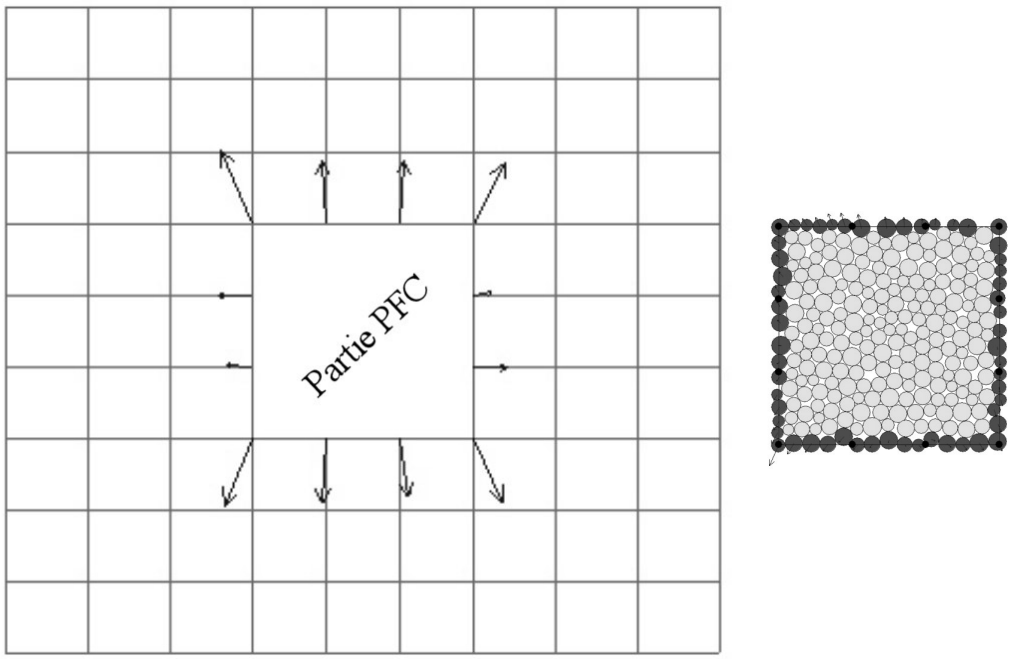


FIG. 5.8 – Présentation schématique de la réalisation d'un cycle de calcul couplé

tal xx' est mis en place dans le modèle PFC. Un état de contrainte initial isotrope de 10 MPa est installé dans la partie FLAC. Le système n'est donc pas à l'équilibre statique. L'inclusion représentée par PFC se retrouve alors en phase d'expansion (cf. figure 5.9).



(a) Partie FLAC (b) Partie PFC

FIG. 5.9 – Captures FLAC et PFC du cas d'exemple du couplage (extrait de Potyondy (2003))

5.4.3 Mise en place du couplage

La mise en place du couplage doit respecter un ordre assez précis afin de s'assurer de son bon fonctionnement. Dans FLAC, on appelle le fichier de base de la simulation FLAC, qui va conduire la totalité de l'essai. Ce fichier ne contient pas la partie PFC. Dans PFC, le fichier de base afférent à PFC est appelé. Il va piloter la totalité de l'essai. FLAC est placé en mode serveur et attend la connection d'un client "PFC" pour débuter le couplage. PFC restaure le massif de particules préparé en amont et se connecte ensuite à FLAC en tant que client. A partir de là, FLAC fonctionnera en tant qu'esclave et PFC en tant que maître. Le maillage FLAC est créé selon la géométrie voulue. Ensuite la liste des éléments frontières est créée et les informations les concernant sont envoyées à PFC par le biais de la connection. PFC, ayant reçu les caractéristiques des parties communes, détermine la liste des particules en contact avec ces éléments. Ces particules deviennent alors asservies : leur déplacement dépendra du déplacement de l'élément frontière en contact.

Une fois ceci fait, FLAC se met en attente d'ordres en provenance de PFC pour poursuivre. Le nombre de cycles de calcul à effectuer est imposé a priori par l'utilisateur. PFC transmet à FLAC ce nombre de cycles et ordonne ensuite à FLAC de commencer à cycler.

FLAC réalise un cycle de calcul (état de contrainte, vecteur vitesse puis mise à jour des positions des noeuds) à partir des conditions initiales puis envoie les vecteurs vitesse de chaque particule à PFC. PFC peut alors réaliser un cycle de calcul, actualise les positions des particules et renvoie à FLAC les nouvelles forces appliquées par les particules sur les éléments frontières.

FLAC détermine le nouveau champ de contraintes en tenant compte des efforts appliqués par les particules, puis calcule les vecteurs vitesse pour chaque noeud. Il met à jour la position des noeuds et envoie à PFC les vecteurs vitesse des particules asservies. Le schéma de fonctionnement est à présent établi et se poursuivra jusqu'à son point d'arrêt : jusqu'à l'obtention des N cycles demandés dans le fichier PFC.

Ensuite PFC transmet à FLAC l'information précisant que cette phase de couplage est terminée. FLAC et PFC effectuent alors certaines opérations en provenance de leur fichier pilote respectif jusqu'à la prochaine phase de couplage ou la fin de la simulation.

Le fonctionnement théorique du couplage est présenté plus en détail dans Caudron et al. (2006), ne seront donc introduit que les éléments principaux.

5.4.4 Présentation du modèle couplé FLAC–PFC

Nous avons travaillé la représentation du modèle physique à l'aide des procédures de couplage décrite ci-avant.

Il est nécessaire d'adapter la géométrie du maillage à nos besoins. Schématiquement, la figure 5.10 présente la géométrie retenue du modèle. L'ensemble des zones qui ne seront sujettes qu'à de faibles déplacements sont représentées avec FLAC. Il s'agit principalement de toute la partie en dessous du toit de la cavité, et des deux zones du recouvrement qui composent les bords du modèle. La majeure partie du recouvrement, centré sur la cavité, est modélisé par un assemblage de particules sous PFC. Cela permet donc de respecter au mieux le fonctionnemet du modèle expérimental tout en n'utilisant qu'un nombre

réduit de particules : proche de 11000 pour une hauteur de recouvrement de 300 mm.

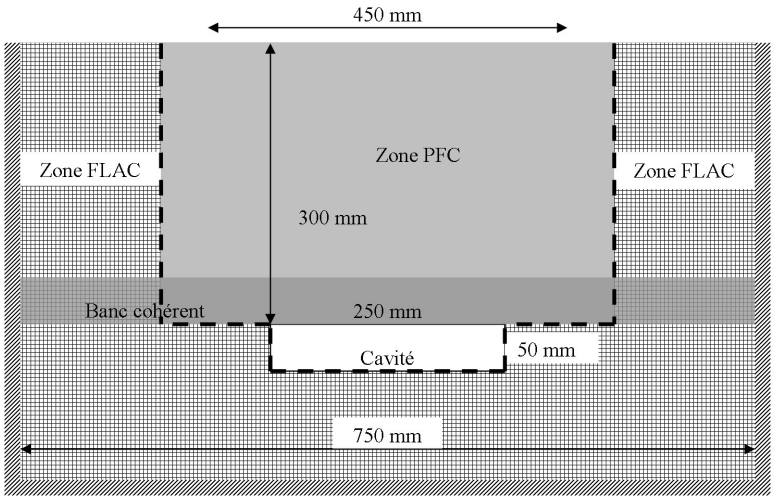


FIG. 5.10 – Coupe schématique des zones modélisées par FLAC et PFC et situation des éléments frontières

Ensuite la reconnaissance automatique de l'apparition de nouveaux contacts entre des particules et des éléments frontières n'est pas implémentée dans les procédures de base fournies par Itasca. Il est donc nécessaire de pallier cela. De même, la création de la cavité nécessite de pouvoir modifier en cours de calcul la géométrie du maillage FLAC et des éléments frontières. Finalement une procédure permettant d'automatiser la création de la cavité en respectant la stabilisation des déplacements entre chaque étape est mise au point de manière à reproduire la procédure utilisée expérimentalement. Ces améliorations concernent aussi bien le cas terrain vierge que les essais en présence de la structure.

Certaines modifications ne concernent par contre que le cas en présence de la structure en surface. Il s'agit principalement de la modélisation de celle-ci et de l'interfaçage des semelles avec le reste du modèle qui peut être constitué de zones FLAC ou de particules PFC.

5.5 Améliorations des procédures de couplage

5.5.1 Reconnaissance automatique de l'apparition de nouveaux contacts

Comme abordé précédemment avec le schéma de base du couplage proposé par Itasca, il n'y a pas de modifications au niveau des contacts entre les éléments frontières et les particules concernées. De plus, le nombre de cycles à réaliser étant imposé au début d'une phase de calcul couplé, il n'est pas possible en l'état de l'abréger si une nouvelle particule entre en contact avec un élément frontière. La particule ne reconnaît donc pas la présence d'un obstacle et poursuit son chemin au travers du maillage FLAC sans modification.

Différentes solutions seraient envisageables pour implémenter une reconnaissance automatique de l'apparition d'un nouveau contact. Supposons par exemple que l'utilisateur souhaite réaliser 100000 cycles. Il est nécessaire que ces cent-mille cycles soient découpés automatiquement en petits paquets avec l'exécution répétée d'une procédure de mise à jour de la liste des particules asservies.

Une fonction Fish[4] détermine initialement la vitesse maximale sur l'ensemble des particules. Le programme peut alors déterminer le nombre maximum de cycles de calcul qui peut être réalisés de telle manière que la particule présentant la vitesse la plus grande ne pourra pas se déplacer d'une distance trop importante durant ce nombre de cycles. La distance limite doit être choisie telle qu'une particule ne puisse pas entrer en contact de manière trop importante avec un élément frontière. Un indice de base consiste à prendre un pourcentage du diamètre de la plus petite particule du modèle :

$$n_{max} = \frac{\omega D_{min}}{V_{max}} \tag{5.11}$$

avec ω le ratio vis-à-vis du diamètre, D_{min} le diamètre minimal dans le modèle et V_{max} la vitesse maximale des particules à l'instant considéré. La figure 5.11 illustre de manière synthétique le principe retenu.

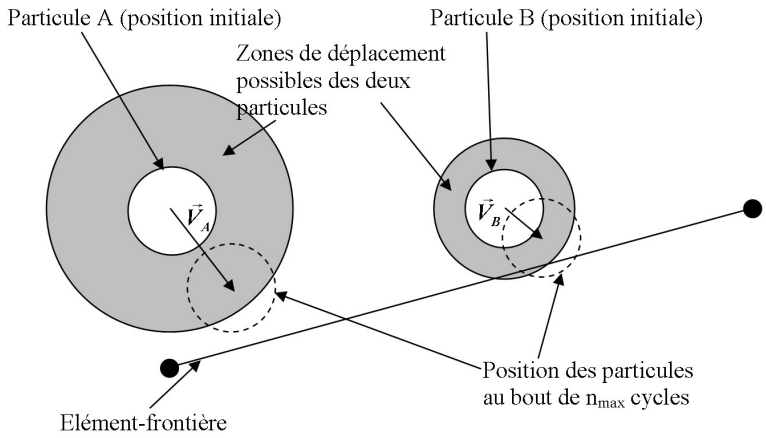


FIG. 5.11 – Schéma de la démarche retenue pour le calcul de n_{max}

[4]Language de programmation intégré dans les logiciels d'Itasca.

Cette figure montre clairement que la position et la vitesse des particules par rapport aux éléments frontières conditionne de manière importante le nombre de cycles n_{max}. Une approche très sécuritaire consiste à imposer que la particule de plus petit diamètre présente dans le modèle ne puisse pas se déplacer d'une distance supérieure à son rayon, en considérant qu'elle peut se déplacer à une vitesse égale à la vitesse maximale observée dans le modèle au début du cycle de calcul.

Les n_{max} cycles sont alors réalisés normalement, puis la liste des particules asservies est actualisée. Puis on recommence avec la même procédure : V_{max} est redéterminé ce qui donne un nouveau n_{max}. On vérifie alors que cette nouvelle valeur est inférieure à la quantité restante de cycles à réaliser pour atteindre la valeur souhaitée.

Ce processus se répète alors jusqu'à l'obtention des 100000 cycles demandés. Cependant cette méthode peut présenter une faiblesse. En effet, il est considéré que la vitesse maximale des particules ne varie pas au cours des cycles, ce qui est faux. Celle-ci peut être amenée à varier de manière importante au cours d'un essai, plus particulièrement lors de l'apparition de la rupture. Il est donc possible que la quantité de cycles déterminée initialement soit trop importante et permette à une particule de traverser complètement les éléments frontières.

Par exemple, si la vitesse maximale observée initialement est de 10^{-10}m/s et que l'on autorise un déplacement maximal de l'ordre de 1 mm, cela revient à réaliser une première étape d'un maximum de dix millions de cycles. Il est certain que la position des particules évoluera de manière très importante si la rupture se produit.

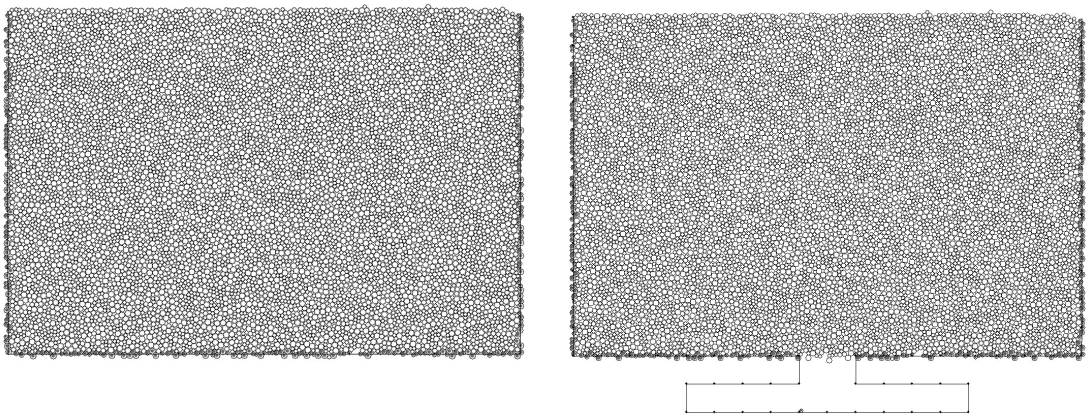
La solution retenue est alors de plafonner le nombre de cycles pouvant être effectué à chaque étape. Arbitrairement, il est choisi de n'autoriser qu'un maximum de cycles consécutifs égal à 10% de la quantité totale de cycles demandés. Cette valeur peut être modifiée en fonction du problème modélisé afin de garantir un fonctionnement correcte.

5.5.2 Modification en cours de calcul de la géométrie des éléments frontières pour la création de la cavité

Comme illustré sur la figure 5.10, la cavité est située dans la partie modélisée par FLAC, juste en dessous de l'assemblage de particules qui constituera son toit. La procédure de création qui doit être suivie est celle utilisée lors des essais expérimentaux. La partie centrale est "abaissée" (cales 5 et 6), puis le massif se stabilise. On ouvre alors les deux cales suivantes (cales 4 et 7) et de nouveau on laisse le massif se stabiliser. ...

La cavité est donc créée en cinq étapes avec des phases intermédiaires de stabilisation du massif de sol. La création de la cavité se fait cependant par "désactivation" des zones FLAC correspondantes et modification de la géométrie des éléments frontières pour prendre en compte ces changements. Ces opérations sont heureusement assez limitées puisque nécessaires uniquement lors des cinq étapes de création de la cavité et n'interviennent qu'à la fin d'une phase de stabilisation du massif de sol. Le modèle est donc en état d'équilibre statique : les vitesses de déplacement sont très faibles.

La procédure de stabilisation retenue est totalement automatisée. Après la modification de la géométrie du maillage FLAC pour l'étape suivante de création de la cavité, la procédure de stabilisation est lancée et ne se terminera qu'avec la satisfaction du critère d'arrêt. Celui-ci est constitué d'un suivi des vitesses des particules PFC. Lorsque cette vitesse devient suffisamment faible, alors on peut considérer le recouvrement comme sta-



(a) Etat initial (b) Début de l'étape 1

FIG. 5.12 – Changement de géométrie des éléments frontières et particules asservies

bilisé. La vitesse limite choisie vaut 10^{-12}m/s. C'est une valeur arbitraire mais les résultats qu'elle permet d'obtenir sont très satisfaisants. Une diminution de cette vitesse limite ne montre pas de modification notable dans le déroulement d'un essai si ce n'est l'augmentation du nombre de cycles nécessaires à la stabilisation du massif de sol. Une vitesse supérieure ne semble pas garantir la stabilité du massif de sol de manière certaine.

La direction du déplacement des particules n'est pas prise en compte. Or dans certains cas d'obtention du critère d'arrêt, les particules du toit présentent un mouvement d'ensemble ce qui semble signifier que la stabilisation n'est pas effective, même si les vitesses obtenues sont très faibles. Ce fait est à relativiser. En supposant que la vitesse de déplacement ne continue pas de diminuer, le nombre de cycles nécessaires pour l'apparition d'un déplacement notable (supposons 0.03 mm comme exemple, soit 1% du plus petit diamètre utilisé), requiert une quantité telle de cycles de calcul (trente-trois millions dans le cadre de l'exemple) que le temps de calcul nécessaire sur un ordinateur est prohibitif (environ 1 mois) par rapport au temps nécessaire à la simulation complète d'un essai (création de la cavité plus rupture et obtention de l'état final) qui n'est que de trois jours.

Pour vérifier ceci, sur un essai, la phase de stabilisation concernée a été prolongée de quelques millions de cycles de calcul sans faire apparaître la moindre évolution dans le toit de la cavité. Les vitesses de déplacements des particules continuent de diminuer jusqu'à atteindre des minima proches de 10^{-17}m/s

Il faut de plus tenir compte du fait que six phases de stabilisation sont réalisées au cours d'une modélisation et que toute augmentation du temps de calcul sur une phase de stabilisation est à multiplier par six au niveau de la modélisation totale.

Une seconde condition est néanmoins utilisée. Elle compare la vitesse maximale obtenue lors la phase de stabilisation j avec celle obtenue lors de la phase $j-1$. Si une augmentation est observée, alors la phase de stabilisation continue.

Le nombre de cycles réalisés entre deux vérifications du critère d'arrêt est fixé à 100000. C'est une valeur fixée par observation et expérience du fonctionnement du couplage FLAC–PFC sur ce modèle de fontis. En général, 300000 cycles sont nécessaires pour la stabilisation du massif de sol entre chaque étape de création de la cavité.

5.5.3 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure dans ce modèle couplé est la partie la plus délicate. En effet, elle est modélisée par des éléments de structure FLAC, de type poutre (*beam*) pour les superstructures et de type *pile* pour les semelles de fondation. Les éléments de type poutre sont des éléments à 2 noeuds capables de reprendre un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Ils ont donc un comportement standard vis-à-vis des éléments poutres disponibles dans les codes de calcul orientés structure.

Les éléments de type *pile* sont dérivés des éléments de type *beam*. Ils présentent les mêmes caractéristiques que ces derniers mais peuvent en plus s'interfacer avec le maillage dans FLAC. Des efforts de frottement normal et tangentiel ainsi que de cohésion normale et tangentielle peuvent être mobilisés le long de cette interface. Un glissement et un décollement entre le sol et un élément de type *pile* peut donc intervenir.

La géométrie utilisée est la même que celle de la maquette expérimentale de structure. Pour rappel, les principales caractéristiques sont récapitulées dans le tableau 5.1.

Caractéristique	Valeur
Largeur de la semelle	41 mm
Longueur d'une travée	80 mm
Hauteur entre la semelle et le rez-de-chaussée	45 mm
Hauteur d'un étage	68 mm
Inertie	0,683 mm^4
Section	12,8 mm^2
Chargement par travée	3,6 N

TAB. 5.1 – Principales caractéristiques du modèle réduit de structure

Le bâtiment est tout d'abord modélisé seul afin de vérifier le comportement obtenu sous conditions aux limites maîtrisées et sollicitations imposées. Le chargement utilisé est identique à celui du modèle expérimental : deux charges ponctuelles par travées d'une valeur de 1.8 N chacune. Le comportement de la structure modélisée avec des éléments de poutres FLAC est étudié avec des conditions aux limites imposées, à l'image des essais de caractérisation menés au Chapitre 4 page 145. Les résultats obtenus sont strictement identiques à ceux obtenus avec CESAR-LCPC.

Le problème est que la structure peut, selon sa position, se retrouver à cheval sur la limite de la zone modélisée par FLAC en Différences Finies et de la zone modélisée par les Eléments Distincts de PFC. Il n'y a donc pas de problème pour les semelles de la structure qui seraient en contact avec le maillage FLAC. Les éléments *pile* sont utilisés dans ce but. Or les éléments de structure ne peuvent pas actuellement jouer le rôle d'éléments frontières. Seules les arêtes des éléments volumiques sont capables de s'interfacer avec les particules PFC. Il faut donc trouver une solution pour les semelles situées dans le massif de particules afin que le comportement obtenu de la semelle soit semblable à celui d'une semelle en contact avec le maillage FLAC.

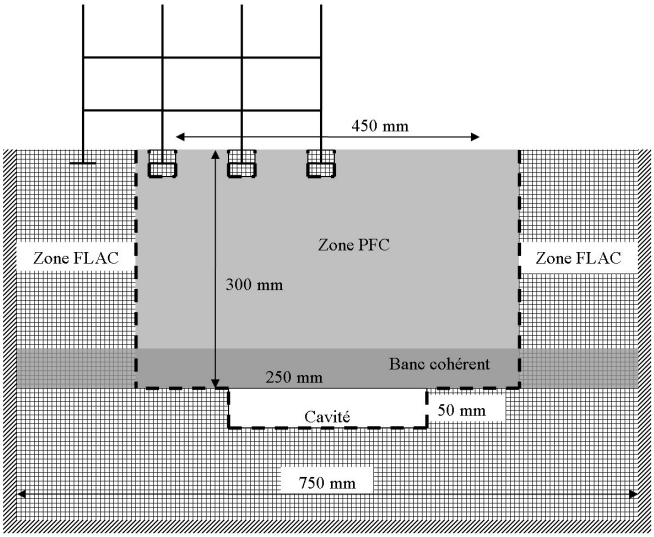


FIG. 5.13 – Schéma du positionnement de la structure avec la semelle droite à la verticale du centre de la cavité

Deux solutions sont possibles. La première est de développer un ensemble de procédures et de fonctions permettant de réaliser le couplage des éléments de structure FLAC directement avec les particules PFC, à la manière de ce qui est utilisé au niveau des éléments frontières existant. C'est une solution longue et complexe qui nécessite une étroite collaboration avec Itasca. La seconde solution est d'enrober les éléments de structure FLAC concernés dans des petites zones de maillage et de déclarer un certain nombre d'éléments frontières supplémentaires (cf. figure 5.14). Schématiquement on obtient ainsi que les éléments volumiques FLAC servent à transmettre les déplacements et déformations aux éléments de structure qui modélisent le bâtiment. Les déplacements et déformations obtenus dans les éléments volumiques FLAC proviennent des déplacements des particules PFC qui les supportent.

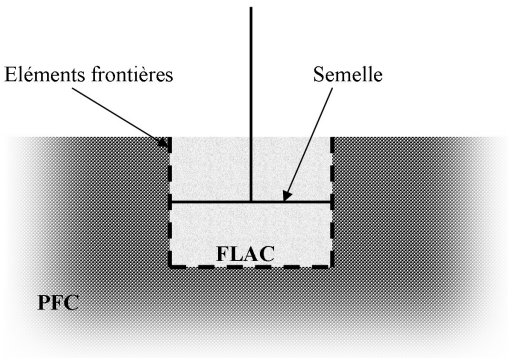


FIG. 5.14 – Illustration de l'enrobage des fondations de la structure par des éléments de maillage FLAC

La taille des éléments volumiques FLAC ne doit pas être trop importante pour perturber le moins possible le comportement des particules. Cependant la taille ne doit pas être trop petite pour conserver un nombre de contacts minimum par élément. Il paraît donc satisfaisant d'utiliser une zone de maillage qui fasse exactement la largeur des semelles et qui présente une hauteur limitée. La solution retenue est illustrée sur la figure 5.15.

Quatre zones de sol sont donc utilisées pour enrober une semelle de la structure. Six éléments frontières par semelle constituent l'interface avec les particules asservies PFC.

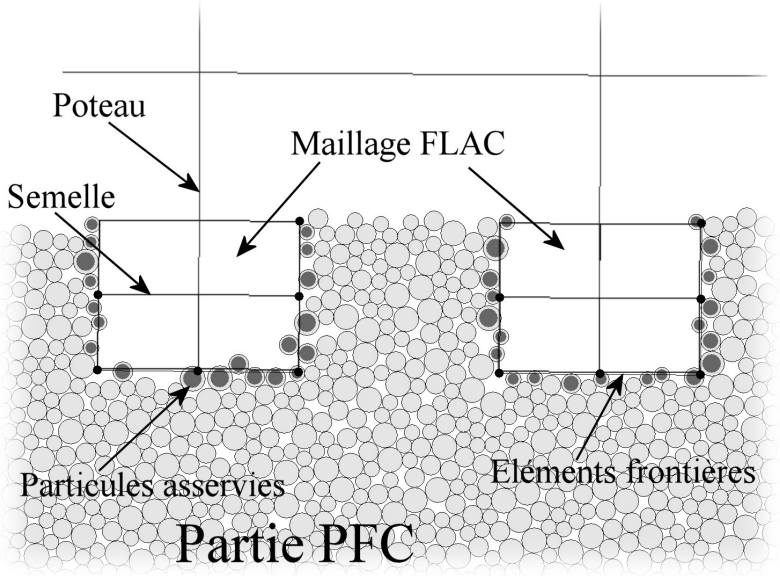


FIG. 5.15 – Solution retenue pour l'enrobage des semelles de la structure

Chapitre 6

Calage des paramètres sous PFC

Le calage des micro-paramètres dans le code de calcul PFC est la première étape inévitable dans l'utilisation de la DEM formulée par Cundall & Strack (1979). Ce chapitre est séparé en deux parties : la première partie présente les micro-paramètres et les différentes études qui s'y sont attachées. La seconde partie traite du calage des micro-paramètres pour le matériau pulvérulent puis pour le matériau cohérent.

6.1 Etude bibliographique – Présentation des différents micro-paramètres

La méthode des éléments distincts, bien que marginale parmi l'ensemble des méthodes numériques, est l'objet d'un développement important ces dernières années. Les raisons principales sont les besoins en outils capables de modéliser des problèmes de plus en plus complexes en terme de comportement (fissuration, rupture, chute de blocs, ...) mais aussi l'accroissement de la puissance de calcul des ordinateurs qui rend possible l'utilisation de méthodes de plus en plus exigeantes en terme de temps processeur.

Des études de plus en plus nombreuses utilisent donc le logiciel PFC pour des problèmes variés de géotechnique, de mécanique des roches, d'écoulements granulaires, de fissuration sous impactage, ... Chacune de ces études ayant dû réaliser le calage des micro-paramètres, c'est donc une littérature relativement abondante qui est à présent disponible.

Nous ferons principalement référence dans cette partie à Potyondy & Cundall (1998), Masson et al. (2003), Claquin (2003), Chareyre (2003), Caudron (2003), Potyondy & Cundall (2004), Itasca (2005b).

Les micro-paramètres des particules peuvent être séparés en trois parties :

- ceux qui sont obtenus directement (diamètre et masse volumique).
- ceux qui caractérisent le comportement élastique initial (raideur normale et tangentielle des particules k_n et k_s).
- ceux qui caractérisent le critère de rupture. Nous séparerons ici l'angle de frottement interne μ_s des paramètres régissant le comportement cohésif via le modèle de liaisonnement retenu (*Contact Bond* ou *Parallel Bond*).

Un certain nombre de considérations théoriques et empiriques permettent d'estimer en première approximation les valeurs des micro-paramètres. Elles sont présentées par la suite. Ensuite des essais biaxiaux sont simulés afin de déterminer le jeu de paramètres qui permette d'obtenir le comportement le plus satisfaisant. C'est le principe du "Try & Miss" ou Essai–Erreur : on apprend et améliore le comportement des *erreurs* précédentes.

6.1.1 Génération de l'échantillon

L'échantillon est généré de manière à obtenir directement un état initial dense. Ceci est réalisé en utilisant la procédure dite ERDF (Expansion de Rayon – Diminution du Frottement). Les particules sont créées à une taille inférieure à leur taille réelle dans le volume désiré de l'échantillon. Un facteur multiplicateur est alors appliqué à leur rayon afin d'atteindre la taille désirée : 3, 4 et 5 mm. L'état dense est alors obtenu.

On réalise ensuite des cycles de calcul jusqu'à obtenir un état d'équilibre initial. L'angle de frottement utilisé lors de ces étapes initiales est primorial. En effet, c'est lui qui

va piloter la porosité de l'échantillon. Une forte valeur permet de s'assurer un état initial lâche. En diminuant peu à peu l'angle de frottement interne et en réalisant en parallèle des cycles de calcul, on abaisse les efforts de cisaillement au niveau des contacts, ce qui provoque une densification du matériau.

Pour finir, on stabilise le massif de particules : des cycles de calcul sont réalisés jusqu'à l'obtention d'un équilbre qui correspond à une vitesse maximale pour les particules inférieure à $10^{-}12m/s$.

6.1.2 Diamètre et masse volumique

Les diamètres des particules sont les mêmes que ceux du matériau expérimental de Schneebeli : 3, 4 et 5 mm ayant une équi-répartition en masse. Pour mémoire la longueur des rouleaux est de 60 mm. La simulation est bidimensionnelle mais une longueur de 60 mm peut être spécifiée ce qui permet de garantir la meilleure reproduction possible.

La masse volumique du matériau est dépendante de celle de la matière qui constitue les rouleaux et de l'indice des vides du matériau obtenu. La masse volumique des particules est celle de l'acier, soit $7850\ kg/m^3$. L'indice des vides obtenu sera comparé avec la plage de valeurs possibles lors des essais expérimentaux afin de s'assurer de l'absence de différence importante à ce niveau.

6.1.3 Raideur normale et tangentielle des particules

La raideur normale k_n et la raideur tangentielle k_s seront considérées par la suite sous un autre aspect. La raideur normale est conservée mais on parlera de ρ_k qui représente le ratio k_s/k_n. Il est inférieur à 1.

Ainsi, Itasca (2005b) affirme que le module d'Young du matériau est fortement dépendant du paramètre k_n. Il semblerait qu'en première approche on puisse considérer qu'il est proche de la moitié de la valeur du micro paramètre k_n. Ainsi une valeur de 100 MPa pour le paramètre k_n indiquerait en première approximation que le module d'Young E du matériau serait proche de 50 MPa.

Chareyre (2003) précise les choses en utilisant l'approche de Bathurst & Rothenburg (1988) qui propose :

$$E = \frac{n_c}{V} \times 2R_m^2 k_n \zeta \tag{6.1}$$

avec n_c le nombre total de contacts dans le volume V, R_m le rayon moyen des particules et ζ un paramètre indéterminé inférieur à 1, dépendant de ρ_k et de la porosité n. C'est une approche plus précise que celle proposée dans le manuel de PFC. Cependant le paramètre ζ reste à déterminer. Il est principalement dépendant de la granulométrie et de la valeur du paramètre ρ_k. Une fois ces deux caractéristiques définies, il sera alors possible d'estimer la valeur de k_n à partir des autres paramètres.

R_m est en effet une valeur constante pour nos modélisations et le rapport n_c/V ne varie que très peu pour des milieux denses : +/-5% de contacts en fonction du confinement selon Chareyre (2003). Il ne reste donc que k_n qui puisse réellement agir sur la valeur du module d'Young obtenu.

Le paramètre ρ_k agit principalement sur le coefficient de Poisson et sur la valeur de la déformation axiale qui correspond à l'obtention du maximum de contrainte. Bathurst & Rothenburg (1988) propose comme première approximation l'expression :

$$\nu \simeq \frac{1-\rho_k}{3+\rho_k} \tag{6.2}$$

qui est utilisable et permet d'obtenir une première idée de la valeur du coefficient de Poisson tant que le paramètre ρ_k reste supérieur à 0.3. Pour des valeurs inférieures, le coefficient de Poisson est largement sous-estimé, comme le montre Chareyre (2003) qui a réalisé une étude paramètrique avec différentes valeurs de ρ_k. Les résultats obtenus sont tracés sur le graphe 6.1.

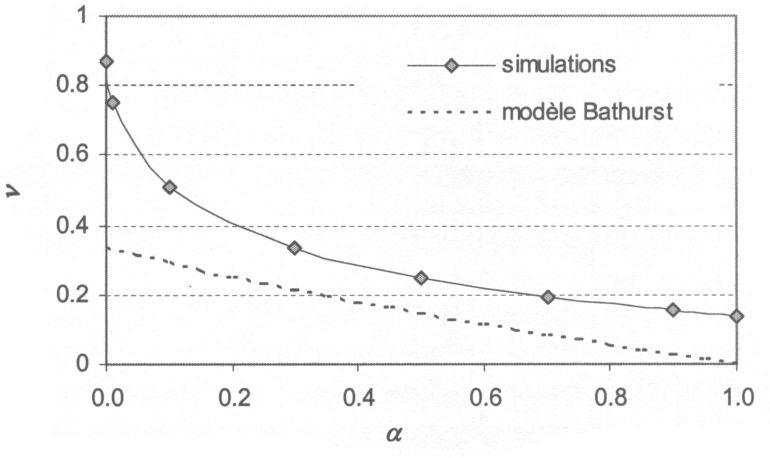


FIG. 6.1 – Evolution du coefficient de Poisson en fonction du ratio ρ_k (Chareyre 2003)

ν est donc sous-estimé de manière systématique mais les écarts ne sont réellement importants que pour les faibles valeurs de ρ_k. On notera au passage qu'une valeur du coefficient de Poisson de 0.3 couramment utilisée en mécanique des sols correspond à un rapport k_s/k_n proche de 0.4–0.5.

6.1.4 Angle de frottement et cohésion

6.1.4.1 Cas d'un matériau purement frottant

La notion d'angle de frottement n'est utilisable que pour des matériaux dont le niveau de confinement (rapport sans dimension) σ_1/k_n[1] est faible. Une limite de 10^{-2} est proposée par Chareyre (2003) qui semble raisonnable. En effet, pour des valeurs supérieures à 0.01, il est démontré que le niveau de confinement influence fortement la contrainte au pic d'un essai biaxial. De plus, un niveau de confinement faible est nécessaire afin de respecter le critère de faible interpénétration des particules nécessaire au bon fonctionnement de PFC.

Le recouvrement maximum utilisé lors des essais sur modèle réduit est de 300 mm. Cela correspond à un confinement de l'ordre de 20 kPa. Si l'on suppose en première approximation une valeur de k_n égale à 15 MPa[2], cela donne un niveau de confinement d'environ 0.0013 ce qui est largement inférieur à la limite proposée.

De plus, il est avéré que pour des valeurs de ρ_k supérieures à 0.3, l'angle de frottement macroscopique ne dépend que du paramètre μ_s angle de frottement intergranulaire et de la porosité initiale de l'échantillon (Bathurst & Rothenburg 1988). Celle-ci étant fixée par reproduction des conditions initiales du matériau de Schneebeli, il ne reste qu'un paramètre utilisable. La porosité du matériau variant entre 0.17 et 0.21, la littérature (Chareyre 2003) donne que l'angle de frottement ϕ ne pourra pas dépasser 26–27° pour un angle de frottement intergranulaire de 50°.

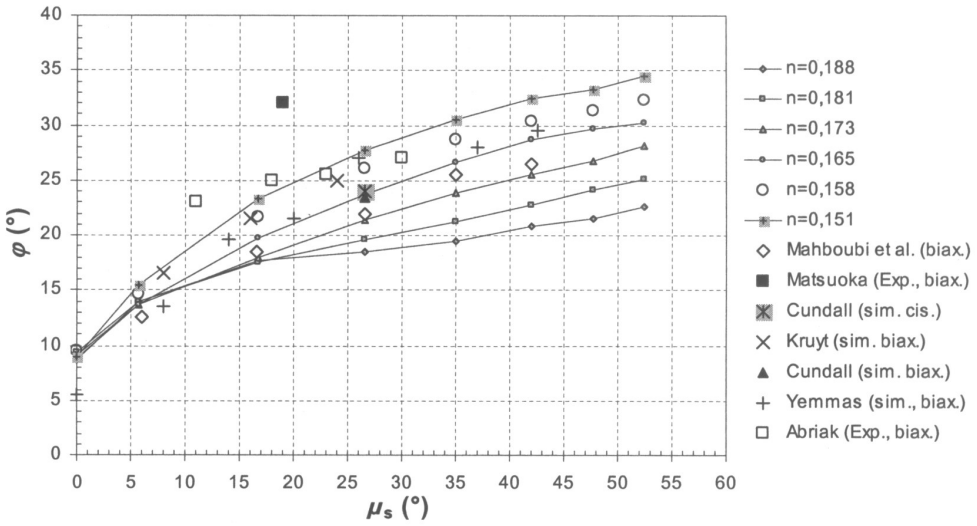


FIG. 6.2 – Evolution du frottement macroscopique en fonction du coefficient de frottement μ_s et de la porosité initiale (Chareyre 2003)

S'il s'avérait nécessaire de devoir rechercher un angle de frottement supérieur, il serait alors obligatoire de s'orienter vers la création de macro-particules constituées de deux cercles ou plus. Il est ainsi possible d'obtenir des valeurs de 40–45° pour ϕ.

[1] σ_1 étant la pression de confinement.

[2] Ce qui correspond à un module d'Young d'environ 7.5 MPa selon l'approximation $E = k_n/2$.

6.1.4.2 Cas d'un matériau frottant-cohérent

Il est beaucoup plus délicat de réaliser le calage d'un matériau frottant cohérent. Quelques principes généraux peuvent être considérés mais la majeure partie de la démarche doit être effectuée à partir d'essais en faisant évoluer les paramètres jusqu'à l'obtention d'un comportement qui corresponde à celui recherché.

Potyondy & Cundall (1998) ont montré que l'introduction de cohésion dans un sol et que la modélisation d'une roche peut s'effectuer en utilisant des *Contact Bond* : paramètres c_n et c_s. Ils permettent d'introduire une résistance en traction et au cisaillement au sein de l'assemblage de particules.

Si l'on reste dans des conditions de niveau de confinement faible, l'angle de frottement ϕ et la cohésion c ne dépendent que d'un nombre limité de paramètres : la porosité, μ_s et les caractéristiques du type de liaisonnement utilisé, c_n et c_s dans notre cas pour des *Contact Bond*. La porosité étant fixée par reproduction des conditions initiales du matériau expérimental, elle n'interviendra pas dans le calage. Il faut cependant conserver en mémoire qu'une cohésion calée n'est valable que pour la porosité considérée.

L'angle de frottement interne présente peu d'influence sur la cohésion recherchée. La démarche conseillée est donc de déterminer en premier les paramétres c_n et c_s puis de rechercher la valeur de μ_s permettant d'obtenir la valeur de ϕ recherchée.

Il est possible dans certains cas ($c_n/c_s >> 1$) de procéder de manière plus directe. En effet en favorisant explicitement une rupture des liaisonnements par cisaillement, des essais biaxiaux sur le matériau purement cohérent permettent de déterminer la cohésion correspondant à une valeur du paramètre c_s. Or une relation quasi-linéaire relie la cohésion à c_s. Il est alors possible d'estimer assez précisément la valeur de c_s qui correspond à la cohésion recherché. Ensuite l'angle de frottement est obtenu par approximation successive de la valeur de μ_s.

Les essais biaxiaux réalisés dans les deux prochaines parties n'utilisent pas les mêmes dimensions que les essais expérimentaux. En effet, des dimensions de 10 cm par 10 cm correspondent à une quantité de rouleaux assez faibles, de l'ordre de 750. Or si le nombre de particules utilisées est trop faible, on peut observer de fortes variations de comportement entre l'échantillon et le massif de sol utilisé par la suite. C'est le problème de le représentativité d'un échantillon présentant un nombre de grain réduit par rapport à un système de grandes dimensions. Les expérimentateurs préconisent l'utilisation du ratio d_0/L pour caractériser l'échantillon, avec d_0 le diamètre caractéristique du matériau (ou diamètre moyen) et L la plus petite dimension de l'échantillon. La valeur seuil généralement admise est de 1/12 (Valle 2001). C'est pourquoi les essais présentent une taille de 20 cm par 20 cm pour un total de 3014 particules. Le ratio d_0/L vaut alors environ 0,02.

6.2 Calage pour le matériau pulvérulent

Les différentes caractéristiques du comportement du matériau de Schneebeli sont calées successivement. Il s'agit du module de raideur initiale et du coefficient de Poisson, puis de l'angle de frottement. Les valeurs de ses caractéristiques sont rappelées dans le tableau 6.1.

Caractéristique	Valeur
Masse volumique ρ	6500 kg/m^3
Porosité n	0.17–0.21
Module d'Young E	4–20 MPa
Coefficient de Poisson ν	0.9
Angle de frottement ϕ	25–27°
Angle de dilatance ψ	5.0°

TAB. 6.1 – Caractéristiques mécaniques du matériau de Schneebeli

La première étape est la détermination des deux paramètres k_n et ρ_k. Pour cela nous commençons par utiliser les deux approches décrites précédemment : $E \simeq k_n/2$ et $E = \frac{n_c}{V} \times 2R_m^2 k_n \zeta$. Ainsi pour un confinement de 20 kPa, le matériau présente un module d'Young d'environ 7.5 MPa ce qui donne une première valeur de k_n égale à 15 MPa. Une valeur de 0.5 est pour l'instant considérée pour ρ_k.

Cela permet de réaliser un premier essai biaxial afin de pouvoir déterminer une valeur de ζ. La courbe contrainte–déformation de l'essai est tracée sur la figure 6.3.

On obtient un module d'Young effectif de 5.9 MPa. En appliquant l'équation 6.1 page 224, on peut déterminer le coefficient ζ qui dépend principalement de la granulométrie et de ρ_k. Le nombre de contact initial dans l'échantillon est de 5882 pour un volume de 0.04 m^2 et le rayon moyen est de 1.83 mm. La valeur obtenue de ζ vaut 0.4.

Il est ensuite possible de déterminer plus précisément la valeur de k_n. On obtient une valeur de 19 MPa. Un nouvel essai est alors réalisé. Le module d'Young obtenu est de 7.0 MPa. On reste encore légèrement inférieur à la valeur recherchée. La valeur du coefficient de Poisson obtenue est de 0,65. C'est encore relativement éloigné de 0,9[3].

L'indice des vides initial (respectivement la porosité) pour ces deux essais est de 0.21 (respectivement 0.17). Cette valeur est donc dans la fourchette de variation estimée pour le matériau expérimental : elle est proche de la compacité optimale qu'il est possible d'atteindre avec le matériau de Schneebeli. Le graphe 6.4 présente la variation de la porosité

[3]On rappelle que pour un modèle **purement bidimensionnel**, le coefficient de Poisson varie entre 0 et 1.

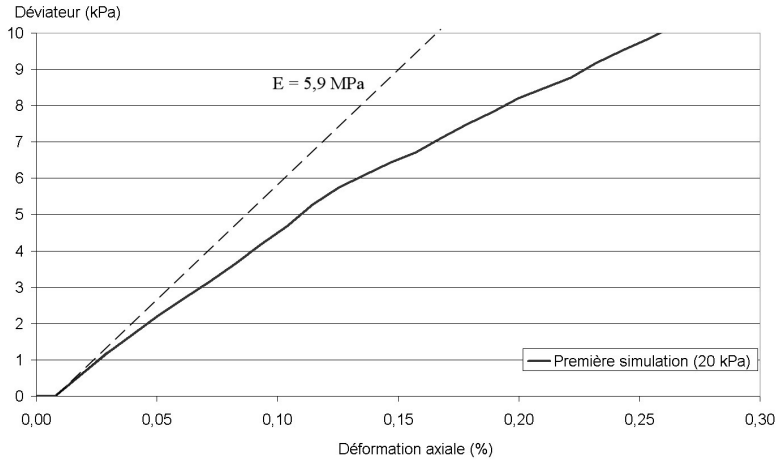


FIG. 6.3 – Courbe contrainte–déformation pour le premier essai biaxial sous PFC

en fonction de l'angle de frottement interne utilisé pour la création de l'échantillon. Celle-ci varie de manière importante pour les faible valeur de μ_s puis stagne lorsque l'angle de frottement interne μ_s atteint 45°.

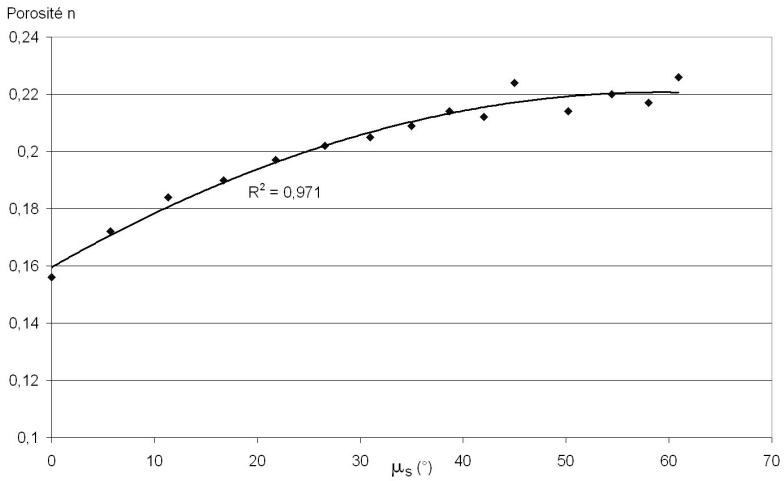
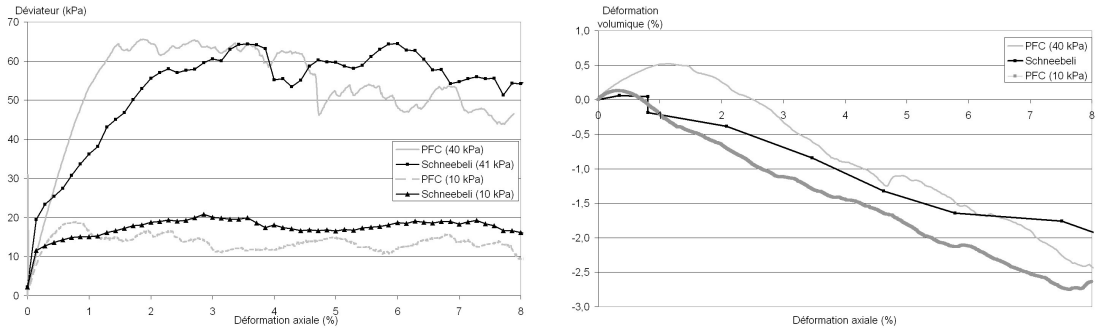


FIG. 6.4 – Variation de la porosité initiale en fonction de l'angle de frottement interne utilisé pour la création de l'éprouvette

De nouveaux essais sont réalisés en améliorant à chaque fois les paramètres k_n et ρ_k. On obtient comme valeurs finales 22 MPa et 0.5 qui donne un module d'Young de 7.5 MPa et un coefficient de Poisson de 0.67. Le coefficient de Poisson présente une valeur assez éloignée de celle considérée pour le matériau expérimental (0.9) mais cela s'explique par le fait qu'il n'est pas possible d'obtenir une valeur supérieure sans descendre le paramètre ρ_k en dessous de 0.3. Or si ceci était fait, l'approche retenue pour la détermination des autres paramètres ne serait plus acceptable. Il est donc choisi de se satisfaire de ce résultat qui ne représente qu'une légère perturbation au début de la courbe de déformation



(a) Contrainte–Déformation (b) Déformation volumique

FIG. 6.5 – Essais biaxiaux comparatifs entre le sol analogique expérimental et la simulation numérique (une seule courbe de déformation volumique est tracée pour les essais expérimentaux, le comportement n'étant quasiment pas influencé par le confinement.)

volumique ce qui sera négligeable par la suite puisque c'est plus particulièrement le comportement à la rupture qui est étudié.

Le dernier paramètre μ_s doit à présent être calé. Pour cela des essais biaxiaux jusqu'à la rupture sont menés. A priori, l'angle de frottement interne doit être assez important, proche de 40–45° pour la porosité utilisée (Chareyre 2003). Une valeur de 42° est obtenue ce qui représente un angle de frottement macroscopique égal à 26°. Il est intéressant de remarquer que cela devrait donner un angle de dilatance d'environ 16°. Ce sera à vérifier sur la courbe de déformation volumique.

Le graphe 6.5 présente quelques courbes comparatives d'essais biaxiaux expérimentaux et leur équivalent numérique.

Le comportement du matériau modélisé avec PFC présente certaines différences par rapport aux essais expérimentaux sur le matériau de Schneebeli. Le matériau simulé apparaît sensiblement plus raide, principalement sur la courbe correspondant à un confinement de 40 kPa. Les maxima de contrainte sont par contre assez bien obtenus même si un décalage au niveau de la déformation axiale correspondant à l'apparition du pallier plastique est observable.

Les courbes de déformation volumique présentent aussi des différences. Pour la courbe correspondant à un confinement à 10 kPa, la première partie est satisfaisante, par contre l'angle de dilatance obtenu est plus important. Par ailleurs, sur la courbe de l'essai à 40 kPa, la zone concernée par de la contractance est beaucoup plus marquée (durée de 2.5%), lorsque la phase d'écoulement plastique est atteinte l'angle de dilatance est de nouveau plus important. On obtient un angle de dilatance respectif pour les deux essais de 8° et 10° ce qui est beaucoup plus important que les 5° correspondant au matériau de Schneebeli. Ces valeurs sont par contre plus proches de la valeur théorique de 16°, obtenue à partir de l'angle de frottement intergranulaire et l'angle de frottement interne.

La figure 6.6 présente les résultats des essais expérimentaux et numériques après calage dans le plan de contraintes S–T.

Le résultat est très bon dans ce plan. Le comportement du matériau simulé par PFC permet de rester assez proche du comportement du matériau de Schneebeli même si ce-

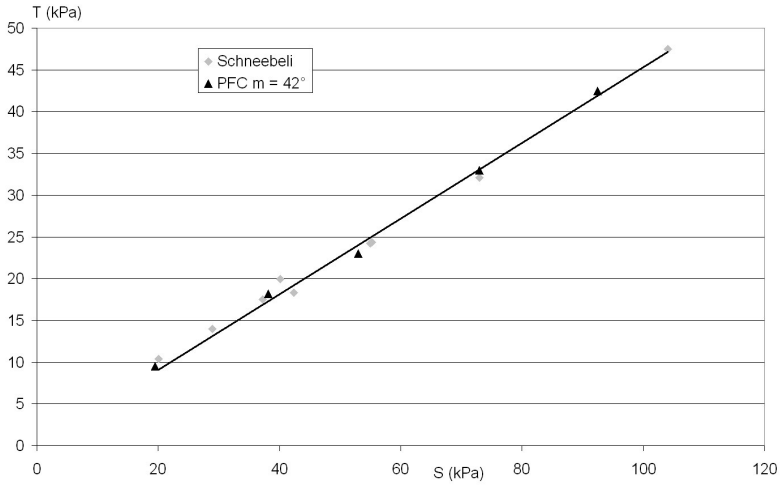


FIG. 6.6 – Résultats pour les essais expérimentaux et le modèle PFC après calage - plan déviatorique S–T avec $S = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ et $T = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$

pendant certains écarts, notamment au niveau du comportement volumique, sont importants.

6.3 Calage pour le matériau cohérent

Les caractéristiques du matériau modifié utilisant une solution de colle aqueuse de concentration $C/8$ sont rappelées dans le tableau 6.2.

Caractéristique	Valeur
Masse volumique ρ	6500 kg/m^3
Porosité n	0.17–0.21
Module d'Young E	6–8 MPa
Coefficient de Poisson ν	0.9
Angle de frottement ϕ	28–30°
Cohésion c	≃6 kPa
Angle de dilatance ψ	5.0°

TAB. 6.2 – Caractéristiques mécaniques du matériau modifié

Pour le calage des paramètres de la version cohérente du matériau, les mêmes paramètres sont utilisés pour les caractéristiques de raideur. En effet, μ_s, c_n et c_s n'influent pas sur le comportement initial du matériau. Les deux paramètres déterminés précédemment k_n et ρ_k n'ont donc pas besoin d'être à nouveau déterminés. De même, la porosité initiale du matériau est la même que pour le matériau purement frottant.

Seuls trois paramètres doivent donc être déterminés. Il s'agit de ceux régissant l'enveloppe du critère de plasticité. L'approche proposée par Chareyre (2003) est utilisée : on ne considère pas la rupture en traction comme possible pour des niveaux de confinement suffisamment important. La limite obtenue par Chareyre (2003) est de l'ordre de 2,5E-04. Or dans nos simulations, la couche de matériau cohérent sera située sous 250 mm de matériau pulvérulent de masse volumique 65 kN/m^3. Avec k_n valant 22 MPa, le niveau de confinement utilisé est alors d'environ 7E-04. Quelques essais biaxiaux sur un matériau purement cohérent sont réalisés afin de déterminer la valeur des paramètres c_n et c_s. Il faut pour cela que c_n/c_s soit très grand. Une valeur de 100 est retenue. Ainsi la cohésion ne dépendra que de la valeur de c_s.

Les résultats de quelques essais sur deux matériau purement cohérent sont tracés sur la figure 6.7. Deux valeurs de c_s sont utilisées : 100 N et 150 N.

Les résultats tracés sur la figure 6.7 délimitent deux domaines : celui de gauche présente des pics de contrainte indépendant du confinement. Celui de droite présente par contre une baisse du pic de résistance lors d'une augmentation du confinement. Cela correspond au fait qu'un confinement qui devient trop important provoque la rupture de certains *Contact Bond* avant même le début de l'essai biaxial. Les paliers des deux séries d'essais correspondent à la valeur de cohésion.

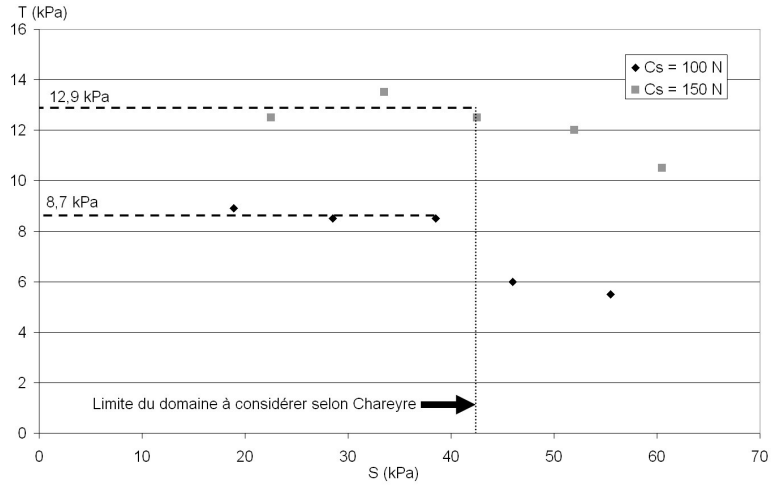


FIG. 6.7 – Résultats dans le plan de contraintes S–T de deux séries d'essais sur le matériau purement cohérent

On calcule alors le ratio c/c_s qui vaut 87 et 86 respectivement pour les valeurs de c_s de 100 N et 150 N des deux séries d'essais précédentes. La cohésion recherchée pour notre matériau cohérent étant de 6 kPa, la valeur de c_s qui est déduite vaut 70 N.

Une série d'essais biaxiaux reprenant les paramètres déterminés pour le matériau purement frottant et considérant la cohésion déterminée ci-dessus est réalisée. On obtient un angle de frottement de 24° et une cohésion de 6 kPa. Il faut donc à présent obtenir un angle de frottement macroscopique compris entre 28° et 30°. Ceci ne peut pas être obtenu uniquement en augmentant la valeur de l'angle de frottement inter-granulaire μ_s.

Il est nécessaire de passer par l'utilisation de macro-particules. Grâce à l'outil *clump* de PFC, des assemblages de deux particules sont constitués dans tout l'échantillon. Les éléments obtenus présentent des formes irrégulières ce qui a pour conséquence d'augmenter l'imbrication des particules et donc l'angle de frottement. Les liens internes qui créent ces macro-éléments présentent certaines particularités :

- L'effort de traction ou de cisaillement qui peut être repris n'a pas de limite.
- La raideur du lien est infinie. Une fois lié par un clump, un ensemble de particules se comporte donc comme un corps rigide.
- La seule manière de rompre le clump est une action de la part de l'utilisateur.

Le paramètre μ_s est ensuite recalé de manière à obtenir un angle de frottement d'environ 29° (plus particulièrement compris entre 28° et 30°). Cependant, il ne caractérise plus l'angle de frottement intergranulaire car celui-ci est devenu dépendant de la forme des particules lors de l'utilisation des *clumps*. On obtient $\mu_s = 16.7°$ (soit $\tan \mu_s = 0.3$). Cependant la cohésion apparente est un peu faible, seulement 4,5 kPa avec une valeur de c_s de 70 N. Ce résultat est normal puisque l'utilisation des clumps réduit la densité de *Contact Bond* au sein de l'échantillon, ceux-ci n'étant créés qu'à des contacts entre particules de clumps différents.

De nouveaux essais sont alors réalisés jusqu'à obtenir un angle de frottement et une cohésion satisfaisants. On a alors $\tan \mu_s = 0.3$ et $C_s = 100\ N$ ce qui correspond à

$\phi = 30^\circ$ et c = 6.3 kPa. Les diverses caractéristiques du matériau obtenu sont présentées dans le tableau 6.3.

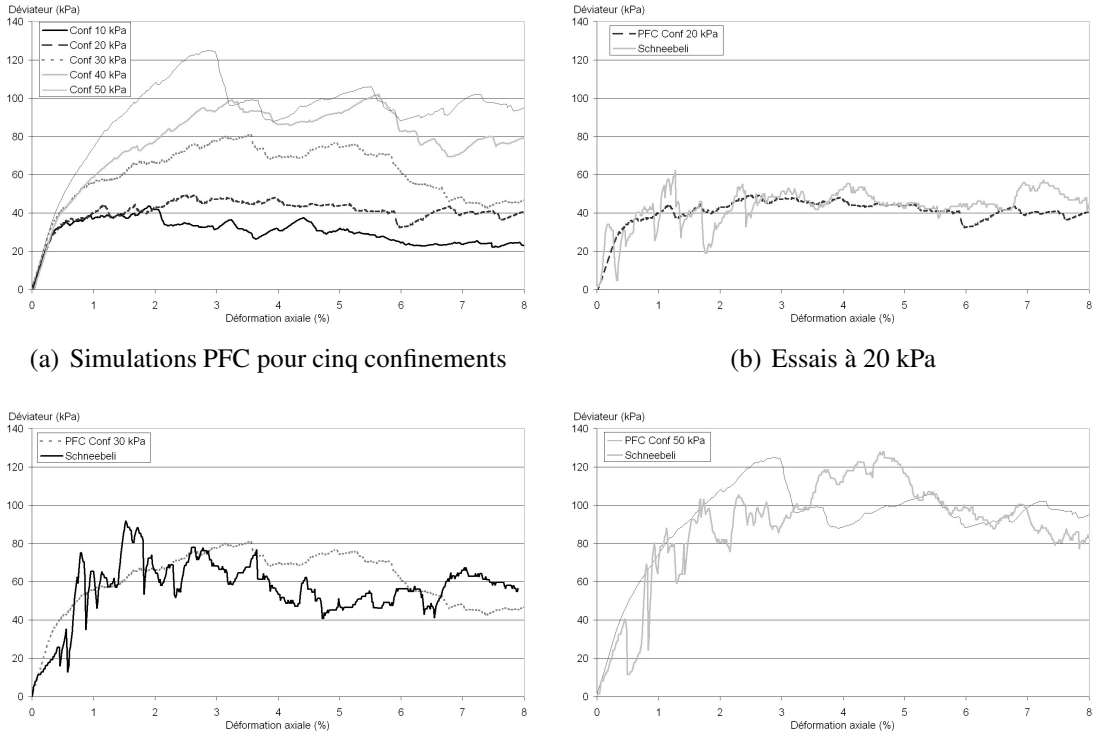
Caractéristique	Valeur
Masse volumique ρ	6500 kg/m^3
Porosité n	0.17
Module d'Young E	8–11 MPa
Coefficient de Poisson ν	0.65
Angle de frottement ϕ	30°
Cohésion c	6.3 kPa
Angle de dilatance ψ	$\simeq$12°

TAB. 6.3 – Caractéristiques mécaniques du matériau cohérent modélisé par PFC

La figure 6.8 présente quatre graphes illustrant les résultats en terme de contraintes–déformations. Le premier montre les courbes correspondant aux cinq essais utilisant des confinements de 10, 20, 30, 40 et 50 kPa. Les trois autres comparent les simulations à 20, 30 et 50 kPa par rapport aux trois essais expérimentaux sur le matériau modifié correspondant. Dans l'ensemble, les résultats sont satisfaisants. On remarquera l'aspect beaucoup plus chahuté des courbes expérimentales ainsi que les multiples pics qu'elles comportent et que l'on ne retrouve pas avec les simulations.

Le comportement volumique du matériau simulé est tracé sur la figure 6.9. Les cinq essais présentent tous une phase contractante initiale dont l'importance croît avec le confinement. Par la suite le comportement dilatant apparaît. Le coefficient de Poisson est le même pour les cinq essais, on obtient une valeur de 0.65. Par contre l'angle de dilatance ψ, qui est sensiblement constant pour les cinq essais avec une valeur moyenne de 12° est bien supérieur à celui observé expérimentalement.

Cependant à la différence du matériau pulvérulent, les simulations par PFC restent ici systématiquement moins dilatantes que la référence expérimentale. Le comportement du matériau de Schneebeli n'est donc pas idéal pour permettre une modélisation complète par la MED implémentée dans PFC. L'absence de contractance initiale est en effet un point particulier qui ne peut pas être représentée par la formulation adoptée.



(a) Simulations PFC pour cinq confinements

(b) Essais à 20 kPa

(c) Essai à 30 kPa

(d) Essais à 50 kPa

FIG. 6.8 – Courbes contraintes–déformations pour le matériau cohérent

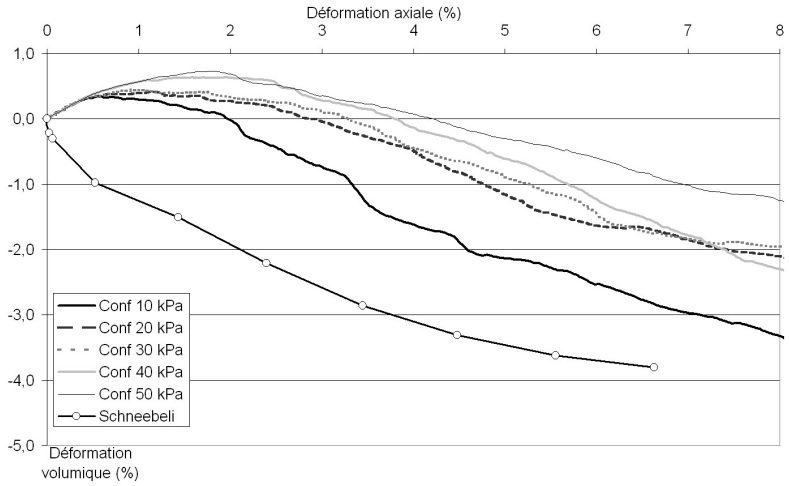


FIG. 6.9 – Comportement volumique simulé du matériau cohérent

Conclusion

Les deux matériaux pulvérulent et cohérent-frottant ont pu être modélisés sous PFC de manière globalement satisfaisante. Le module d'Young ainsi que le critère de rupture sont correctement représentés pour la plage de pressions de confinement utilisée. A contrario, le comportement volumique présente des disparités. Autant le résultat obtenu pour le matériau purement frottant n'est pas trop éloigné du comportement observé expérimentalement, autant pour le matériau cohérent la différence relevée est importante. 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'indice des vides initial, de l'utilisation de macro-particules plus complexes, ..., cependant la nature même du comportement du matériau de Schneebeli (absence de phase contractante initiale) est à l'origine de cette différence.

Chapitre 7

Résultats de l'approche numérique

7.1 Présentation de la géométrie et des caractéristiques du modèle

La géométrie du modèle numérique est directement inspirée du modèle réduit physique utilisé en partie I. La figure 7.1 rappelle très schématiquement l'agencement et les principales dimensions considérées.

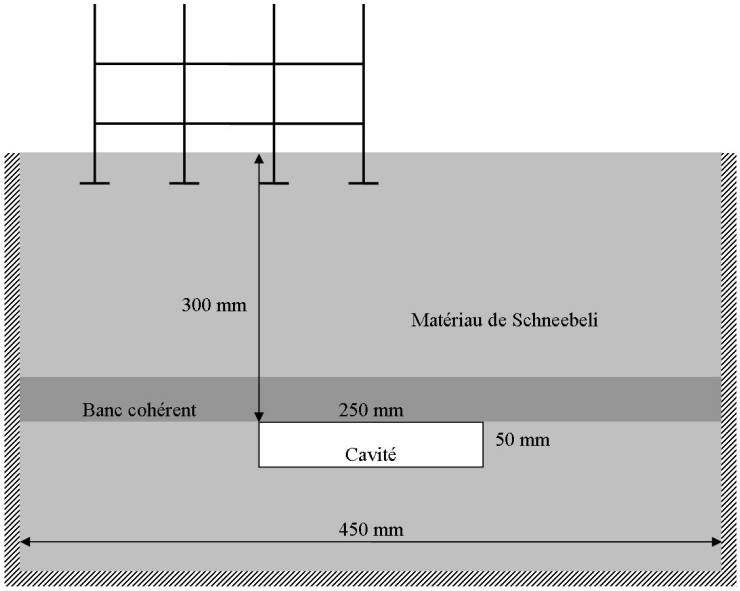
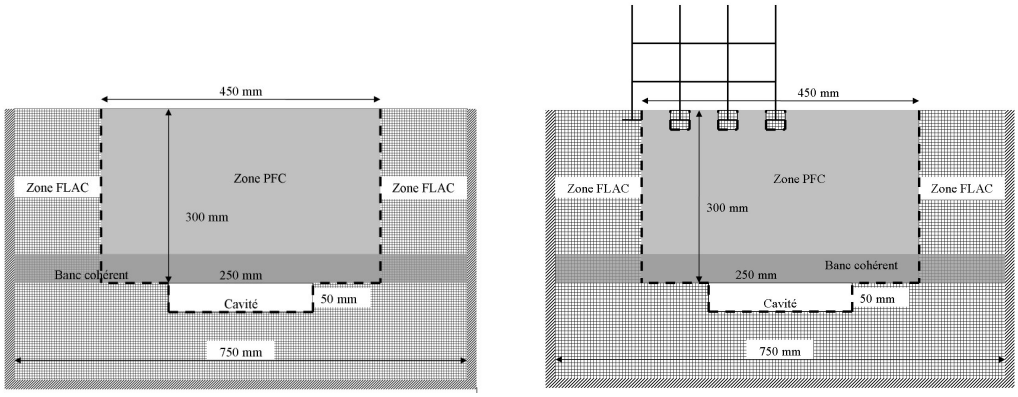


FIG. 7.1 – Coupe schématique du modèle réduit physique utilisé

Le principe de la modélisation numérique couplée, présentée au chapitre 5, est de diviser l'espace en plusieurs parties, chacune d'entre elles étant modélisée par un des codes de calcul. La modélisation par PFC est utilisée pour la partie du recouvrement située au-dessus de la cavité. La modélisation du reste du modèle est effectuée par FLAC. La figure 7.2 présente donc schématiquement les solutions retenues pour une simulation en terrain vierge, puis en présence de la structure.

Environ 11000 particules sont nécessaires dans PFC pour représenter le volume de matériau de forme rectangulaire. Ces dimensions sont 450 mm de large pour une hauteur de 300 mm. Une couche de 50 mm d'épaisseur située juste au-dessus de la cavité correspond au banc cohérent. Les micro-paramètres ont été déterminés pour les deux matériaux au Chapitre 6. Les caractéristiques obtenues sont rappelées dans le tableau 7.1.

On rappelle que pour un matériau purement bidimensionnel le coefficient de Poisson est inférieur à 1, cette dernière valeur caractérisant l'incompressibilité.



(a) Terrain vierge (b) Avec Structure

FIG. 7.2 – Schémas de principe pour la modélisation couplée

Caractéristique	Matériau pulvérulent	Matériau cohérent
Masse volumique ρ	6500 kg/m^3	6500 kg/m^3
Porosité n	0.17	0.17
Module d'Young E	7.5 MPa	8–11 MPa
Coefficient de Poisson ν	0.67	0.65
Angle de frottement ϕ	26°	30°
Cohésion c	0 kPa	6.3 kPa
Angle de dilatance ψ	$\simeq$9°	$\simeq$12°

TAB. 7.1 – Caractéristiques des deux matériaux pulvérulent et cohérent dans PFC

Lors des essais en présence de la structure, celle-ci est positionnée de manière identique à la configuration utilisée expérimentalement : la semelle droite est alignée avec le centre de la cavité et environ 15 mm de matériau recouvre les semelles au titre de la mise hors-gel. Les semelles n°2 à 4 sont enrobées par quatre éléments de maillage FLAC qui réalisent l'interface entre celle-ci et les particules PFC.

La figure 7.3 présente un assemblage des deux modèles FLAC et PFC. L'exemple retenu est celui simulant la cavité en présence de la structure.

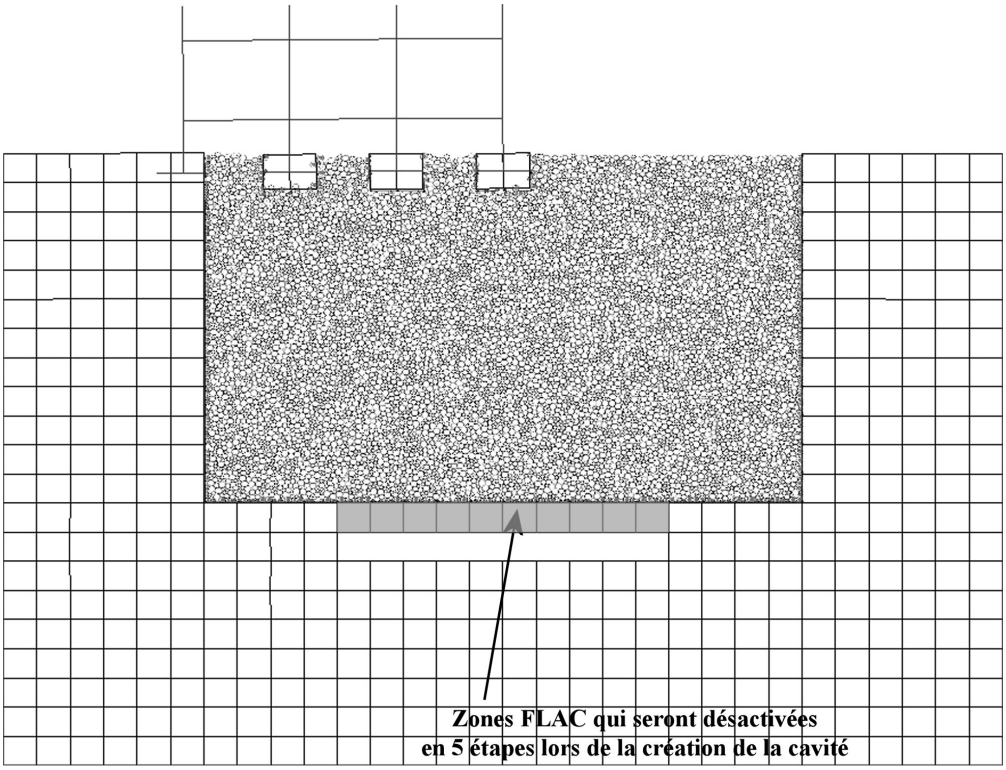


FIG. 7.3 – Assemblage des parties FLAC et PFC de la modélisation couplée en présence de la structure

7.2 Les simulations en terrain vierge

Les modélisations de l'effondrement d'une cavité sont séparées en deux parties. La première rassemble les différentes simulations réalisées en condition de terrain vierge. Cinq simulations "identiques" sont menées afin de juger de la répétabilité des simulations et de la concordance des résultats obtenus par rapport aux mesures faites sur les essais expérimentaux.

Ensuite deux simulations utilisant les mêmes conditions si ce n'est la présence d'un bâtiment en surface sont réalisées. L'influence de l'interaction sol-structure est alors observée et comparée par rapport aux essais expérimentaux avec la maquette de structure.

7.2.1 Génération de l'état initial du modèle couplé

La procédure utilisée pour générer l'état initial du modèle couplé est inspirée de celle proposée par Potyondy (2003) dans l'exemple du couplage FLAC-PFC tiré d'un rapport interne d'Itasca. La partie modélisée par PFC^{2D} est créée dans l'espace correspondant délimité par des murs. Il s'agit en l'occurence d'un rectangle présentant une largeur de 450 mm et une hauteur égale à celle du recouvrement désirée. Pour mémoire, la largeur totale du modèle est de 750 mm. Il y a donc 150 mm de part et d'autre qui sont modélisés par FLAC.

Les particules sont générées selon le concept ERDF (Expansion du Rayon – Diminution du frottement) présenté au chapitre 6.1.1 page 223. Cela permet d'obtenir directement un état dense. L'angle de frottement inter-granulaire utilisé est important car il permet d'avoir un milieu initial lâche que l'on va densifier par la suite jusqu'à obtenir la porosité voulue. Dans notre cas, on rappelle que la valeur de μ_s correspondant à une porosité de 0.19 est 20° (soit $\tan \mu_s = 0.36$ dans PFC).

Le maillage FLAC est alors créé. Il a la forme d'un U afin de recevoir la partie modélisée par PFC en son centre. Le couplage est mis en place. La liste des éléments frontières est envoyée au PFC. Celui-ci détermine alors la liste des particules controlées. Elles deviennent asservies : leur vecteur vitesse dépendra des données reçues de FLAC pour garantir le bon fonctionnement du couplage.

De nouveau, des cycles de stabilisation sont alors effectués pour mettre à l'équilibre l'ensemble du modèle. Les liaisonnements de type *Contact Bond* sont alors installés dans les cinquantes premiers millimètres du recouvrement à partir du toit de la cavité. Les déplacements cumulés de translation des particules sont remis à zéro, ainsi que ceux des noeuds du maillage FLAC.

7.2.2 Simulations des essais expérimentaux n°3–9

Cinq essais sont simulés avec le modèle numérique couplé dans la configuration utilisée par les essais n°3 à 9. Cela va permettre d'évaluer la variabilité des résultats du modèle numérique couplé par rapport à celle observée sur les essais expérimentaux.

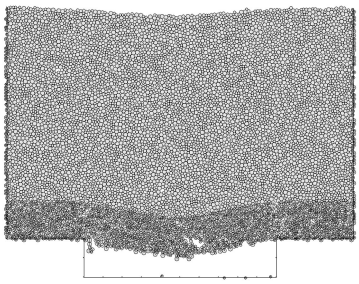
La hauteur de recouvrement au dessus de la cavité est de 300 mm. Chaque échantillon exploite une configuration géométrique identique. Seule l'agencement aléatoire des particules varie entre les simulations.

Différents critères seront observés. Il s'agit de la cinématique de la rupture (avec ou sans dégradation, 1 ou 2 blocs, par flexion ou cisaillement), des déplacements en surface, des volumes mis en jeu et des reports de charge durant la création de la cavité.

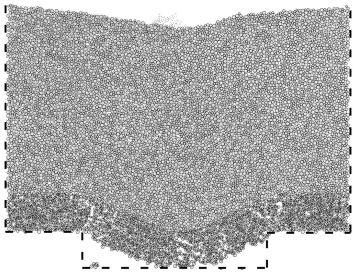
Les figures 7.4 et 7.5 présentent deux captures de chacune des cinq simulations. Celles de gauche illustrent le mécanisme de rupture observé, tandis que celles de droite montrent l'état final du modèle pour chaque essai. C'est à dire celui où la stabilisation des déplacements est obtenue après contact et arrêt des blocs avec le mur de la cavité.

Le mode de rupture observé varie donc d'un essai à l'autre. Quatre types de rupture sont observables :

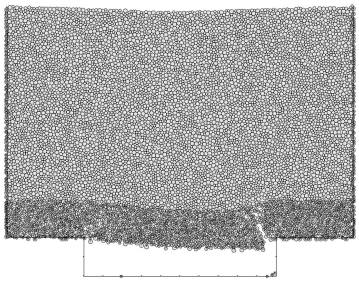
- Rupture symétrique par moment fléchissant uniquement (simulation n°1).
- Rupture symétrique par moment fléchissant et effort tranchant (simulation n°2), mais l'initiation de la rupture est assymétrique.
- Rupture symétrique par effort tranchant uniquement (simulation n°3).
- Rupture assymétrique par moment fléchissant et effort tranchant (simulation n°4 et 5).



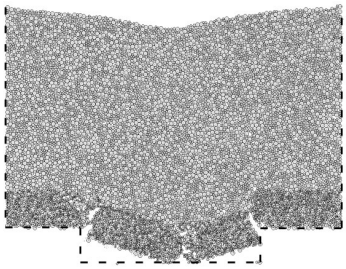
(a) Simulation 1 – Rupture



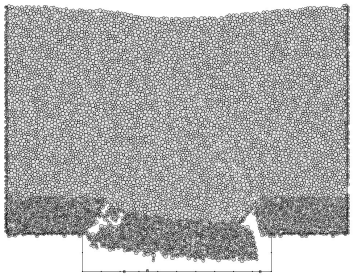
(b) Simulation 1 – Etat final



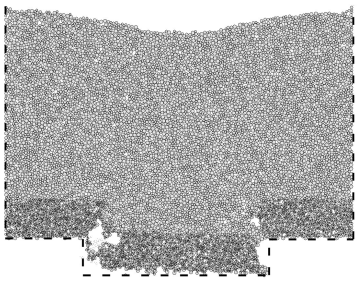
(c) Simulation 2 – Rupture



(d) Simulation 2 – Etat final

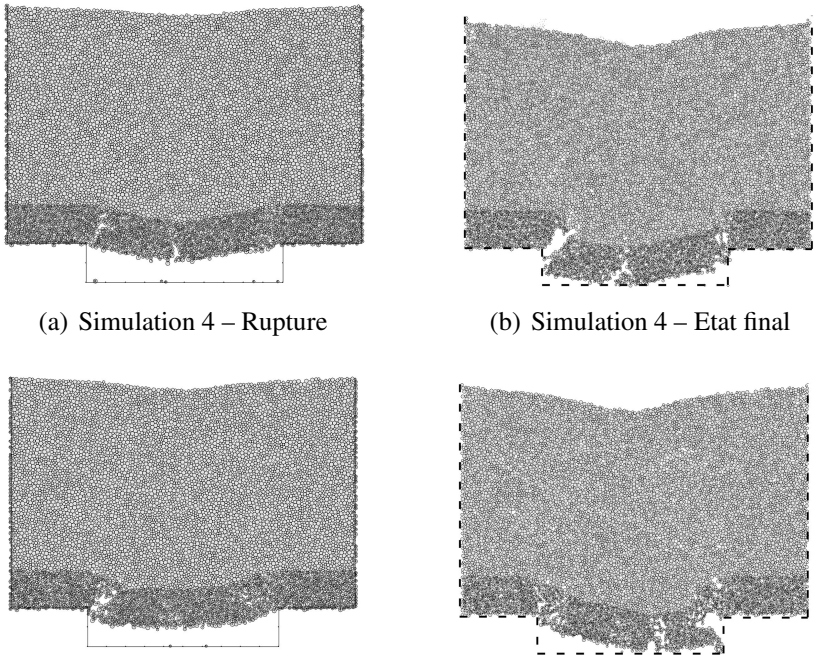


(e) Simulation 3 – Rupture



(f) Simulation 3 – Etat final

FIG. 7.4 – Rupture et état final pour les simulations n°1 à 3



(a) Simulation 4 – Rupture (b) Simulation 4 – Etat final

(c) Simulation 5 – Rupture (d) Simulation 5 – Etat final

FIG. 7.5 – Rupture et état final pour les simulations n°4 et 5

On retrouve bien une partie de la variabilité intrinsèque des matériaux granulaires observée sur les essais expérimentaux. Il est donc parfaitement justifié de réaliser plusieurs simulations. Une seule ne saurait être tenue pour représentative.

Ces différentes cinématiques de rupture ne présentent au final que peu d'influence sur les déplacements obtenus en surface, comme en témoigne les figures 7.6 et 7.7.

Les cuvettes d'affaissement sont très proches les unes des autres. On peut remarquer une variabilité plus importante sur la partie droite que sur la partie gauche des courbes. Elle est au maximum de $\pm 5\ mm$ sur la partie droite de la courbe. Cette différence n'est pas expliquée mais ne nuit pas à la qualité des résultats obtenus.

De même, les déplacements horizontaux sont homogènes entre les différents essais. Une certaine variabilité est présente, qui est caractéristique des matériaux granulaires et plus particulièrement lorsque la taille des éléments employés est relativement importante par rapport aux déplacements attendus. Cette variabilité est d'environ $\pm 2,5\ mm$ au niveau des maxima à gauche et à droite. Aucun essai ne se distingue donc des autres au niveau des déplacements en surface.

Les volumes mis en jeu sont déterminés à partir des déplacements dans le recouvrement de la cavité. Le tableau 7.2 récapitule les résultats calculés pour les cinq simulations. Il s'agit du volume de la cavité, du volume de matériau effondré et du volume de la cuvette apparue en surface.

Pour les cinq simulations, le volume de la cavité est constant et égal à $12500 mm^2$. Le volume de matériau effondré varie entre 67% et 82% du volume de la cavité. Par ailleurs, le volume de la cuvette en surface représente une très importante proportion du volume de matériau effondré dans la cavité : 93% au minimum.

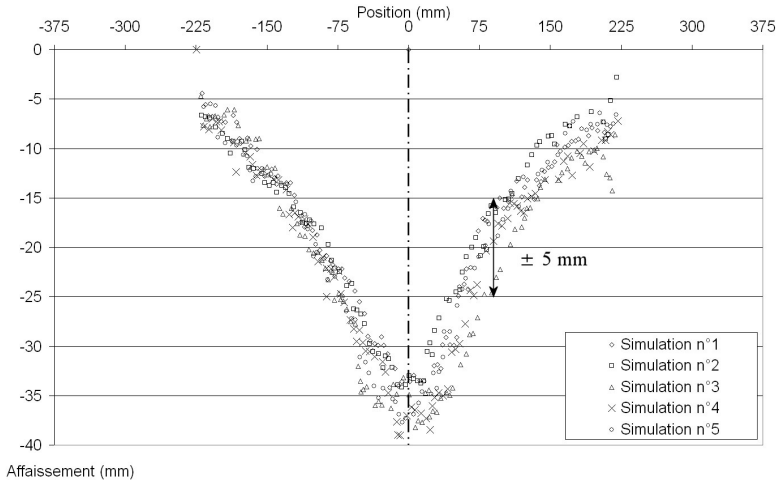


FIG. 7.6 – Cuvettes d'affaissement pour les cinq simulations

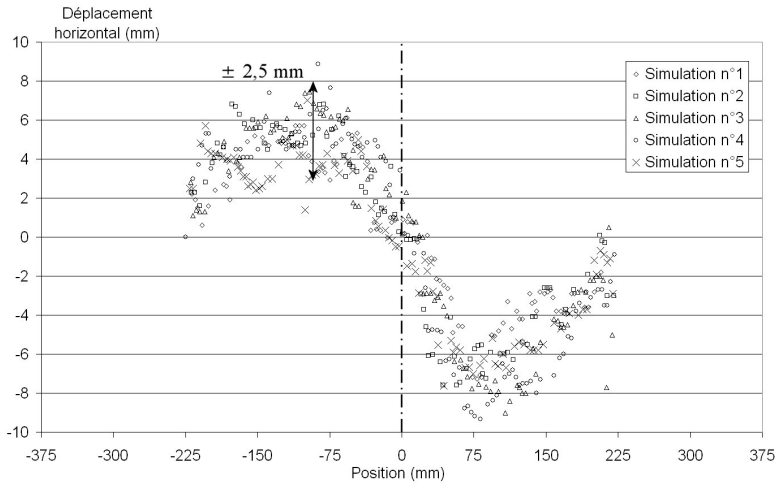


FIG. 7.7 – Déplacements horizontaux en surface pour les cinq simulations

On peut aussi relier le volume de matériau effondré dans la cavité avec le mode de rupture survenu. Ainsi le volume le plus important est obtenu pour la rupture par effort tranchant uniquement. Viennent ensuite les deux essais qui présentent une rupture assymétrique par moment fléchissant et effort tranchant. Pour finir, les deux essais pour lesquels le moment fléchissant est prépondérant présentent le volume de matériau effondré le plus faible.

Ceci est un résultat cohérent avec la cinématique de chute des blocs correspondant au mode de rupture :

- Lors d'une rupture par effort tranchant (simulation n°3), un bloc se détache et tombe dans la cavité. Le foisonnement est ainsi minime.
- Lors d'une rupture principalement par moment fléchissant (simulations n°1 et 2), deux blocs distincts tombent dans la cavité en pivotant par rapport à un point situé

Simulation	V_{cavite}	$V_{effondre}$	$V_{cuvette}$	$\frac{V_{cuvette}}{V_{effondre}}$
n°1	$12500mm^2$	$8416mm^2$	$8346mm^2$	0.99
n°2		$8451mm^2$	$7943mm^2$	0.94
n°3		$10238mm^2$	$9482mm^2$	0.93
n°4		$9902mm^2$	$9205mm^2$	0.93
n°5		$9185mm^2$	$8719mm^2$	0.95

TAB. 7.2 – Volumes en jeu lors de la série de cinq simulations

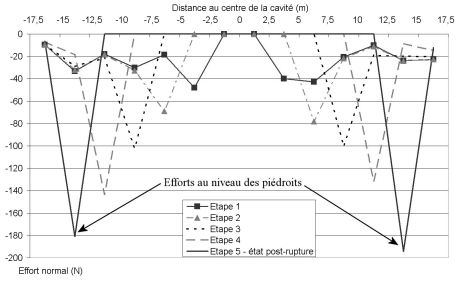
à proximité des parois verticales de la cavité. Des vides importants peuvent ainsi subsister du fait du réarrangement des blocs.

– Les ruptures dues à une combinaison de ces deux phénomènes (simulatons n° 4 et 5) présentent un volume de matériau effondré intermédiaire.

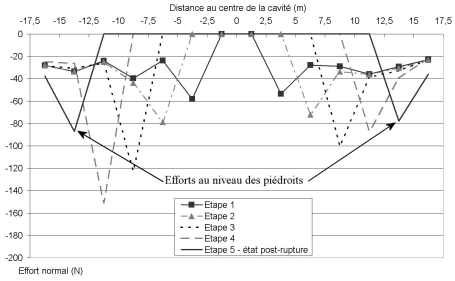
Les reports de charge sur les éléments frontières positionnés au niveau du toit de la cavité sont suivis étape par étape pour les différentes simulations. La figure 7.8 présente les résultats obtenus.

L'évolution des reports de charge varie donc légèrement d'un calcul à l'autre. Cependant la cinématique reste la même pour les cinq cas modélisés. La principale différence porte sur l'état final post-rupture et l'amplitude des efforts qui s'applique sur les piédroits de la cavité effondrée. Alors qu'ils sont très importants lors de la simulation n°1 (environ 180 N) et supérieurs aux efforts repris par les éléments correspondant aux cales 1 et 10, ils sont bien plus faibles pour les quatre autres cas : proche de 80–90 N en moyenne et bien inférieurs aux efforts reprise par les cales 1 et 10.

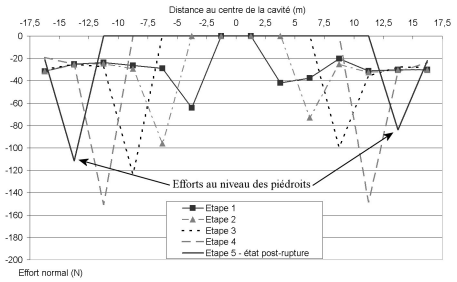
Parallélement à l'évolution des reports de charges lors de la création de la cavité, le développement de chemins privilégiés au sein d'un réseau de forces de contact permet d'observer la formation d'un effet de voute de part et d'autre de la cavité. Celui-ci évolue de manière comparable aux reports de charge. La figure 7.9 illustre en six captures l'état du réseau de forces de contact durant la création de la cavité.



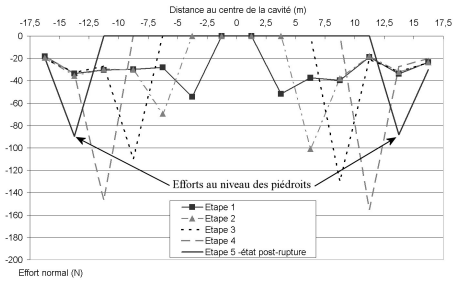
(a) Simulation 1



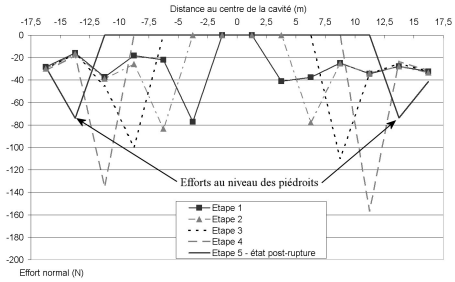
(b) Simulation 2



(c) Simulation 3

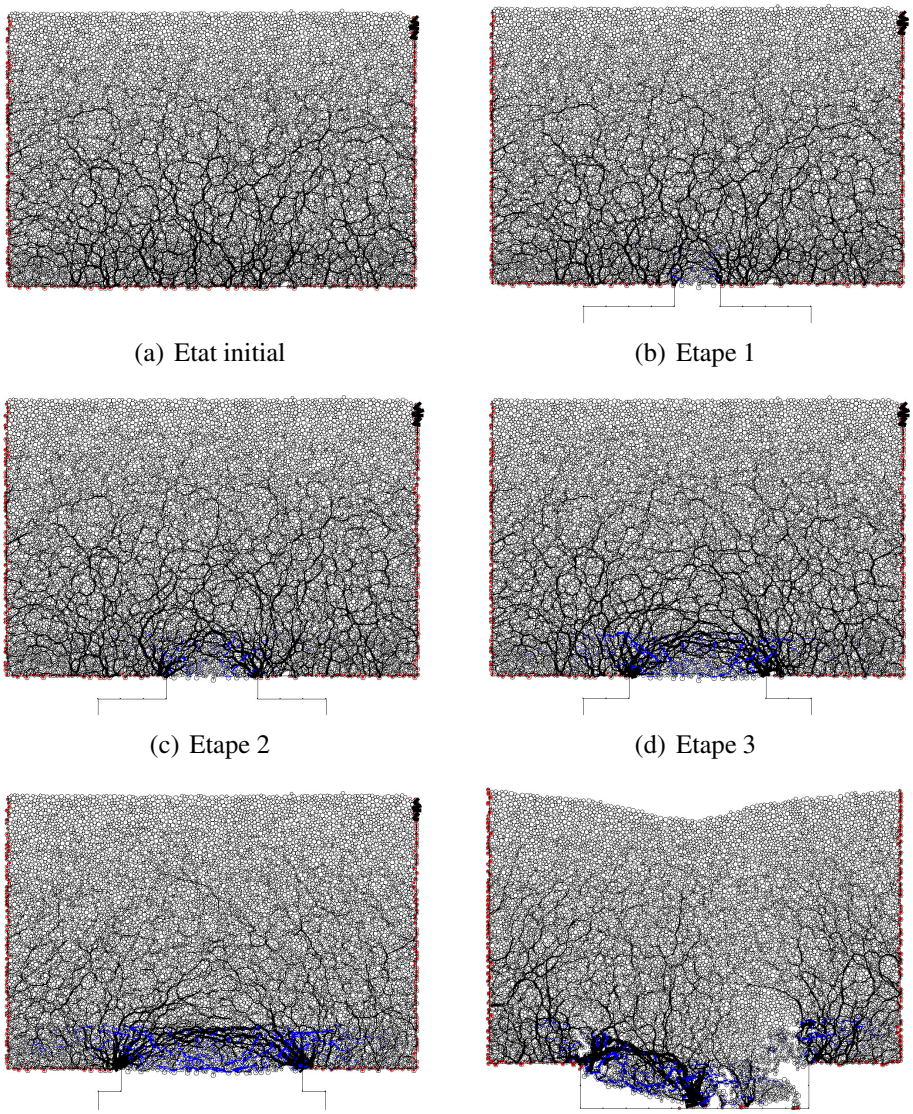


(d) Simulation 4



(e) Simulation 5

FIG. 7.8 – Report de charge pour les cinq simulations



(a) Etat initial (b) Etape 1

(c) Etape 2 (d) Etape 3

(e) Etape 4 (f) Etape 5

FIG. 7.9 – Evolution du réseau de forces de contact lors de la création de la cavité pour la simulation n°5

7.2.3 Exploitations des résultats

Afin de valider l'approche numérique couplée, les résultats des différentes simulations doivent être comparés avec ceux issus des essais expérimentaux correspondant. Pour cela, l'approche retenue rejoint celle qui a déjà été utilisée lors de l'exploitation des essais expérimentaux. Seront donc étudiés les volumes mis en jeu et la cinématique de la rupture dans une première partie, puis les déplacements en surface. Ce sera ensuite la pente et la déformée horizontale et pour finir l'évolution des reports de charge.

7.2.3.1 Volumes et rupture

Les volumes considérés sont ceux de la cuvette d'affaissement en surface et des matériaux effondrés à l'intérieur de la cavité. Les principaux indicateurs qui vont être utilisés sont :

- le ratio $V_{effondre}/V_{cavite}$.
- le ratio $V_{cuvette}/V_{effondre}$.
- le ratio $V_{cuvette}/V_{cavite}$.
- le foisonnement K, qui sera représenté par sa plage de variation $[K_{min}; K_{max}]$[1].

Le tableau 7.3 présente les valeurs moyennes pour chaque indicateur dans le cadre de la campagne expérimentale et pour la série de cinq simulations.

Indicateur	Modèle Expérimental	Simulation Numérique
$\frac{V_{cuvette}}{V_{cavite}}$	66%	70%
$\frac{V_{effondre}}{V_{cavite}}$	82%	74%
$\frac{V_{cuvette}}{V_{effondre}}$	81%	95%
$[K_{min}; K_{max}]$	$[1.03; 1.06]$	[1.03 ;1.05]

TAB. 7.3 – Indicateurs des volumes mis en jeu

Pour les simulations numériques, le volume de la cuvette est calculé à partir de la position finale de la couche supérieure de particules et des noeuds FLAC en surface.

On peut ainsi retenir que le modèle numérique permet de retrouver correctement le volume de la cuvette en surface, 70% contre 66% pour $V_{cuvette}/V_{cavite}$, même si le volume obtenu est légèrement supérieur.

Par contre, des différences existent au niveau du volume de matériau effondré dans la cavité : il est 8% inférieur lors les simulations. Par ailleurs, le ratio $V_{cuvette}/V_{effondre}$ est beaucoup plus important dans le modèle numérique : 95% du volume de matériau effondré dans la cavité remonte en surface pour former la cuvette d'affaissement. C'est une autre conséquence de l'idéalisation des rouleaux dans PFC : expérimentalement, il arrive lors

[1]Ces deux valeurs sont calculées respectivement par une hypothèse trapézoïdale et par une hypothèse cylindrique au niveau de la forme de la zone de sol remanié, cf. partie 3.2.4.2 page 98.

de la rupture que des rouleaux ne soient plus colinéaires et forment un enchevêtrement au fond de la cavité. Cela n'est pas possible dans la simulation numérique.

Le foisonnement obtenu avec les deux modèles est identique avec une plage de variation de 1,03 à 1,05-1,06 dans les deux cas. La chute du banc cohérent sous forme de blocs est donc bien reproduite numériquement, puisque c'est principalement ce phénomène qui participe au foisonnement.

Les modes de rupture obtenus sont assez variables que ce soit avec le modèle numérique ou avec le modèle expérimental. Par moment fléchissant, par cisaillement ou par une combinaison de ces deux aspects, les cinématiques de rupture des deux modèles sont assez proches. Cependant il faut remarquer que contrairement au modèle expérimental, aucune rupture prématurée n'a été observé avec le modèle numérique. Les ruptures obtenues sont mécaniques lors de la cinquième étape de création de la cavité. Pour aucune des cinq simulations, la dégradation du banc cohérent n'a été utilisée pour provoquer la rupture.

7.2.3.2 Déplacements en surface

Le graphe 7.10 présente les déplacements verticaux des essais et des simulations effectués. Les résultats des différents essais expérimentaux et des simulations sont représentés par deux nuages de points : gris bordé de noir pour les résultats expérimentaux, blanc entouré de noir pour les simulations numériques. Les résultats obtenus pour les parties modélisées par FLAC sont très proches pour les cinq simulations. Ils ne sont donc tracés que pour l'une d'entre elles sous la forme d'une courbe épaisse en pointillé. Une courbe supplémentaire représente la cuvette d'affaissement expérimentale déterminée par l'approche empirique calée sur les résultats expérimentaux.

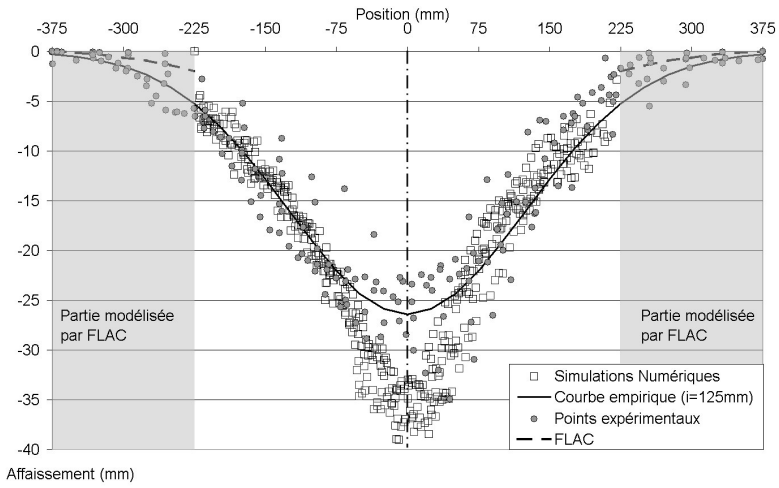


FIG. 7.10 – Comparaison des déplacements verticaux obtenus pour les essais expérimentaux et les simulations n°3 à 9

La concordance générale est bonne entre les résultats issus des deux approches : la forme de la cuvette est semblable, la largeur aussi, par contre la valeur de l'affaissement

maximum est plus importante pour le modèle numérique. Pour une cavité de $12500mm^2$, on passe d'une valeur moyenne expérimentale de 26.4 mm à environ 35 mm pour les simulations numériques. Cela représente une différence assez importante car proche de 30% de la valeur expérimentale. Cette différence ne concerne cependant qu'une zone limitée de la cuvette, en partie centrale.

Sur la figure 7.11 est représenté le nuage de points obtenus par les simulations numériques ainsi qu'une courbe empirique issue de l'approche de Peck. Celle-ci est calée afin de correspondre au mieux au nuage de points obtenus. Deux calages sont utilisés :

1. On applique la formule telle que rappelée par l'équation 7.1, avec S_{max} et i étant respectivement l'affaissement maximal et la distance au point d'inflexion.
2. On observe que sur la figure 7.10, un certain décalage existe entre les déplacements verticaux au sein du massif de particules PFC et ceux obtenus par FLAC. Un module d'Young trop important pour le matériau modélisé en surface par FLAC peut être la cause de cette discontinuité observée entre les résultats des deux codes de calcul. Il peut alors être intéressant de prendre en compte cette différence comme montré par l'équation 7.2, avec S_0 jouant le rôle d'un offset.

$$S(x) = S_{max} e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)} \tag{7.1}$$

$$S(x) = S_{max} e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)} + S_0 \tag{7.2}$$

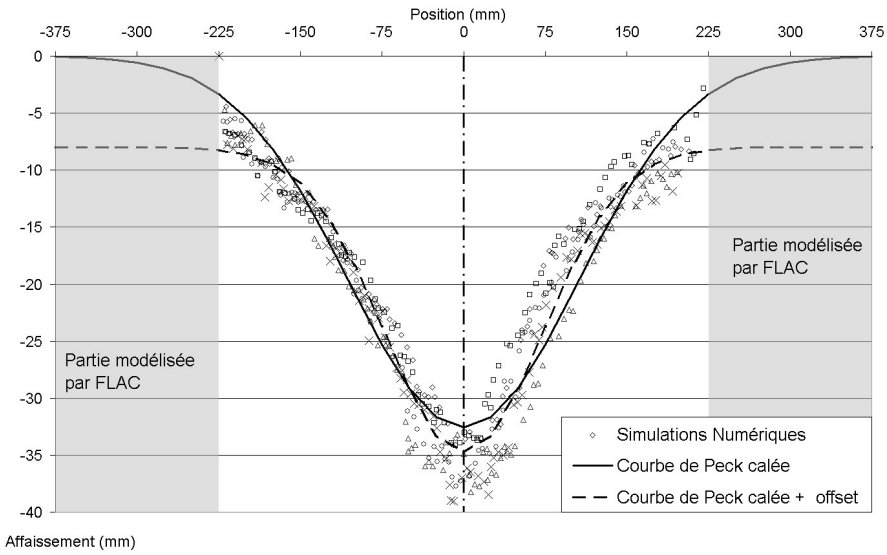


FIG. 7.11 – Calage de deux courbes d'affaissement sur les résultats des simulations numériques

La concordance générale des deux courbes est bonne vis-à-vis du nuage de points. Cependant la seconde courbe permet de suivre au mieux la forme du nuage de points.

L'affaissement maximal moyen est d'environ 33 à 35 mm. La distance au point d'inflexion i vaut 105 mm pour la première courbe et 73 mm pour la seconde. Par rapport aux résultats obtenus par la modélisation expérimentale, l'affaissement maximal obtenu est plus important de 7 à 8 mm alors que la largeur de la cuvette diminue (on obtenait environ 125 mm pour i avec les essais sur le modèle réduit). La cause de cette différence est à rechercher dans la modélisation retenue. En effet, numériquement, les particules PFC sont idéalisées : ce sont des cylindres dont les axes sont parfaitement parallèles. Ce n'est pas le cas de la modélisation expérimentale : les cylindres du matériau de Schneebeli ne sont pas parfaits et dans la zone centrale, point de convergence des déplacements en surface, les rouleaux peuvent, sous l'action de déplacements opposés, se mettre très légèrement de travers et créer ainsi une résistance au roulement qui ne peut se produire numériquement. Cette résistance au roulement tend à bloquer le mouvement des rouleaux et ainsi à diminuer localement l'intensité de l'affaissement.

Les déplacements horizontaux obtenus pour les deux modélisations sont tracés sur la figure 7.12. La valeur maximale du déplacement horizontal calculée par les simulations numériques est proche de la moitié du maximum déterminé expérimentalement. De plus, les déplacements horizontaux au niveau des deux zones extrêmes modélisées par FLAC sont très faibles : de l'ordre de 1 à 2 mm au maximum, alors qu'expérimentalement, le déplacement horisontal est déjà d'envron 7 mm. Au niveau de ce décalage se situe la raison de la différence entre les résultats expérimentaux et numériques. Le module d'Young utilisé pour le maillage FLAC est donc bien trop important par rapport à ce qui se passe expérimentalement. Par ailleurs, la variabilité des résultats expérimentaux est beaucoup plus importante que celle des résultats des simulations numériques.

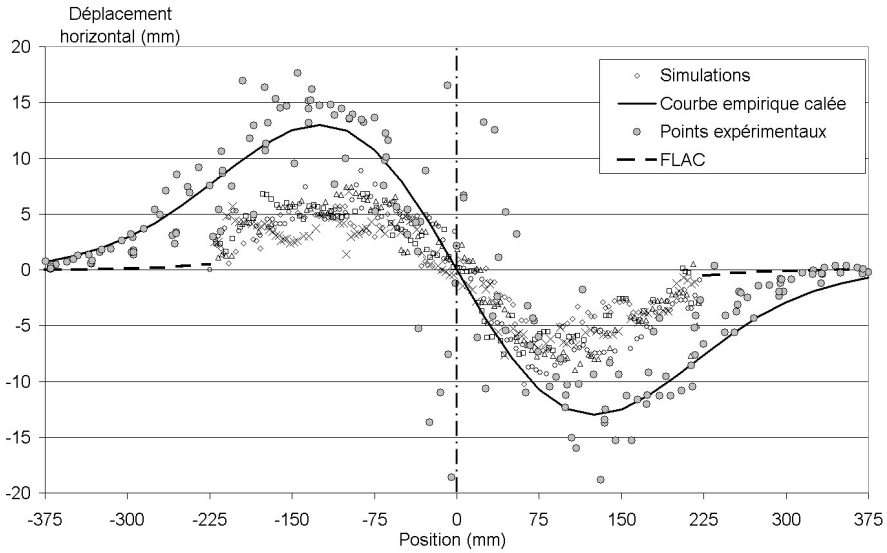


FIG. 7.12 – Comparaison des déplacements horizontaux pour les deux modélisations

Les résultats obtenus en terme de déplacements à la surface sont donc qualitativement en assez bon accord avec les observations faites lors des essais expérimentaux. En effet,

des différences importantes existent : de l'ordre de 30% sur l'affaissement et de 50% sur les déplacements horizontaux. Trois causes sont à l'origine de ces différences :

- l'idéalisation des rouleaux de Schneebeli,
- la surestimation du module d'Young dans la partie FLAC du modèle,
- le maillage FLAC qui n'est pas assez raffiné ni assez large pour négliger l'influence des conditions aux limites.

Il n'est pas possible de modifier le comportement des particules de PFC. Par contre, il est possible d'améliorer les résultats calculés par FLAC. Le maillage peut être raffiné en surface et le module d'Young peut être diminué. La modification du maillage FLAC doit cependant respecter certaines contraintes. En effet, la taille minimale d'une maille est fortement liée à la taille des particules de PFC. Il n'est en effet pas envisageable d'employer des éléments frontières dont la taille serait petite par arpport au diamètre caractéristique des particules.

7.2.3.3 Pente et déformation horizontale

Dans les simulations d'affaissement utilisant la Méthode des Eléments Distincts, le calcul de la pente et de la déformation horizontale est très sensible à la nature discontinue du matériau. La pente et la déformation horizontale sont calculées sur deux particules séparées d'une certaine distance, ce qui permet d'appréhender le comportement global du sol (cf. figure 7.13). La distance choisie pour ce calcul est celle de la largeur d'une semelle de la structure, soit 40 mm environ. Cela permet de s'affranchir de la nature granulaire du matériau, tout en restant sur une dimension relativement faible par rapport à la maquette de structure ou au bâti expérimental. On précise que l'on effectue un calcul glissant et non pas sur des segments juxtaposés.

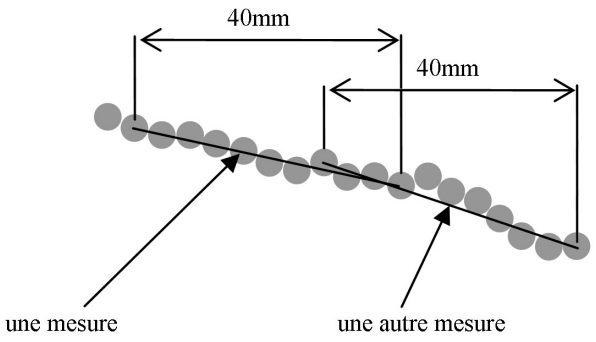


FIG. 7.13 – Schéma de principe pour le calcul glissant de la pente à partir des particules PFC

Les résultats des parties extrêmes modélisées par FLAC sont directement déterminés à partir des déplacements des noeuds du maillage. Les résultats des cinq simulations étant très proches, un seul d'entre eux est représenté.

Les écarts observés sur les déplacements verticaux et horizontaux entre les résultats expérimentaux et numériques sont la cause de divergences au niveau de la pente et de la déformation horizontale. Pour la pente, cela portera plus particulièrement sur la partie centrale où se situe la majeure partie des différences au niveau de la cuvette d'affaissement. La figure 7.14 présente les valeurs obtenues pour les cinq simulations ainsi que la courbe issue de l'approche empirique présentée au Chapitre 3.4.5 page 130.

Le nuage de points obtenus pour les cinq simulations présente une forme générale conforme à nos attentes. Par contre, les valeurs maximales sont bien plus importantes que celles prédites par l'approche empirique : un rapport 3 environ peut être calculé entre les deux. Cette différence est beaucoup plus marquée sur la partie droite de la courbe.

Par contre, la plage de variation des pentes est sensiblement la même pour les résultats expérimentaux et numériques : entre -30% et +30%. Par ailleurs, bien que l'amplitude entre les valeurs minimales et maximales soit la même, la transition entre ces deux zones est beaucoup plus rapides lors des simulations numériques : 150 mm séparent approximativement les deux emplacements des pentes maximales pour les simulations numériques, contre 250 mm pour les résultats expérimentaux. On retrouve donc ici l'influence de la distance au point d'inflexion qui vaut environ 73 mm pour les simulations numériques

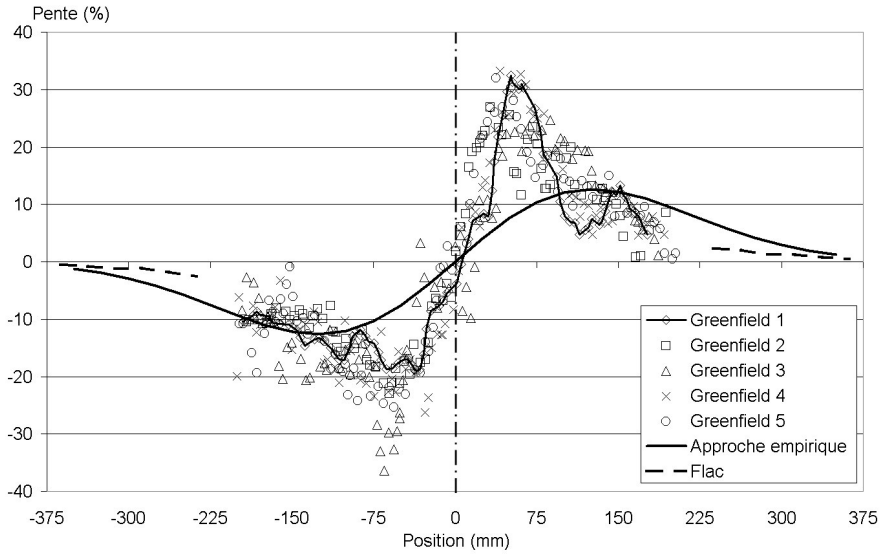


FIG. 7.14 – Evolution de la pente en surface pour les cinq simulations

contre 125 mm pour les essais expérimentaux.

La déformation horizontale est déterminée de la même manière. Elle est calculée à partir des positions initiales et finales de particules distantes à l'origine d'environ 40 mm. Les déformations des éléments volumiques sont utilisées pour les parties modélisées dans FLAC.

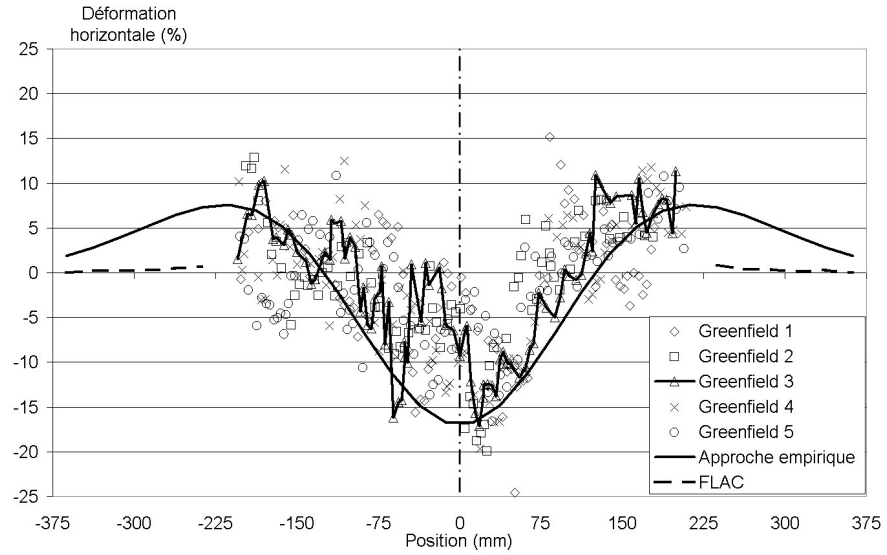


FIG. 7.15 – Evolution de la déformation horizontale en surface pour les cinq simulations

La figure 7.15 présente les résultats obtenus. La variabilité est très importante. Cependant, il n'est pas aisé de déterminer de manière plus précise les déformations horizontales au sein d'un matériau granulaire.

La tendance générale est à la compression en zone centrale de la cuvette et à l'extension en périphérie. Il n'est par contre pas possible de définir précisément une limite entre les zones en extension et celle en compression.

La courbe résultant de l'approche empirique suit de manière générale les limites du fuseau de points obtenus pour la modélisation numérique. En zone centrale, elle est proche des valeurs maximales de de déformations en compression (en valeur absolue. En zone périphérique droite, elle suit plutôt les valeurs de déformations en extension obtenues alors que pour la zone périphérique gauche, la courbe est sensiblement au milieu du nuage de points. On retrouve une observation déjà faite à propos de la pente : la distance au point d'inflexion qui pilote la position de points de transition des déformations horizontales de la compression vers l'extension est sous évaluée.

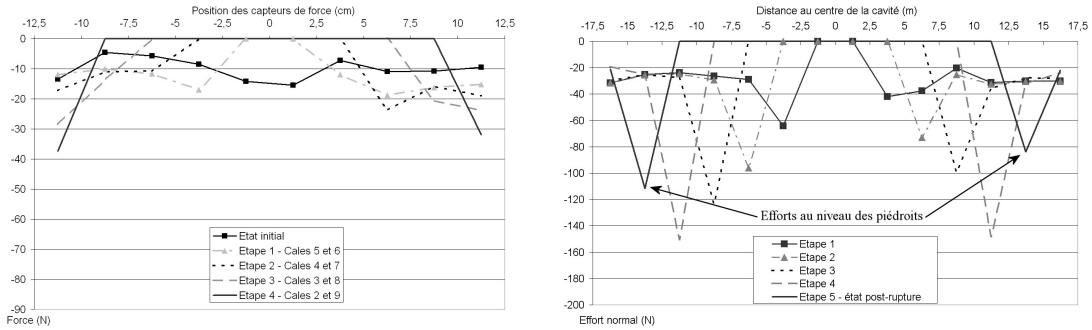
Les déformations horizontales observées au niveau du maillage FLAC sont très faibles par rapport à ce qui est prédit par l'approche empirique. Cela peut traduire une surévaluation du module d'Young du matériau de Schneebeli pour les faibles valeurs de confinement mais aussi une mauvaise représentation de phénomènes non élastiques dûe au maillage utilisé qui s'avére insuffisamment raffiné en surface.

7.2.3.4 Report des charges

Le report des charges au cours de la création de la cavité pose peu de probléme pour son exploitation. Les résultats sont disparates pour les essais expérimentaux, avec des essais pour lesquels le report s'effectue correctement alors qu'il semble absent pour d'autres.

Ce n'est pas le cas pour les cinq simulations pour lesquelles les résultats sont homogènes entre eux. La principale différence vient de la valeur des efforts repris par les cales ou les éléments frontières correspondant. Ils sont beaucoup plus importants pour le modèle numérique que ce qui est observé expérimentalement. On observe en effet des efforts qui dépasse 150 N de manière quasi-sytématique pour l'étape 4, alors que les essais expérimentaux ne dépassent pas 80 N dans le meilleur des cas.

Si l'on calcule le poids des terrains que devrait reprendre la cale n°1 lors de la quatrième étape de création de la cavité, on obtient : $0.125 \times 0.3 \times 0.06 \times 65000$ avec 0.125 m la distance depuis le centre de la cavité jusqu'à l'extrémité de la cale, 0.3 m la hauteur de recouvrement, 0.06 m la longueur des rouleaux et 65 kN/m^3 le poids volumique du matériau. On obtient ainsi un effort de 146 N. Ce résultat correspond parfaitement à ce qui est observé sur le modèle numérique.



(a) Modèle physique (b) Modèle numérique

FIG. 7.16 – Deux exemples de report de charge

7.3 Cas de l'interaction sol-structure

Cette partie est décomposée en quatre points. Tout d'abord, le détail de l'obtention de l'état initial du modèle numérique en présence d'une structure en surface est présenté afin de préciser les différences par rapport au cas terrain vierge. Ensuite une configuration présentant un recouvrement de 300 mm a été simulées. Les résultats obtenus ensuite sont exploités : comparaison par rapport aux essais expérimentaux avec structure et par rapport aux simulations numériques en terrain vierge.

7.3.1 Génération de l'état initial avec la structure en surface

La création de l'état initial du modèle numérique avec un bâti en surface présente de fortes similitudes à la procédure utilisée pour le cas en terrain vierge. La géométrie de la zone modélisée par PFC^{2D} ne change pas. La même quantité de particules est donc créée selon le concept ERDF. Une fois la stabilisation du massif de particules achevée avec la porosité souhaitée, le couplage périphérique avec FLAC est mis en place.

De nouveau, des cycles de calcul sont effectués afin d'atteindre un état d'équilibre global. Jusqu'à présent, la procédure suivie est strictement la même que dans le cas "greenfield". La structure est ensuite créée dans FLAC avec la géométrie et la position souhaitée, dans notre cas, la semelle droite est alignée avec le centre de la cavité. Les semelles en contact avec les particules de PFC sont chacune enrobées par quatre éléments volumiques. Les particules PFC qui sont localisées au même endroit que ces éléments volumiques sont supprimées. Les arêtes de ces éléments enrobant les semelles qui seront en contact avec les particules de PFC sont ajoutées à la liste des éléments frontières.

Des cycles de calcul sont de nouveau réalisés afin d'obtenir l'équilibre du modèle. Le chargement de la structure est alors appliqué à celle-ci. Le modèle couplé réalise encore des cycles de calcul jusqu'à converger vers un équilibre final. L'état initial du modèle couplé FLAC–PFC prenant en compte une structure en surface est finalement obtenu.

7.3.2 Simulation des essais n°13–14

Pour mémoire, la configuration expérimentale présente un recouvrement de 300 mm d'épaisseur. La cavité créée possède une largeur de 250 mm pour une hauteur égale à

50 mm. S'il s'avère qu'elle est stable, la ruine est obtenue par dégradation localisée du banc raide au niveau du centre du toit de la cavité.

Pour la première simulation effectuée, la rupture est survenue lors de la dernière étape de création de la cavité. La dégradation du banc raide n'a donc pas été nécessaire. Par contre, la seconde simulation a nécessité l'utilisation de la procédure de dégradation du banc cohérent pour provoquer la rupture du toit de la cavité.

La procédure utilisée pour cette simulation suit rigoureusement le même enchaînement d'étapes que pour les essais expérimentaux. Si cela s'avère nécessaire, le banc cohérent est dégradé au maximum en cinq étapes successives concernant une surface de 20 mm de large pour 10 mm de haut située sur l'axe de la cavité. La zone concernée est initialement située au niveau du toit de la cavité puis remonte jusqu'à l'horizon supérieur du banc raide. La dégradation consiste en une réduction de la force limite des *Contact Bond* de 75%. Des cycles de calcul sont réalisés jusqu'à atteindre un état d'équilibre, ou la rupture du banc résistant, entre chaque phase de dégradation.

La figure 7.17 présente l'état final obtenu après la ruine de la cavité pour la seconde simulation. Pour les étapes intermédiaires, les illustrations de la partie 7.2.2 correspondant à la même simulation mais en condition de terrain vierge sont similaires.

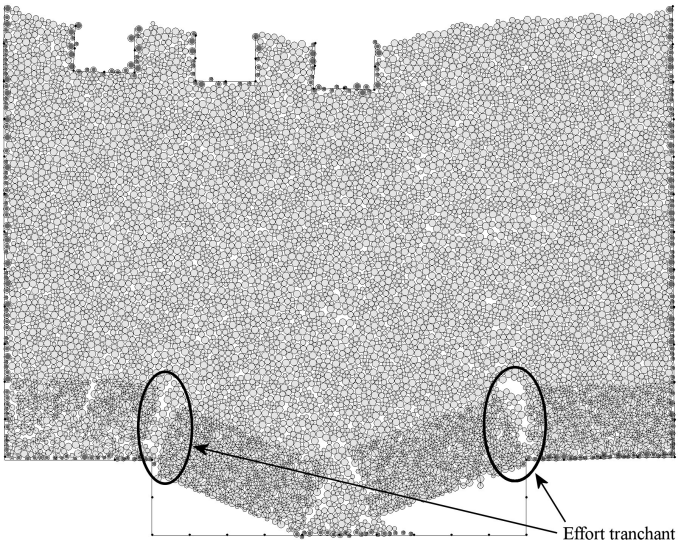


FIG. 7.17 – Etat final du modèle couplé avec la structure (état post-rupture pour la simulation n°2)

Les semelles de la structure se déplacent en fonction des mouvements des particules modélisés par PFC. Ces déplacements sont composés de deux translations et d'une rotation. Il apparaît cependant que les caractéristiques d'interface entre la semelle n°1 (à gauche) et les éléments volumiques du sol doivent être soigneusement définies, afin d'éviter un comportement en porte-à-faux de la structure via un encastrement de la semelle 1 vis-à-vis des éléments volumique qui ne correspondrait à rien de réel.

Il est donc nécessaire que la semelle 1 puisse présenter une rotation d'au moins 5–6° à la fin de la simulation. Cela correspond à l'ordre de grandeur des rotations observées expérimentalement au niveau de cette semelle.

7.3.3 Exploitation des résultats

7.3.3.1 Volumes et cinématique de rupture

Le tableau 7.4 présente les ratios des volumes obtenus pour les deux simulations.

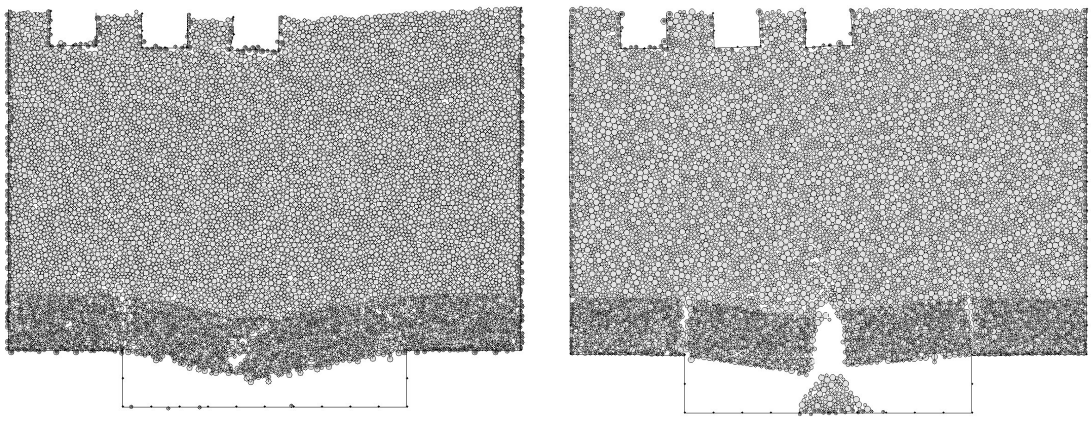
Indicateur	ISS_1	ISS_2	Flac-PFC terrain vierge
$\frac{V_{cuvette}}{V_{cavite}}$	60%	57%	70%
$\frac{V_{effondre}}{V_{cavite}}$	68%	61%	74%
$\frac{V_{cuvette}}{V_{effondre}}$	89%	94%	95%

TAB. 7.4 – Indicateurs des volumes mis en jeu pour les deux simulations avec une structure en surface

Les résultats obtenus sont assez comparables à ceux issus des simulations en condition de terrain vierge. En effet, bien que le volume de la cuvette soit sensiblement plus important en terrain vierge (70% du volume de la cavité en moyenne contre 57 et 60%), cela correspond au fait que la quantité de matériau effondré au sein de la cavité est lui aussi supérieur du même ordre de grandeur. Ceci est corroboré par le fait que les ratios $V_{cuvette}/V_{effondre}$ sont semblables pour les différents calculs.

La présence de la structure en surface n'influence donc pas le volume de la cuvette d'affaissement qui se forme lors de l'effondrement d'une cavité.

La cinématique de rupture est détaillée pour les deux simulations sur la figure 7.18.



(a) Simulation 1 (b) Simulation 2

FIG. 7.18 – Cinématique de rupture des deux simulations

La rupture est symétrique pour les deux calculs. Elle a lieu principalement par rupture sous l'effet du moment fléchissant comme on peut l'observer sur la figure 7.18, bien qu'une participation de l'effort tranchant soit observable. Deux blocs de matériau chutent dans la cavité jusqu'à atteindre un état d'équilibre, appuyés sur le mur et les piédroits de

la cavité. Des vides subsistent entre les différents blocs qui sont tombés dans la cavité. Pour la simulation n°2, la procédure de dégradation de l'horizon de matériau cohérent est utilisée, comme présenté précédemment.

Les reports de charge qui ont lieu durant la création de la cavité sur les éléments frontières situés à la verticale de la cavité sont tracés sur la figure 7.19. Le mécanisme et les valeurs obtenues[2] étant strictement identiques pour les deux simulations, seul celui de la première simulation est tracé.

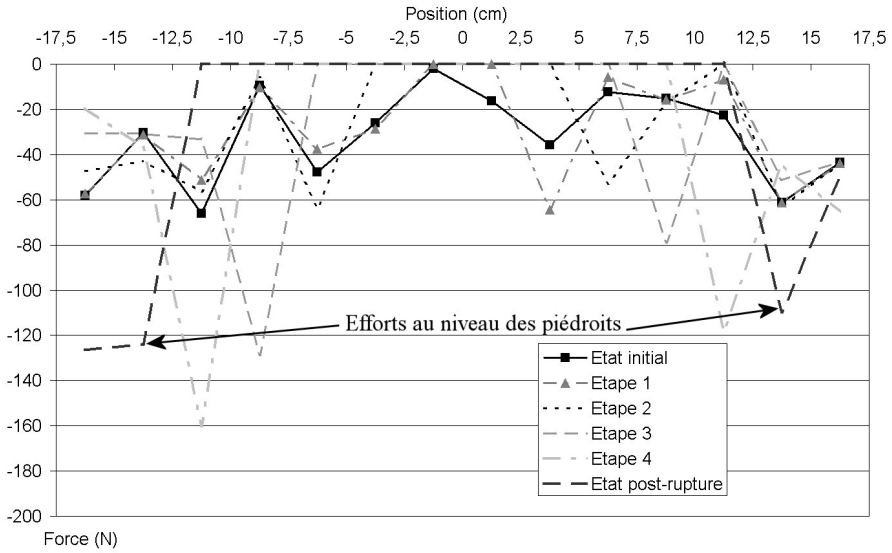


FIG. 7.19 – Evolution des reports de charge au cours de la création de la cavité pour la première simulation

La répartition initiale des efforts est variable. Cependant la charge moyenne par élément frontière est de 32 N, ce qui est proche du poids des terrains sus-jacents : 29 N environ. La charge supplémentaire est due au poids de la structure.

La charge qui repose sur les deux éléments frontières lors de la dernière étape avant la rupture du banc cohérent atteint 160 N pour l'élément de gauche et 120 N pour celui de droite. Le total est très proche du poids des terrains situés au dessus de la cavité, qui est d'environ 290 N.

Le comportement du massif de sol est donc semblable à celui observé lors des simulations en condition de terrain vierge. On reste cependant éloigné des résultats obtenus lors des essais expérimentaux particulièrement pour les reports de charge.

[2]En tenant compte de la variabilité inhérente à la modélisation en éléments distincts, telle qu'elle fût observée lors des simulations en condition de terrain vierge.

7.3.3.2 Déplacements en surface

Les déplacements verticaux obtenus en surface sont tracés sur la figure 7.20.

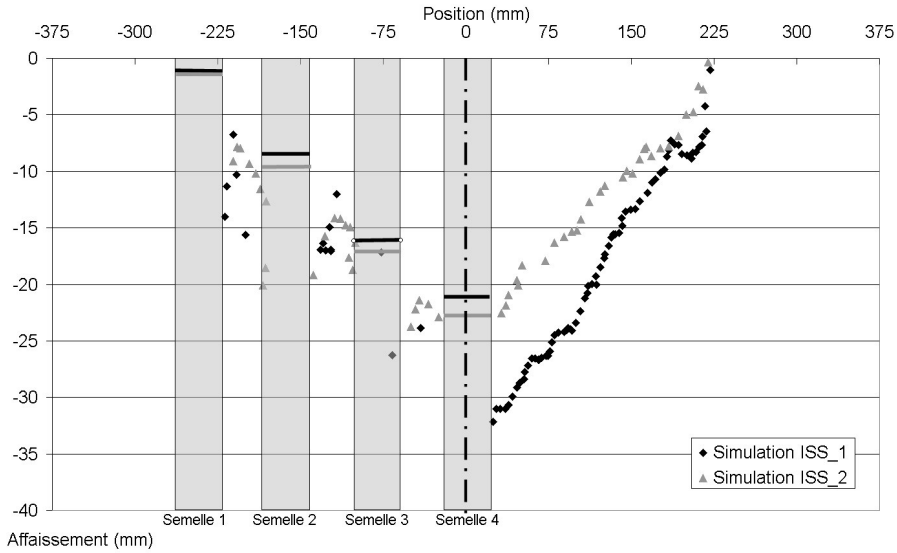


FIG. 7.20 – Déplacements verticaux en surface obtenus en présence de la structure

La position des semelles est placée sur le graphe. La partie gauche de la courbe est régulière mais les deux simulations donnent des résultats sensiblement différents. La simulation n°2 présente une courbe d'affaissement moins importante que pour la simulation n°1. Cependant les déplacements verticaux des semelles de la structure sont légèrement plus importants pour l'essai n°2. Cette différence est cependant nettement mois remarquable que les 10 mm de différence sur les tassements en partie droite des courbes.

Un écoulement de matériau granulaire relativement important a lieu lors de l'essai 1, comme illustré sur la figure 7.21.

Au niveau des semelles n°3 et 4 (les deux semelles de droite), le niveau du matériau granulaire a plus baissé que le niveau des semelles. Cette observation se retrouve aussi sur la semelle n°2 dans une moindre mesure. Il y a donc un décalage entre les déplacement verticaux du sol et ceux de la semelle. Cela explique en partie la différence entre les deux courbes d'affaissement tracées sur la figure 7.20. En effet, la simulation n°1 présente une courbe d'affaissement plus grande que l'essai 2, mais le niveau des semelles est sensiblement comparable, bien que inversé. Il apparaît clairement que la semelle n°4 lors de la simulation n°1 se retrouve à un niveau proche de la surface du sol. Elle s'est donc moins déplacée que les particules modélisées par PFC. Ce phénomène n'est pas observé lors de la seconde simulation : la semelle a mieux suivi le mouvement des particules.

Les conditions initiales étant les mêmes pour les deux simulations, seule intervient la variabilité inhérente à la création du massif de particules dans PFC et l'état de contact initial entre ce massif et les éléments volumiques des semelles de la structure modélisée par FLAC. Dans une moindre mesure, la rupture du banc raide par dégradation de ces propriétés lors de la seconde simulation peut aussi être une des causes de cette différence. La forme et l'ordre de la chute des blocs sont en effet forcément différents.

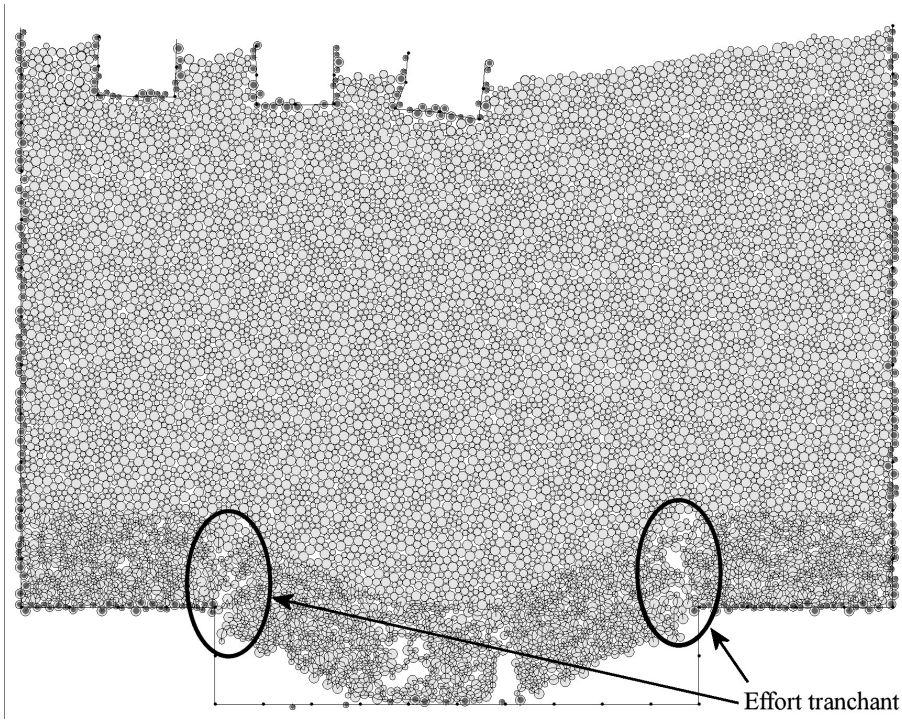


FIG. 7.21 – Etat post-rupture pour la simulation ISS_1

Le comportement de la structure sera étudié dans la partie 7.4 afin d'essayer d'expliquer cette différence de comportement.

Les déplacements verticaux des semelles sont récapitulés dans le tableau 7.5 pour les deux simulations. Les résultats obtenus par la modélisation numérique en terrain vierge, ainsi que par les essais expérimentaux sont aussi rappelés.

	Flac-PFC ISS_1	Flac-PFC ISS_2	Flac-PFC Terrain vierge	Expérimental Terrain vierge	Expérimental ISS (essai 14)
Semelle 1	-1,1 mm	-1,6 mm	-2,5 mm	-4,2 mm	-6,8 mm
Semelle 2	-7,1 mm	-8,1 mm	-10,1 mm	-11,6 mm	-17,3 mm
Semelle 3	-16,3 mm	-17 mm	-24 mm	-21,6 mm	-25,1 mm
Semelle 4	-20,9 mm	-22,5 mm	-32,6 mm	-26,6 mm	-33,5 mm

TAB. 7.5 – Déplacements verticaux des semelles de la structure

Les différents résultats sont relativement proches. On peut remarquer un comportement différent au niveau de l'affaissement maximal observé. Alors qu'il a tendance pour la modélisation expérimentale à augmenter en présence de la structure par rapport aux essais en terrain vierge, le phénomène inverse est observé pour les différentes simulations numériques. L'affaissement maximal diminue légèrement en présence de la structure par rapport aux simulations en l'absence de celle-ci. C'est certainement dû à **l'encastrement**

de la semelle n°1 qui perturbe de manière importante le fonctionnement de l'interaction sol-structure.

Les déplacements horizontaux obtenus pour les deux simulations sont tracés sur la figure 7.22. Les déplacements des quatre semelles sont en bonne concordance. Il en est de même pour les déplacements des éléments de sol. Une légère différence est observable sur la partie droite des courbes : la seconde simulation présente des déplacements qui sur cette partie sont légèrement inférieurs. Cette différence représente un à deux millimètres en moyenne soit environ 10–20% par rapport aux résultats de la simulation n°1. Ceci est nettement plus faible que la différence observée au niveau des tassements sur la figure 7.20.

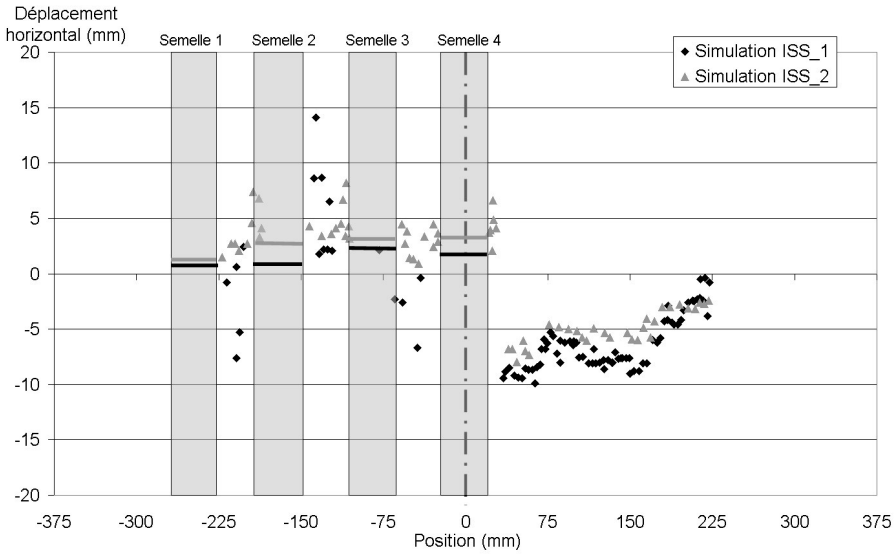


FIG. 7.22 – Déplacements horizontaux pour les deux simulations en présence de la structure

Les déplacements horizontaux de chaque semelle sont présentés dans le tableau 7.6.

	Flac-PFC ISS_1	Flac-PFC ISS_2	Flac-PFC Greenfield	Expérimental Greenfield	Expérimental ISS (essai 14)
Semelle 1	0,7 mm	1,1 mm	0,5 mm	6,3 mm	2,8 mm
Semelle 2	0,8 mm	2,9 mm	4,3 mm	12 mm	3,3 mm
Semelle 3	2,1 mm	3,1 mm	5,5 mm	11,3 mm	6,5 mm
Semelle 4	1,7 mm	3,2 mm	0 mm	0 mm	5,3 mm

TAB. 7.6 – Déplacements horizontaux des semelles pour les deux simulations avec la structure

Les déplacements horizontaux des semelles obtenus pour les différentes approches sont assez différents. D'un côté, les résultats du modèle expérimental en condition de

terrain vierge présentent des valeurs très importantes avec un maximum de 12 mm. La modélisation numérique couplée donne, comme observé précédemment en condition de terrain vierge, des déplacements horizontaux inférieurs de moitié par rapport à ceux obtenus expérimentalement.

Les déplacements horizontaux déterminés lors des deux simulations ISS_1 et ISS_2 en présence d'une structure sont plus faibles que ceux obtenus par une modélisation identique en condition de terrain vierge. La réduction représente environ 40 à 50% de la valeur maximale obtenue sans la structure. Une variation sensiblement équivalente est observée entre les déplacements horizontaux résultant des essais expérimentaux en terrain vierge et avec la maquette de bâti.

La rotation des semelles est récapitulée dans le tableau 7.7.

Rotation	Flac-PFC ISS_1	Flac-PFC ISS_2	Flac-PFC Greenfield	Expérimental Greenfield	Expérimental ISS (essai 14)
Semelle 1	2,7°	4,2	1,4°	5,9°	5,9°
Semelle 2	1,1°	1,2°	5,5°	10,6°	7,1°
Semelle 3	-0,19°	0,96°	10,2	9,9°	5,2°
Semelle 4	4,9°	-0,26°	0°	0°	9,3°

TAB. 7.7 – Rotation des semelles pour les différentes modélisations

Les rotations obtenues en condition de terrain vierge pour le modèle physique et pour la modélisation numérique sont assez proches. Les différences portent uniquement sur les semelles 1 et 2 et sont dues à la largeur plus faible de la cuvette d'affaissement observée avec la simulation numérique. On rappelle en effet que la distance au point d'inflexion mesurée sur les résultats des simulations numériques varie entre 73 et 105 mm alors qu'elle vaut environ 125 mm pour les essais expérimentaux.

La prise en compte de la structure en surface amène un certain nombre de modifications au niveau de la rotation des semelles. Alors qu'expérimentalement, on observe une très légère baisse de la rotation maximale (-10%), la modélisation numérique donne une réduction de la rotation maximale de l'ordre de 50%. On observe par contre dans les deux cas, une redistribution des rotations. Expérimentalement c'est la semelle n°4 qui présente la rotation la plus importante. Pour la simulation numérique, La semelle qui présente la rotation la plus importante est tantôt la semelle n°1, tantôt la semelle n°4.

Les déplacements des semelles sont utilisés dans la partie 7.4 pour étudier le comportement de la structure dans les différentes modélisations effectuées.

7.3.3.3 Pente et déformation horizontale

A partir des déplacements des semelles, la dénivellation d'appuis ainsi que la pente qui affecte chaque travée de la structure sont déterminés. Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau 7.8.

On observe une réduction générale de la pente lorsque la structure est présente par rapport aux simulations numériques en terrain vierge. La travée 1 est peu affectée par

Pente	Flac-PFC ISS_1	Flac-PFC ISS_2	Flac-PFC Greenfield	Expérimental Greenfield	Expérimental ISS (essai 14)
Travée 1	-7,4%	-8%	-9,4%	-9,1%	-13%
Travée 2	-11,4%	-11%	-17,2%	-12,3%	-9,6%
Travée 3	-5,7%	-6,8%	-10,6%	-6,2%	-10,4%

TAB. 7.8 – Pente des travées de la structure pour les simulations ISS_1 et ISS_2

cette variation. Les plus grosses différences sont observées sur les travées 2 et 3 avec une diminution de l'ordre de 30% pour la travée 2 et de 45% pour la travée 3.

Ce comportement est différent de celui observé lors des essais avec le modèle physique, pour lequel des différences notables apparaissent selon que l'essai soit réalisé sans ou avec structure. Une augmentation de la pente moyenne était obtenue, de même qu'un changement de la localisation de la travée la plus concernée. La travée présentant la pente la plus importante était alors la travée n°1 au lieu de la travée n°2 en considérant les déplacements obtenus en terrain vierge.

Il n'est donc pas possible de réaliser directement un parallèle entre les résultats issus de la modélisation numérique et ceux provenant des essais expérimentaux. Cette différence de comportement peut être expliquée à partir des observations faites sur les résultats des simulations numériques en condition de terrain vierge.

Il est avéré que les déplacements verticaux et horizontaux déterminé par FLAC en surface sont beaucoup plus faibles que les déplacements observés expérimentalement. L'utilisation d'un module d'Young surévalué en surface ainsi que d'un maillage non raffiné sont les causes de ces déplacements plus faibles.

Bien que les caractéristiques de raideur entre la semelle n°1 et le maillage FLAC aient été estimées pour obtenir une certaine liberté de mouvement au niveau de la semelle, il apparaît à travers les résultats des différentes simulations numériques que le module d'Young surévalué peut être à l'origine de la différence de comportement de la structure par rapport aux résultats expérimentaux. La semelle n°1 présente, lors des deux simulations, des mouvements et plus particulièrement une rotation assez faibles par rapport aux valeurs observées sur le bâti physique. Dans la partie 7.4, les déformations et les efforts au sein des différents éléments de la structure lors des simulations seront exploités. Une raideur trop importante du sol en surface modélisé par FLAC ainsi que de l'interface entre la semelle et les éléments de sol devrait se traduire par une augmentation importante des efforts au sein du poteau 1.

Les déformations horizontales entre chaques semelles sont déterminées à partir des mouvements horizontaux de celles-ci (tableau 7.9).

Les valeurs de déformations horizontales obtenues par la modélisation numérique sont plus faibles que celles issues des essais expérimentaux. On retrouve ici les conséquences des déplacements horizontaux assez faibles obtenus lors des simulations. Un certain nombre de points de comparaison sont cependant possibles.

Les déformations horizontales obtenus en condition de terrain vierge présentent une évolution similaire pour les essais expérimentaux et pour les simulations numériques : la

Déformations horizontales	Flac-PFC ISS_1	Flac-PFC ISS_2	Flac-PFC Greenfield	Expérimental Greenfield	Expérimental ISS (essai 14)
Travée 1	0,1%	2,2%	4,7%	7%	0,6%
Travée 2	1,6%	0,25%	1,5%	-0,9%	4%
Travée 3	-0,5%	0,1%	-6,8%	-13,9%	-1%

TAB. 7.9 – Déformations horizontales au niveau de la structure

travée 1 est soumise à un allongement important, la travée 2 est la moins sollicitée tandis que la travée 3 est soumise à de la compression et présente la valeur la plus importante en valeur absolue.

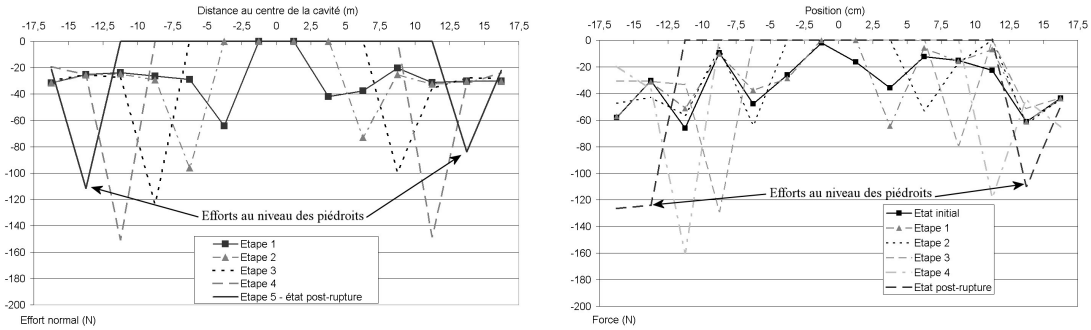
L'influence de la structure se traduit tout d'abord par une réduction de l'intensité des déformations horizontales : en valeur absolue, le maximum obtenu en présence de la structure est environ le tiers de la valeur maximale obtenue en condition de terrain vierge. Ensuite, alors qu'en l'absence de la structure les déformations les plus importantes sont négatives (compression), elles deviennent positives (extension) lorsque la structure est prise en compte.

Le comportement observé lorsque l'influence de la structure est prise en compte est donc différent de celui observé lors des essais expérimentaux. La structure modifie dans les deux approches l'intensité de l'affaissement. Cependant alors qu'expérimentalement, on observe une augmentation de l'affaissement maximal par rapport au cas sans la structure, l'inverse est observé numériquement. Néanmoins le comportement très différent de la semelle n°1 dans la modélisation numérique peut expliquer au moins en partie ce phénomène.
Au niveau des déplacements horizontaux, on observe qualitativement la même variation entre les essais sans et avec structure pour la modélisation physique que numérique. Une réduction des déplacements horizontaux est obtenue dans les deux approches. Les différences relatives sont de plus du même ordre de grandeur : 40 à 50% de réduction pour les deux modèles. Par contre, les valeurs "réelles" sont différentes entre les deux modèles : les déplacements horizontaux issus de la modèlisation numérique sont deux fois plus faibles que ceux mesurés lors des essais expérimentaux.
Les différences observées au niveau de l'affaissement et des déplacements horizontaux se répercutent directement sur la pente et la déformation horizontale.

Trois causes sont imputables à ces différences : l'idéalisation des rouleaux de Schneebli dans PFC, les très faibles déformations observées au sein du maillage FLAC et le comportement de la semelle n°1. Il n'est pas possible d'agir sur la première. Par contre, il serait possible d'améliorer dans une certaine mesure le comportement du maillage FLAC ainsi que celui de la semelle n°1.

7.3.3.4 Report des charges

Les reports de charge ne présentent pas de différences importantes par rapport à ceux obtenus lors des simulations en terrain vierge (figure 7.23).



(a) Greenfield (b) Avec la structure

FIG. 7.23 – Evolution des reports de charge lors de la création de la cavité

La surcharge occasionnée par la structure est faible par rapport au poids des terres au niveau du toit de la cavité. Les faibles différences qui sont observables entre les deux graphes sont dues à la variabilité intrinsèque de la modélisation car du même ordre de grandeur que les variations observées entre les cinq simulations en terrain vierge sur la figure 7.8. Le résultat est donc correct.

7.4 Déformations et efforts dans la structure

7.4.1 Objectifs

L'objectif de cette partie est d'étudier l'influence de l'interaction sol-structure sur les déformations au sein de la structure, que ce soit par le moyen d'essais expérimentaux ou de simulations numériques.

Pour cela deux approches sont utilisées. La première consiste à mesurer les déformations directement sur la structure lors des essais expérimentaux ou des simulations numériques. La seconde se sert d'un modèle numérique de structure réalisé sous CESAR-LCPC, auquel sont imposés les déplacements que les semelles subissent sous une hypothèse de découplage du comportement de la structure de celui du sol.

Dans l'optique de mener les études d'interaction sol-structure pra le moyen de la modélisation numérique, les déformations obtenues par ces deux méthodes sont tout d'abord comparées pour la modélisation numérique et par la suite pour les essais expérimentaux. La validité de l'utilisation de la modélisation numérique pour cette étude est alors abordée.

Tout d'abord, la méthode utilisée pour le calcul des déformations dans les différentes approches ainsi que les déplacements des semelles utilisés sont présentés.

7.4.2 Méthode utilisée et valeurs retenues pour les déplacements des semelles

7.4.2.1 La méthode

Pour les essais ou simulations en terrain vierge, les déplacements des semelles sont déterminés en utilisant les valeurs issues des déplacements verticaux et horizontaux observés au niveau de la position fictive du centre de chaque semelle. Pour la rotation des semelles, elle est supposée égale à la pente observée en ces mêmes endroits. Les points d'abcisse -240 mm, -160 mm, -80 mm et 0 mm sont donc utilisés respectivement pour les semelles n°1, 2, 3 et 4.

Pour les essais et simulations en présence d'une structure, les déplacements et rotations observés sur les semelles sont utilisés.

Lors des essais expérimentaux en présence d'une structure, les déformations sont directement fournies par les jauges. Il n'y a donc pas de conversion nécessaire avant exploitation des résultats.

Par contre, lors des simulations numériques, les déformations de la structure modélisée par FLAC ne sont pas directement accessibles. En effet, seul les efforts au niveau des noeuds du maillage de la structure sont disponibles. Il s'agit de l'effort normal N, de l'effort tranchant T et du moment fléchissant M_z. La déformation en fibre externe d'une poutre peut être calculée à partir de ces efforts.

Nous nous plaçons pour cela dans la théorie des poutres élancées car la longueur d'un élément est grand devant les dimensions de sa section (l'épaisseur est de 0,8 mm alors que la longueur est au minimum de 45 mm). Ainsi la participation de l'effort tranchant à la déformation longitudinale de la poutre peut être négligée. Il en résulte :

$$\epsilon_x = \frac{N}{ES} + \frac{M_z \times y}{EI_z} \tag{7.3}$$

avec :
- ϵ_x est la déformation recherchée.
- S est la section de l'élément considéré, 12.8 mm^2 pour toute la structure.
- y est la distance à l'axe neutre de la poutre du point dont on calcule la déformation.
- I_z est l'inertie autour de l'axe zz' de la section S, 0.683 mm^4 pour toute la structure.
- E est le module d'Young du matériau de l'élément considéré, 210000 MPa pour toute la structure.

La position de la fibre neutre est déterminée en connaissant l'effort normal et le moment fléchissant par la formule :

$$\frac{N}{S} = -\frac{M_z \times d}{I_z} \tag{7.4}$$

illustrée par la figure 7.24.
On obtient alors :

$$d = -\frac{N}{M_z}\frac{I_z}{S} \tag{7.5}$$

FIG. 7.24 – Calcul de la position de l'axe neutre pour une poutre

La déformation ϵ_x peut donc être calculée pour chacun des points correspondant à la localisation des jauges de déformation utilisées sur la structure expérimentale.

7.4.2.2 Déplacements des semelles pour les essais expérimentaux en terrain vierge

Les déplacements des semelles qui sont utilisés pour étudier le comportement de la structure à partir des mouvements de terrains survenus en condition de terrain vierge sont récapitulés dans le tableau 7.10.

Déplacement	Semelle 1	Semelle 2	Semelle 3	Semelle 4
Δx	+6.3 mm	+12 mm	+11.3 mm	0 mm
Δy	+22.4 mm	+15 mm	+5 mm	0 mm
$\Delta\theta$	5.9°	10.6°	9.9°	0°

TAB. 7.10 – Déplacements des semelles correspondant aux mouvements de terrain expérimentaux en terrain vierge

Ils sont issus de la partie 4.6.3 page 185 portant sur l'étude des déformations dans la structure lors des essais expérimentaux.

7.4.2.3 Déformations des jauges pour les essais expérimentaux en présence de la structure

Comme nous l'avons vu au chapitre 4, les mesures réalisées sur les jauges de déformations lors des deux essais sont entâchées d'une erreur qui les rend quasiment inexploitables. Afin de disposer néanmoins d'éléments de comparaison, la même approche que celle utilisée pour les essais en terrain vierge est utilisée.

Les déplacements des semelles (deux translations et une rotation) observés lors des essais en présence d'une structure sont donc utilisés. Ce sont ceux de l'essai n°14 qui sont retenus comme présenté dans la partie 4.6.3 page 185. Ils sont rappelés dans le tableau 7.11.

Semelle	Δx	Δy	θ
S1	2.8mm	-6.8mm	5.9°
S2	3.3mm	-17.3mm	7.1°
S3	6.5mm	-25.1mm	5.2°
S4	5.3mm	-33.5mm	9.3°

TAB. 7.11 – Déplacements et rotations des semelles – Essai 14

7.4.2.4 Déplacements des semelles pour les simulations numériques en terrain vierge

Les mouvements de terrains observés lors des simulations en condition de terrain vierge sont utilisés pour déterminer les déplacements que les semelles subissent. Les régressions effectuées sur les déplacements lors de la partie 7.2.3.2 page 250 permettent d'obtenir les valeurs moyennes des déplacements par chaque semelle. Elles sont récapitulées dans le tableau 7.12.

Semelle	Δx	Δy	θ
S1	0,5mm	-2,5mm	1,4°
S2	4,3mm	-10,1mm	5,5°
S3	5,5mm	-24mm	10,2°
S4	0mm	-32,6mm	0°

TAB. 7.12 – Déplacements et rotations des semelles – Modélisation numérique en terrain vierge

Des plages d'incertitude sont prises en compte pour chaque déplacement. Elles sont de plus ou moins 1 mm sur les déplacements en x et en y et de plus ou moins un degré sur la rotation. Ce sont des valeurs quasiment identiques à celles considérées pour les déplacements déterminés sur les essais expérimentaux.

7.4.2.5 Déformations pour les simulations numériques en présence de la structure

Elles sont déterminées à partir des efforts calculés dans la structure modélisée par éléments de poutre, comme présenté dans la partie 7.4.2.1. Les déformations ainsi obtenues pour les deux simulations sont résumées dans le tableau 7.13.

Jauges	Simulation 1 (μdef)	Simulation 2 (μdef)
A	2079	2662
B	230	-503
C	-5103	-1004
D	921	1461
E	-921	-1461
F	1001	1378
G	1885	-302
H	-720	-1853
I	720	1853

TAB. 7.13 – Déformations dans la structure – Modélisation numérique avec la structure

7.4.3 Résultats

Comme présenté en introduction de cette partie, l'exploitation des résultats est séparée en trois parties. La première traite de l'influence de l'interaction sol-structure lors des différentes simulations numériques. La seconde rappelle brièvement les conclusions qui furent obtenues dans la partie 4.6.3 page 185 concernant l'influence de l'interaction sol-structure observée sur les essais expérimentaux.

La dernière partie est consacrée à la discussion de la validité d'utiliser le modèle numérique pour étudier l'influence de l'interaction sol-structure.

La position des jauges de déformations est rappelée sur la figure 7.25.

7.4.3.1 Influence de l'interaction sol-structure dans la modèlisation numérique

Les mouvements de terrain en surface obtenus par les simulations en terrain vierge sont utilisés pour calculer les déformations qui apparaîtraient au sein de la structure dans le cas d'un comportement découplé de celle-ci et du sol. Les mouvements des semelles utilisés sont présentés dans le tableau 7.12. Un grand nombre de simulations sont effectuées avec le modèle numérique de structure. Cela permet d'obtenir une plage de variation pour les déformations au sein de la structure, ce qui est du à l'incertitude prise en compte sur les déplacements des semelles.

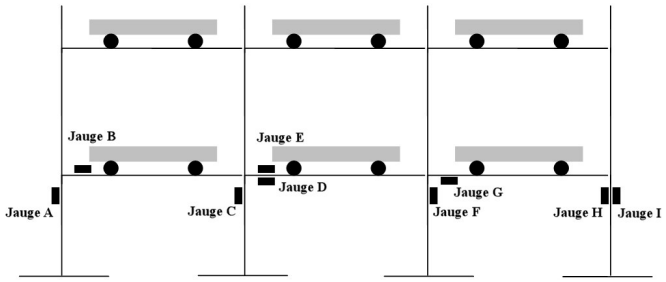


FIG. 7.25 – Schéma du positionnement des jauges sur la structure

La figure 7.26 présente les déformations comparatives obtenues entre l'hypothèse d'un comportement découplé du sol et de la structure et les résultats issus des deux simulations numériques complètes (c'est à dire avec le modèle de structure en surface).

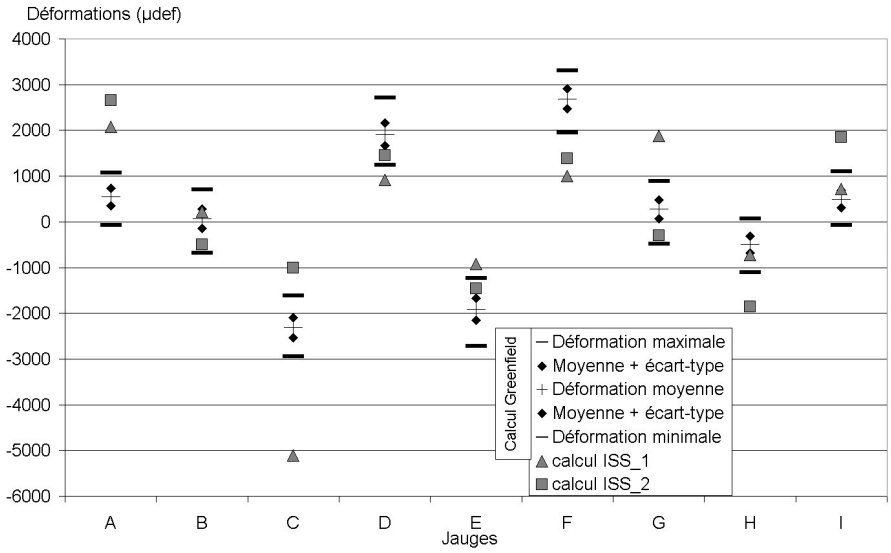


FIG. 7.26 – Déformations au sein de la structure pour les mouvements de terrain des simulations numériques en terrain vierge et en présence de la structure

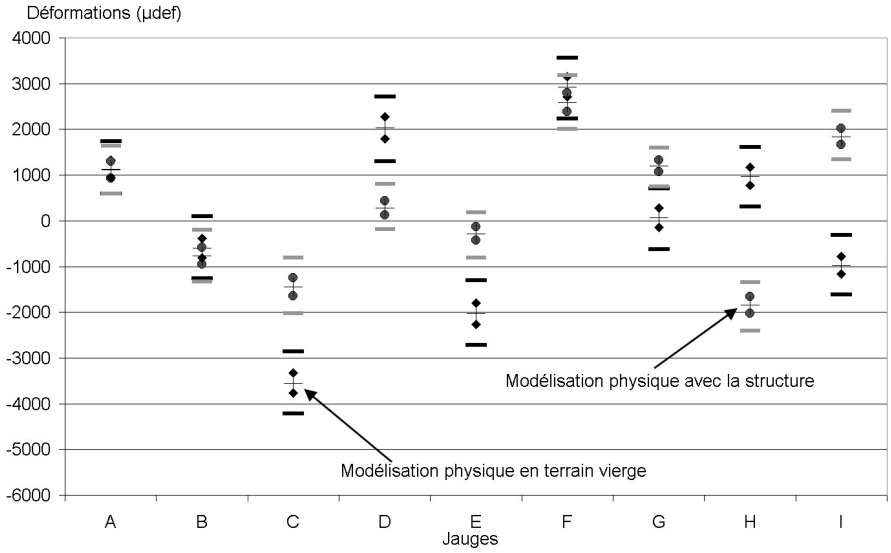
L'influence de l'interaction sol-structure est variable selon les parties de la structure considérée. Sur certaines jauges (B, D, E), l'influence est très peu marquée. Elle est nulle sur la jauge B et tends à montrer une légère baisse des déformations enregistrées sur les jauges D et E. Pour les jauges C, G, H et I les déformations obtenues par les deux simulations avec la structure donnent des résultats différents. Il n'est donc pas possible de se prononcer au niveau de ces deux jauges.

Pour les jauges A et F, les résultats des deux simulations concordent et montrent soit une augmentation des déformations au niveau de la jauge A, soit une diminution des déformations pour la jauge F, par rapport aux déormations déterminées en supposant un comportement découplé du sol et de la structure.

Selon les résultats des simulations numériques, il apparaît donc nécessaire de prendre en compte l'interaction sol-structure lors des études visant à caractériser les sollicitations qui pourraient être transmises à un bâtiment situé dans une zone présentant un aléa fontis. En effet, le fait qu'en certains endroits les déformations observées puissent être sous-évaluées est très préjudiciable à la pérennité de la structure.

7.4.3.2 Rappel des conclusions obtenues sur l'influence de l'interaction sol-structure dans le modèle expérimental

Les conclusions relevées lors du chapitre 4 sur les résultats des essais expérimentaux sont à mettre en parallèle aux résultats obtenus précédemment sur les simulations numériques. La figure 7.14 présente les déformations de la structure selon les deux approches : comportement découplé du sol et de la structure ou comportement couplé.



TAB. 7.14 – Déformations dans la structure pour les essais expérimentaux

On rappelle que des différences importantes sont visibles entre les deux approches. De manière générale, les déformations déterminées pour les essais en présence de la structure sont plus faibles que celles correspondant aux mouvements de sols en terrain vierge. Seules les jauges H et I présentent des déformations de signe opposé ainsi qu'une valeur absolue plus importante.

La prise en compte de l'interaction sol-structure est de même nécessaire.

7.4.3.3 Validité de la modélisation numérique

Bien que les résultats des deux modèles mènent à la même conclusion, la nécessité de prendre en compte l'interaction sol-structure, les observations faites sur les différents résultats diffèrent. Il nous semble donc nécessaire de confronter les résultats des différentes approches afin de juger de la validité de la modélisation numérique.

La première étape est dédiée à la comparaison du comportement de la structure qui serait obtenu si l'hypothèse de découplage du comportement du sol et de la structure était

avéré. Certaines différences ont été observées au niveau des mouvements des terrains entre les essais expérimentaux en terrain vierge et les simulations numériques correspondantes. Est-ce que ces différences pourraient causer des variations importantes au niveau des déformations dans la structure ?

Par la suite, les résultats obtenus pour les essais expérimentaux et les simulations numériques seront comparés afin de juger de la validité du modèle numérique et de la pertinence des solutions techniques utilisées.

7.4.3.3.1 En terrain vierge

La figure 7.27 présente les déformations qui apparaîtraient dans la structure sous l'effet des mouvements de terrains déterminés en condition de terrain vierge pour le modèle expérimental et la simulation numérique.

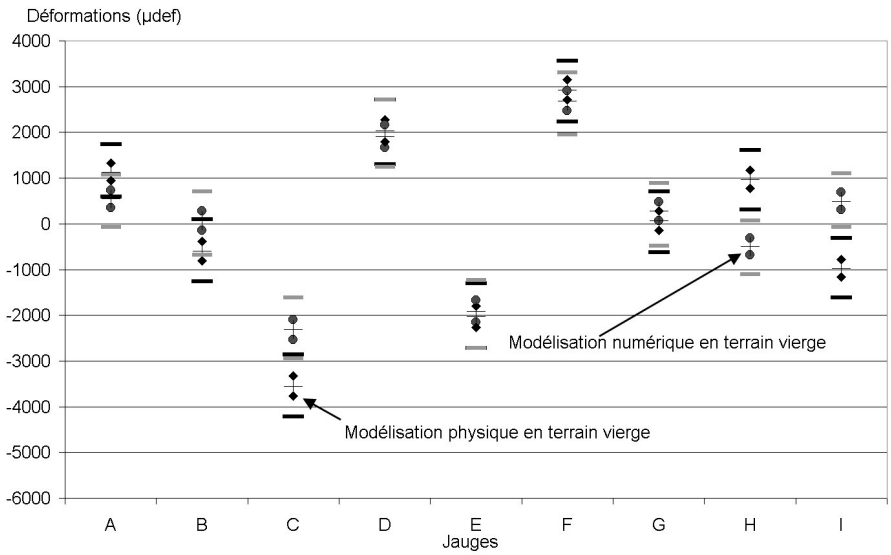


FIG. 7.27 – Déformations dans la structure correspondant aux mouvements du sol en condition de terrain vierge

Les déformations obtenues par le modèle physique ou par la simulation numérique sont très proches. Seules trois jauges présentent des différencecs importantes, dont deux en vis-à-vis. Il s'agit des jauges C, H et I. La jauge C présente une plage de déformations plus faibles numériquement que expérimentalement et il n'y a quasiment pas de zone de recouvrement pour les deux plages de variations. Les jauges H et I présentent des déformations très différentes : elles sont de signe opposé entre les deux modèles. Néanmoins la valeur absolue des déformations est sensiblement la même. Cette différence est donc assez limitée car elle n'est avérée que pour une position relative de la structure et de la cavité. En effet, si l'on inverse la position de la structure et de la cavité, on se retrouve alors avec des déformations signe opposé dans la jauge I, ce qui correspond au résultat de la simulation numérique.

De manière générale, les déformations apparaissant dans la structure sous l'effet des déplacements appliqués aux semelles sous l'hypothèse d'un comportement découplé du

sol et de la structure, sont donc semblables pour le modèle expérimental et la simulation numérique. Une seule jauge donne un résultat différent avec une diminution importante de la déformation : la jauge C.

7.4.3.3.2 En présence de la structure

Les déformations au niveau de la structure pour les essais expérimentaux et les simulations numériques sont tracées sur la figure 7.28. On remarque que les déformations des deux modèles sont obtenues différemment. En effet, alors que pour la simulation numérique, elles résultent de mesures directes d'effort sur les éléments de structure, les mesures des jauges de déformations sont entachées d'une erreur importante. Ne sont donc tracées que les plages de déformations calculées à partir des déplacements mesurés des semelles, affectés d'une certaine incertitude.

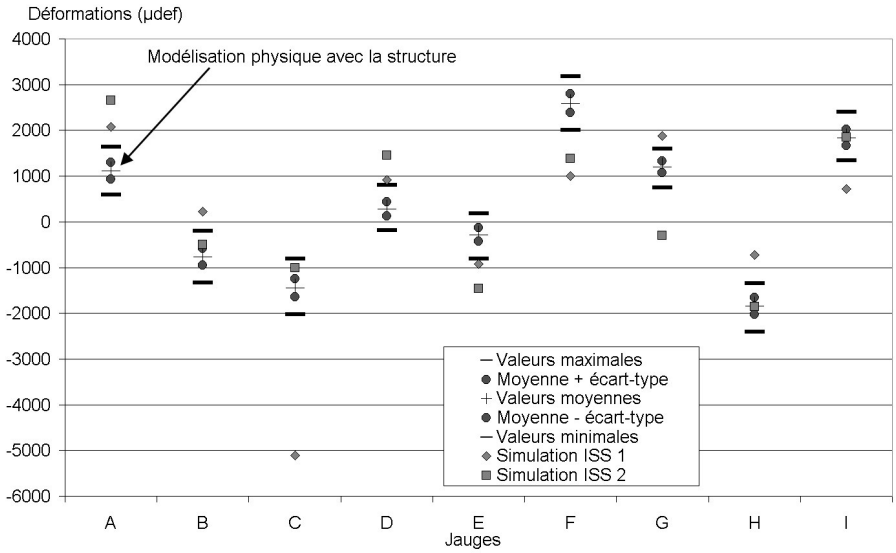


FIG. 7.28 – Déformations dans la structure lors des essais et simulations considérant un couplage du sol et du bâti

Les déformations déterminées par les deux approches sont très différentes. En effet, les résultats donnés par les deux simulations numériques sont fréquemment situés en dehors de la plage de variation des déformations de chaque jauge. Pour aucune jauge, les deux résultats des simulations numériques ne sont situés en même temps dans la plage de valeurs des essais expérimentaux. Bien que pour certaines jauges, les résultats obtenus soient proches des plages de valeurs (particulièrement pour les jauges B, D, E, H et I), des écarts très importants sont observés sur les autres jauges (A, C, F et G).

Les résultats des modélisations numériques avec la structure présentent donc trop de différences par rapport aux déformations expérimentales "estimées" pour être considérés comme pertinentes. Les causes de ces écarts sont doubles :

– Les déformations "expérimentales" ne sont pas des valeurs mesurées mais correspondent à des valeurs calculées à partir des déplacements des semelles. Les plages

de valeurs qui en découlent peuvent être différentes des valeurs qui auraient été mesurées.
- La solution technique retenue pour représenter les interactions entre les particules de PFC et les éléments de structure FLAC perturbe trop le comportement des semelles. Ce point sera donc à améliorer.

Conclusion

L'utilisation du couplage entre deux codes, employant une formulation en milieu discret et en milieu continu permet de profiter des avantages de ces deux approches.

L'avantage de l'utilisation d'une formulation en milieu continu est de réduire dans des proportions importantes le temps de calcul nécessaire par rapport à une modélisation employant uniquement une formulation en milieu discontinu.

L'utilisation pour une partie du modèle d'une formulation en éléments distincts cylindriques présente un certain nombre d'avantages :

- La variabilité inhérente à la modélisation avec des éléments distincts permet d'obtenir naturellement une variabilité de résultats comparable à celle observée expérimentalement.
- L'apparition de fractures ne nécessite aucune direction de fracturation prédéfinie ou implémentée manuellement.
- La rupture du banc cohérent situé au toit de la cavité se traduit par la chute de blocs au sein de la cavité. Cela permet de reproduire le phénomène de foisonnement observé dans la réalité.

La modélisation numérique couplée permet donc de reproduire de manière satisfaisante la cinématique de rupture au niveau du toit de la cavité et le comportement du massif de sol lors de l'effondrement de cette cavité.

Cependant un certain nombre de limitations restreignent encore l'utilisation de ce procédé :

- La formulation en éléments distincts nécessite une longue et délicate phase de calage des paramètres pour chacun des matériaux présents dans le modèle,
- Bien que diminué, le temps de calcul reste encore trop important (plusieurs jours voire semaines sans prendre en compte le calage des paramètres),
- Le fonctionnement de l'asservissement des particules au niveau des éléments frontières reste à perfectionner,
- Aucun couplage entre les éléments de structure FLAC et les particules PFC n'est pour l'instant implémenté. Cela oblige à utiliser un artifice qui modifie l'interaction sol-structure.

Néanmoins, une fois calée sur les résultats issus d'un modèle réduit physique, l'utilisation d'une modélisation numérique couplée permet d'envisager l'étude paramètrique du phénomène d'interaction sol-structure lors de la formation d'un fontis. Cela permet un gain de temps important (principalement par le fait que l'on peut aisément réaliser un certain nombre de calcul en simultané sur plusieurs ordinateurs, ce qui n'est pas possible avec le modèle physique), tout en ayant accès aux différentes grandeurs du problème beaucoup plus facilement.

Les résultats obtenus en terme de mouvements des terrains en surface et d'effondrement de la cavité permettent de retrouver une partie des résultats expérimentaux.

Par contre l'impact de la présence d'un bâtiment en surface est différent selon que la modélisation expérimentale ou la simulation numérique est utilisée. Ceci est la conséquence des solutions techniques retenues pour mettre au point le modèle numérique avec la structure en surface. Il nous paraît donc nécessaire dans un proche futur d'améliorer ces

solutions techniques afin d'obtenir des résultats comparables aux conclusions des essais expérimentaux. Les principales améliorations à apporter sont :

- le comportement de l'interface entre les éléments de structure et les éléments volumiques dans FLAC. Il s'agit plus particulièrement de la raideur trop importante utilisée qui limite les déplacements de la semelle.
- le fonctionnement de l'interface FLAC-PFC afin de ne plus obtenir l'effet de marche observé sur certaines simulations.

C'est une étape préalable à la réalisation d'études paramétriques à l'aide de la modélisation numérique. Pour conclure, on retiendra que la modélisation numérique couplée employant une double formulation en milieu discontinu et milieu continu est un outil prometteur, mais que le développement de son utilisation demande que soient levées certaines limitations.

Troisième partie

Application sur un cas réel

Chapitre 8

Application au fontis de L'Hautil

8.1 Présentation du contexte

Le massif de l'Hautil se situe au Nord Ouest de Paris, aux confins des départements des Yvelines et du Val d'Oise. Il présente un soubassement gypseux ayant fait l'objet d'une exploitation intensive pour la fabrication du plâtre au XIXe siècle et jusqu'en 1979, date de la fermeture de la dernière exploitation.

La surface totale des zones sous-minées représentent environ 670 hectares. Cependant seule une partie de cette superficie est concernée par le risque de mouvements de terrain de grande envergure. En effet, de 1962 à 1979, la technique dite de l'affaissement dirigé a été appliquée pour une extraction optimale du gypse et pour annuler le risque d'effondrement. Ce sont donc finalement environ 450 hectares de carrières très endommagées, dont 350 à présent inaccessibles, qui sont concernés par le risque d'effondrement (Thorin 1992).

Les excavations concernées, principalement sous forme de galeries, sont particulièrement instables. Cette instabilité est liée au comportement mécanique médiocre et à l'altérabilité du gypse. De nombreux rapports du Service des Mines assurant un suivi de ces exploitations relatent des désordres fréquents. En l'absence de travaux confortatifs, des indices d'instabilités apparaissent en effet tôt ou tard, soit sur les piliers, soit au ciel ou encore au mur des galeries.

Le mouvement de terrain le plus fréquent est le fontis dont la profondeur et le diamètre débouchant en surface peuvent atteindre respectivement la dizaine et plusieurs dizaines de mètres. Un autre type de désordre, l'effondrement généralisé, est susceptible de se produire, affectant de manière quasi-spontanée une superficie importante : jusqu'à quelques dizaines d'hectares.

L'Inspection Générale des Carrières de Versailles a reporté les aménagements de surface sur le plan des secteurs sous-minés répertoriés. 250 propriétés bâties sont alors directement concernées par le risque d'effondrement. Elles se répartissent sur les communes d'Evecquemont, de Chanteloup-Les-Vignes, de Triel-sur-Seine et de Vaux-sur-Seine.

Le 11 mars 1991, un accident mortel est survenu sur la commune de Chanteloup-Les-Vignes. Un fontis présentant un diamètre d'environ 30 m pour une profondeur d'une vingtaine de mètres apparaissait en deux phases pour une durée totale de l'évènement de 6 h environ. Il est apparu dans une cour de maison où se trouvaient deux caravanes. Un des occupants s'est retrouvé enseveli dans le fontis en voulant s'éloigner. La figure 8.1 témoigne des dimensions du phénomène et de sa proximité inquiétante d'autres habitations.

8.2 Présentation de la modélisation numérique

8.2.1 Données disponibles

Les données disponibles se répartissent en quatre rubriques différentes. Elles portent tout d'abord sur la nature géologique du site, puis sur les caractéristiques des matériaux rencontrés. Il vient ensuite l'influence des méthodes d'exploitation utilisées et le mécanisme de dégradation préférentiel observé par l'IGC de Versailles lors de visites sur site.

FIG. 8.1 – Photo du fontis survenu le 11 mars 1991 à Chanteloup-Les-Vignes (Photo INERIS)

8.2.1.1 La géologie du site

La figure 8.2 (Thorin 1992) présente une coupe géologique type du massif de l'Hautil.

Les couches de gypse utilisées pour la fabrication du plâtre sont incluses dans un ensemble d'assises géologiques dénommé "*les masses et marnes du gypse*". Cette formation est constituée classiquement par une alternance de bancs marneux et de couches gypseuses. Ces couches sont au nombre de quatre maximum et numérotées du haut vers le bas.

Sur le massif de l'Hautil, seule la première masse ou haute masse a été exploitée. Son épaisseur varie entre 9 m au Sud et 4 m au Nord. Les masses inférieures se présentent sous la forme de banc de gypse peu épais, intercalés dans un ensemble marneux, inexploitables dans des conditions techniques de rentabilité économique.

Le recouvrement de l'horizon de gypse exploité atteint 75 m au sommet de la butte de l'Hautil. Il est constitué par :

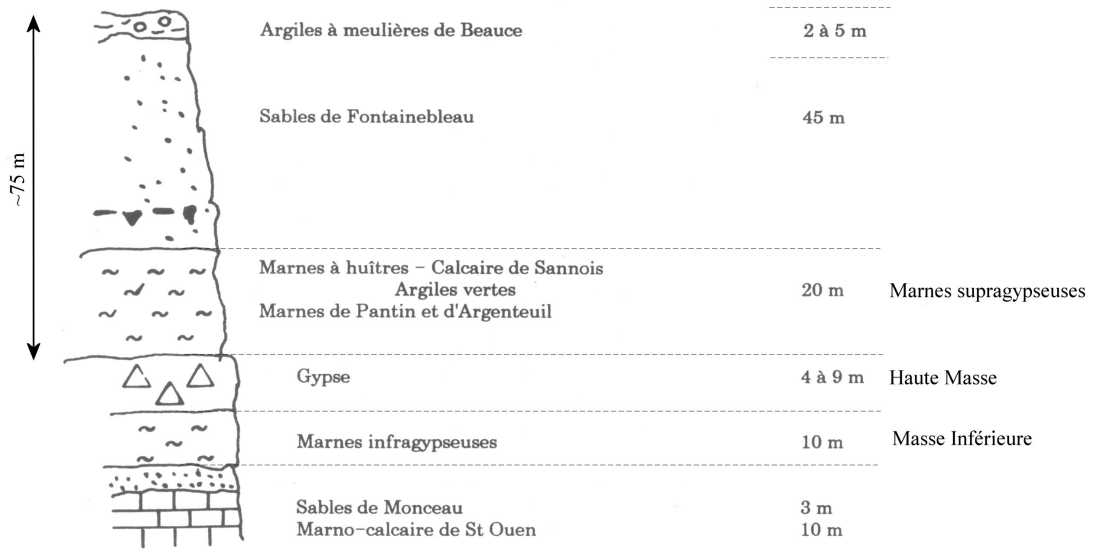


FIG. 8.2 – Coupe géologique schématique du massif de l'Hautil (selon Thorin 1992)

- un ensemble à dominante marneuse regroupant les marnes supragypseuses, les argiles vertes, le calcaire de Sannois, les marnes à huîtres, pour un total d'une vingtaine de mètres d'épaisseur ne comportant pas de séquence gypseuse bien individualisée,
- les sables de Fontainebleau, qui présente une épaisseur maximale d'environ 45 m. Ils sont aquifères à leur partie inférieure,
- les argiles à meulières de Beauce en surface, sur quelques mètres d'épaisseur.

Le gypse, roche très soluble, est protégé des infiltrations par les horizons marneux sus-jacents quasi-imperméables. Par contre, au droit des versants et plus particulièrement à la partie aval de ceux-ci, les couches gypseuses ont été érodées et/ou en partie dissoutes. Elles ont totalement disparu ou ne subsistent que sous forme d'îlots plus ou moins altérés entourés de terrains marneux.

L'horizon à dominante marneuse comporte un niveau imperméable constitué par des marnes vertes, couramment dénommées les "Glaises Vertes". Ce niveau soutient la nappe des sables de Fontainebleau. Ce matériau est un facteur aggravant pour le phénomène de fontis. Il coule littéralement dans les carrières lorsqu'un fontis l'atteint. La nappe perchée entraine alors les matériaux éboulés lors de son écoulement.

8.2.1.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le gypse est un matériau très soluble et présentant une dureté faible : c'est un minéral très tendre rayable à l'ongle. L'assise exploitable, entre 9 et 4 m, est constituée d'une succession de bancs de gypse entre lesquels s'intercalent des lits marneux ou siliceux millimétriques à centimétriques.

Sur l'ensemble du massif de l'Hautil, les deux-tiers supérieurs du gypse exploitable, moins résistants, étaient dénommés "pierre tendre" par les carriers : les lits marneux y sont plus fréquents. Le tiers inférieur, plus résistant, était appelé "pierre dure" : les inter-

calaires marneux sont peu nombreux sauf dans les bancs de pied surmontant les marnes infragypseuses.

Un certain nombre d'essais d'identification et de comportement ont été réalisés par la section Mécanique des Roches du LCPC visant à caractériser les pierres tendres et dures des carriers. Les résultats des essais effectués révèlent :

- Le matériau gypseux est hétérogène. Certains échantillons comportaient de nombreux lits marneux.
- Les porosités *n* varient de 10 à 24%.
- Les degrés de saturation mesurés sont plus importants à la base qu'au sommet des piliers (89–95% contre 55–75%).
- Pour le matériau humide (à la base des piliers), les valeurs de résistance à la compression simple R_c sont comprises entre 4,2 et 18,8 MPa, celles du module E varient entre 1680 et 14910 MPa. A porosité égale, la valeur de R_c de la roche sèche est toujours très supérieure à celle de la roche humide : rapport de 0,45 à 0,8.
- La limite élastique longitudinale est voisine de la moitié de la résistance à la compression simple, la limite élastique transversale étant comprise entre le tiers et la moitié de la valeur de R_c.
- Un fluage significatif est observé à partir d'une contrainte voisine de 40 à 50% de la charge de rupture. Au bout de 8 à 15 jours, des ruptures différées ont été obtenues lorsqu'une charge de 50 à 60% de la charge de rupture instantanée est maintenue constante.

On admet alors que la résistance à long terme peut être assimilée à la limite élastique observée lors d'un essai de compression simple, 5 MPa.

Le sable de Fontainebleau est un sable quartzeux fin et propre, très calibré (Filliat 1981). C'est un matériau généralement pulvérulent, facilement entraîné par les eaux de ruissellement et les écoulements souterrains. Il présente un angle de frottement ϕ de 42°. La présence d'une nappe au niveau de la partie inférieure de cet horizon est un facteur aggravant. L'angle de talus du cône d'éboulis qui se forme dans la cavité s'en trouve en effet largement diminué. Une valeur de 15° est alors considérée, au lieu des 30° originels.

L'ensemble à dominante marneuse situé au dessus de l'horizon de gypse ne présente pas de résistance suffisante pour empêcher la remontée d'une cheminée de fontis. Les marnes supragypseuse sont très plastiques et sensibles à la présence d'eau. Elles peuvent se comporter alors comme des boues sous l'action de lessivage des eaux d'infiltration (Didier & Tritsch 1996).

Pour conclure sur les caractéristiques mécaniques des différents matériaux, on retiendra que le recouvrement du gypse est principalement constitué de deux couches de matériaux. En surface, une couche de sable de Fontainebleau d'une épaisseur maximale de 45 m et présentant un angle de frottement de 42°. La seconde couche est constituée des marnes supragypseuses d'une épaisseur de 20 m. Cette couche n'est pas suffisamment résistante pour stopper la progression d'une cloche de fontis. Seul un possible autocomblement pourrait stopper celle-ci. Nous choisissons donc de focaliser l'étude sur le comportement de la couche de sable de Fontainebleau lorsque la cloche de fontis at-

teint celle-ci. Les caractéristiques mécaniques des marnes supragypseuses sont donc sans importances.

8.2.1.3 Les méthodes d'exploitation du gypse

L'exploitation s'est toujours pratiquée selon la méthode par chambres et piliers. L'application de cette méthode a évoluée dans le temps. Initialement d'un tracé sinueux dans les anciens travaux, le tracé est progressivement devenu rectiligne, avec des piliers disposés en quinconce puis selon deux réseaux se recoupant perpendiculairement.

Les piliers qui subsistent sont sensés assurer la stabilité des excavations. Cependant le taux de défruitement peut être localement particulièrement élevé dans la zone des anciens travaux (jusqu'à 85%) alors qu'il est constant et de l'ordre de 75% dans les quartiers récents.

De 1962 à 1979, l'utilisation de la méthode dite d'exploitation par affaissement dirigé a été systématiquement utilisée. Cette méthode vise à augmenter le volume de gypse extrait grâce à un accroissement du taux de défruitement et à annuler le risque d'effondrement ultérieur. Une phase de traçage sert tout d'abord à délimiter des piliers de 18 m de côté. Elle est suivie d'une phase de dépilage qui ne laisse subsister que des piliers de 5 m de côté. Ils sont ensuite foudroyés pour éliminer tous les vides restant.

Cependant il s'avère que cette méthode d'exploitation n'a pas été parfaitement maîtrisée avant 1962 et que les résultats des foudroyages pratiqués durant la période 1970-73 ont été médiocres. La probabilité de vides résiduels n'est donc pas nulle dans les deux cas (Coeurdevey 1983).

Ce sont donc les exploitations menées au XIXe siècle selon le modèle anarchique et celles du début du siècle dernier qui présentent la probabilité la plus importante de taux de défruitement localement élevés, supérieurs à 75%. Un taux de défruitement de 75%, sous un recouvrement de 70 m de terrain présentant une masse volumique de 2500 kg/m^3, génère à titre indicatif une contrainte verticale de 7 MPa. Cette valeur est probablement localement supérieure à celle du seuil de fluage du gypse de la pierre tendre.

8.2.1.4 Mécanisme de dégradation engendrant des effondrements localisés.

Il commence par la dégradation des premiers bancs du toit peu résistants. La probabilité d'occurence augmente lorsque ces premiers bancs sont surmontés de matériaux rocheux de performances mécaniques médiocres ou de sols meubles.

Les premiers bancs rompent par flexion ou cisaillement au niveau des appuis. Le processus progresse ensuite au sein du recouvrement et constitue une cloche de fontis. La vitesse de progression de cette cloche de fontis vers la surface croît en passant du gypse aux marnes, puis des marnes aux sables. Les cloches de fontis qui débouchent en surface au sein du massif de l'Hautil, le font de manière soudaine et sans signe précurseur visible si le quartier de carrière concerné ne peut plus faire l'objet de visites périodiques.

Le diamètre du fontis est dépendant de plusieurs paramètres :
- les dimensions de la chute du toit à l'origine de la cloche,
- le volume des vides à combler,
- la nature des terrains du recouvrement,

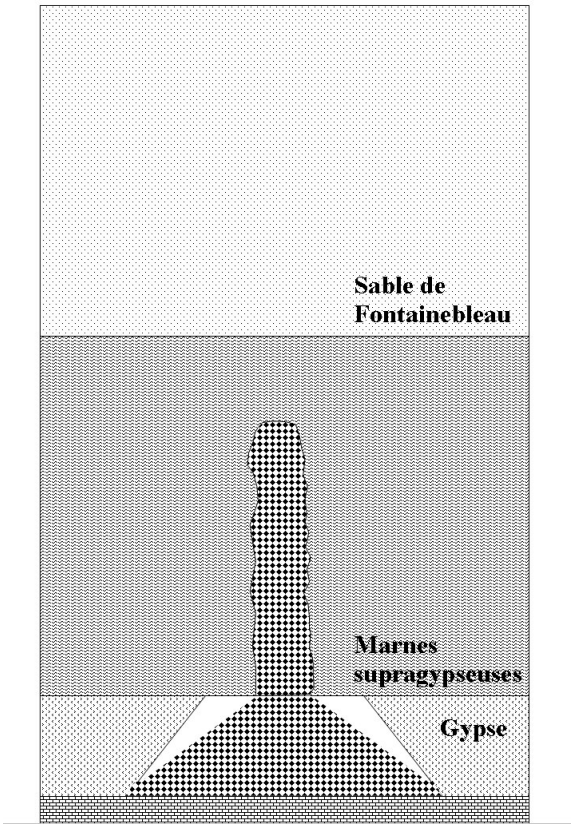


FIG. 8.3 – Coupe schématique de la cloche de fontis dans l'horizon marneux

– la présence ou non d'un aquifère,
– ...

Ces processus de dégradation ponctuelle apparaissent majoritairement aux carrefours des galeries ou au droit des piliers ruinés. La partie la plus critique de la remontée de la cloche de fontis est la phase où seule une planche de marne d'une épaisseur donnée sépare encore le vide de l'horizon des sables de Fontainebleau (cf. figure 8.3).

La stabilité ou la rupture par cisaillement de la planche de marne est conditionnée par le diamètre de la cloche de fontis ainsi que par l'épaisseur de l'horizon sableux surplombant les marnes.

8.2.2 Définition du modèle et de ses objectifs

8.2.2.1 Objectifs

L'objectif du modèle est de pouvoir comparer qualitativement les phénomènes entraînant la formation d'un fontis lorsque le recouvrement d'une cavité est constitué d'un horizon de matériau cohérent surmonté d'une certaine épaisseur de matériau pulvérulent. On retrouve donc une configuration très proche de celle utilisée lors des essais sur modèle réduit expérimental et de la modèlisation numérique qui en a découlé.

Il est donc fondé de comparer les résultats qui sont obtenus en modélisant la remontée d'une cloche de fontis grâce au modèle numérique couplé, avec les mesures et les ciné-

matiques de fontis étudiées et répertoriées dans les études de Didier & Tritsch (1996) et Thorin (1992) consacrées au massif de l'Hautil.

Nous restreignons volontairement cette étude au comportement de l'horizon de sable de Fontainebleau lorsque la cloche de fontis atteint et traverse cet horizon. L'épaisseur et les caractéristiques mécaniques des marnes supragypseuses qui seront modélisées n'ont donc que peu d'importance. La majeure partie des simulations s'attachera à reproduire le phénomène de sablier qui caractérise l'écoulement d'un sable dans une cloche de fontis.

Certaines simplifications sont de plus nécessaires pour limiter l'influence des hypothèses de modélisation sur les résultats :

- le phénomène étudié débute à la rupture de la dernière épaisseur de marne (4 m) séparant le vide de l'horizon sableux,
- les caractéristiques mécaniques de l'horizon de matériau pulvérulent sont celles déterminées au chapitre 6 (cf. tableau 8.1), ce qui permet une comparaison qualitative des résultats,
- le rayon du fontis au fond modélisé est de 2 m, ce qui correspond au rayon moyen considéré par Didier & Tritsch (1996),
- l'épaisseur de la couche de sable est fixée à 46 m, soit l'épaisseur maximale,
- la fine couche supérieure constituée d'argiles à meulières de Beauce n'est pas prise en compte,
- la modélisation est menée sans tenir compte de la présence éventuelle d'une nappe aquifère. L'angle de talus du cône d'éboulis et celui de l'entonnoir du fontis devraient alors être égaux à l'angle de frottement du matériau pulvérulent. Il n'y aura donc pas non plus d'entraînement des particules au niveau de l'entonnoir du fontis par l'écoulement de la nappe.

8.2.2.2 Définition de la géométrie

Le modèle numérique bidimensionnel utilisé présente donc la géométrie illutrée par la figure 8.4. Les dimensions globales du modèle et de la cavité dépendent de l'objectif recherché.

Deux géométries différentes sont modélisées pour cette partie. La première (figure 8.5a) présente des dimensions plus réduites et sera utilisée pour simuler la formation d'un cône de fontis en surface par l'intermédiaire du phénomène de sablier qui se crée au niveau de la couche de matériau pulvérulent. Son objectif est de démontrer les capacités et les limites du couplage utilisé lorsque de grands déplacements doivent être modélisés, il n'a pas pour objectif de reproduire complètement la réalité. L'épaisseur de la couche de matériau pulvérulent (sable de Fontainebleau) est donc fixée à 36 m, de même que la largeur de la zone modélisée par PFC^{2D}. La largeur totale du modèle est quand à elle de 60 m.

La seconde géométrie (figure 8.5b) est de dimensions beaucoup plus importantes : 264 m par 150 m de hauteur. La région modélisée par PFC est elle aussi plus grande car présentant une largeur totale de 72 m pour une hauteur de 50 m (46 m de sable de Fontainebleau (matériau granulaire) qui surmonte une planche de marnes de 4 m d'épaisseur). Le choix d'une largeur si importante est de limiter autant que possible les perturbations induites par la frontière Milieu Continu - Milieu Discontinu comme observé au chapitre 7.

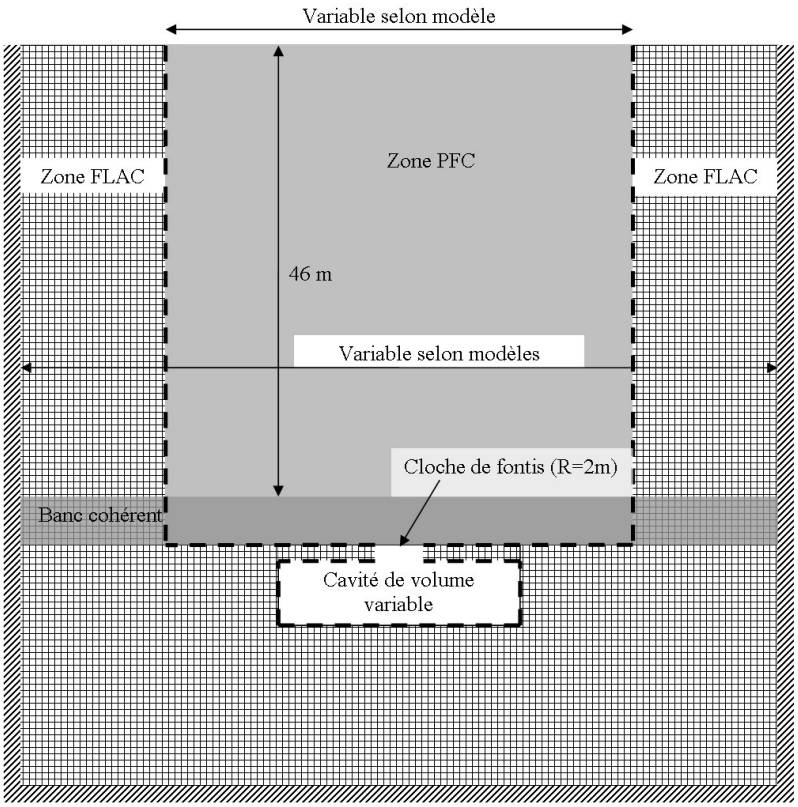


FIG. 8.4 – Géométrie utilisée par le modèle numérique couplé représentant la configuration du massif de l'Hautil

Le volume des deux cavités est différent pour les deux simulations. En effet, pour la première simulation, comme on souhaite obtenir un phénomène de sablier et ainsi la formation d'un entonnoir de dimension importante (de préférence sur toute la hauteur du banc de matériau pulvérulent), le volume de la cavité doit être suffisant pour recevoir le volume de matériau correspondant. Il faut donc pouvoir vider tout le matériau pulvérulent au dessus de la cavité.

Pour la seconde modélisation, le volume de la cavité a été choisi de manière à obtenir un fontis de dimensions plus raisonnables. En supposant que la forme de la cuvette d'affaissement reste approximable par l'approche dérivée de Peck, le volume de la cavité a été défini tel qu'un fontis présentant un affaisement maximal métrique soit obtenu. La largeur de la cuvette supposée a été calculée en réalisant l'hypothèse que l'angle d'influence observé lors des simulations numériques du chapitre 7, sera identique : 32° en moyenne. On obtient ainsi une cuvette de 65 m de largeur environ, ce qui correspond à une distance au point d'inflexion i de 13 m (cf. modèle de Peck page 28).

Le volume de la cavité qu'il est possible de créer étant dépendant du maillage FLAC utilisé, nous choisissons une largeur de 20 m (soit 10 mailles) pour une ouverture de 6 m (soit 3 mailles). Nous obtenons ainsi une cavité présentant un volume total de 120 m^3. Il est possible de prédire l'amplitude de l'affaissement maximal qui apparaîtra en surface à partir de ces données.

On calcule le volume de matériau qui est susceptible de tomber dans la cavité en formant un cône d'éboulis présentant un angle de 26° (angle de talus naturel du matériau modélisé avec PFC^{2D}). On obtient ainsi un volume d'environ 88,8 m^3. Le foisonnement moyen observé est de 1,04. Le volume de matériau nécessaire pour obtenir le volume de 88,8 m^3 est donc de 85,3 m^3.

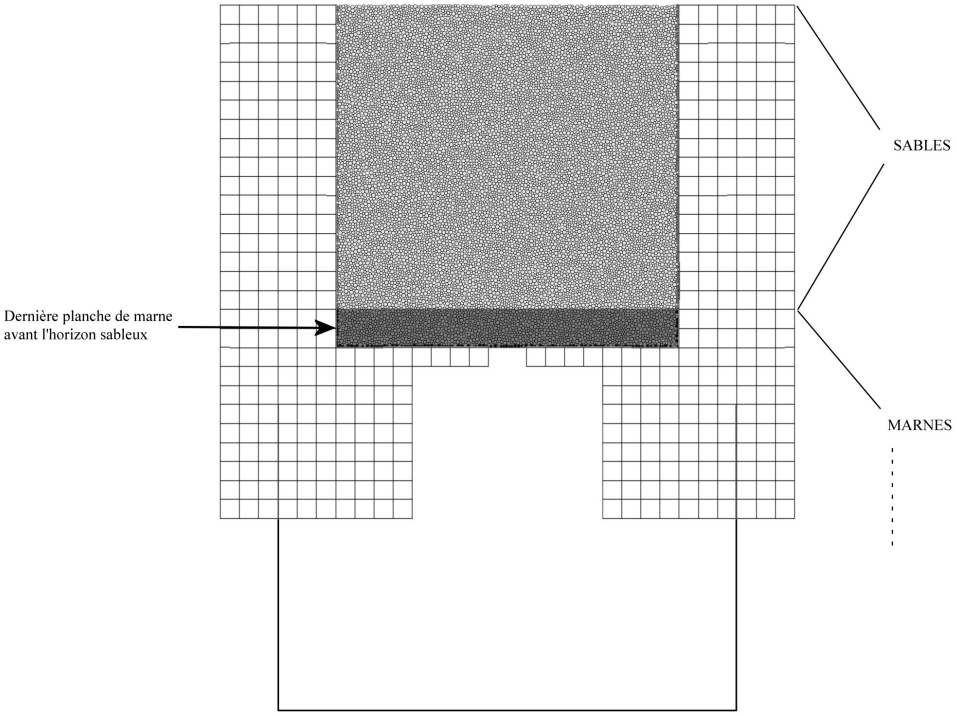
La distance au point d'inflexion étant d'environ 13 m (dépendante de la nature des matériaux et de l'épaisseur du recouvrement, tous deux ici connus), l'amplitude de l'affaissement maximal peut alors être estimée, par le modèle de Peck, la valeur de 2,6 m est obtenue.

Les deux configurations utilisées sont illustrées sur la figure 8.5.

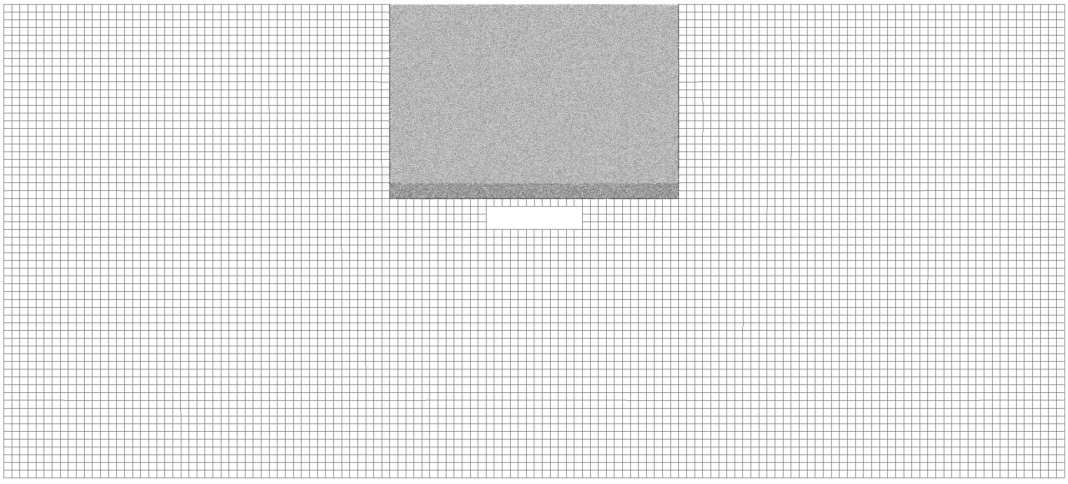
Les caractéristiques des matériaux utilisés sont rappelées dans le tableau 8.1. L'un des sols est pulvérulent et représente le sable de Fontainebleau, tandis que le second est cohérent et modélise le dernier banc de marne avant l'horizon sableux. Les caractéristiques utilisées dans le modèle numérique sont identiques à celles utilisées lors des simulations du chapitre 7.

Caractéristique	Matériau pulvérulent (modèle numérique)	Matériau cohérent (modèle numérique)	Sable de Fontainebleau	Marnes Supragypseuses
Masse volumique ρ	2200 kg/m^3	2200 kg/m^3	2200 kg/m^3	2200 kg/m^3
Porosité n	0.17	0.17	0.39	—
Module d'Young E	100 MPa	105–150 MPa	125 MPa	>100 MPa
Coefficient de Poisson ν	0.67	0.65	—	—
Angle de frottement ϕ	26°	30°	42°	20–27°
Cohésion c	0 kPa	85 kPa	0 kPa	150 kPa
Angle de dilatance ψ	$\simeq$9°	$\simeq$12°	—	—

TAB. 8.1 – Caractéristiques mécaniques des deux sols : modélisés et réels



(a) Simulation 1



(b) Simulation 2

FIG. 8.5 – Capture des deux configurations utilisées pour la modélisation d'un fontis basé sur le massif de l'Hautil

8.3 Analyse des résultats

Les deux simulations sont menées jusqu'à atteindre un état d'équilibre correspondant à une vitesse très faible. Pour la première, le calcul se termine lorsque toutes les particules mobilisables par le fontis sont tombées dans la cavité et ont ainsi formé un immense cône d'éboulis. Pour la seconde, la condition d'arrêt se produit lorsque la cloche de fontis qui s'est formée au toit de la cavité se trouve bouchée par le cône d'éboulis et que le recouvrement se stabilise.

La figure 8.6 illustre l'état final obtenu pour la première simulation.

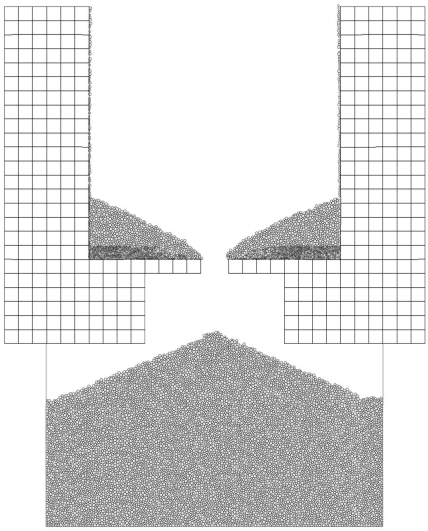


FIG. 8.6 – Etat final de la première simulation

La loi de comportement utilisée par le maillage FLAC est élastique linéaire. En effet, ceci est nécessaire afin de garantir la stabilité du calcul, l'apparition de déformations importantes au niveau du maillage FLAC posant problèmes au niveau du fonctionnement des éléments frontières. Il est donc normal que pour la simulation n°1, les deux zones modélisées par FLAC de part et d'autre de la cavité ne présentent pas de déplacements importants. Le cône de fontis qui se forme en surface est donc tronqué au niveau de l'interface FLAC-PFC.

Néanmoins les résultats obtenus sont qualitativement en accord avec les observations faites sur le fontis de l'Hautil. Il a été déterminé au niveau de l'entonnoir du fontis débouchant en surface un angle de talus naturel de 40° (Didier & Tritsch 1996), ce qui correspond quasiment à l'angle de frottement des sables. Numériquement, nous retrouvons donc ce phénomène, à la différence que l'angle de frottement de notre matériau est de 26°.

Lorsque les mouvements en surface dépassent la notion de cuvette d'affaissement, comme par exemple l'apparition d'un entonnoir de fontis, il apparaît préférable que la zone concernée par ces mouvements de grande ampleur soit totalement modélisée par des particules PFC, ce qui permettrait d'obtenir de manière complète le champ de déplacements en surface.

La simulation n°2 présente des mouvements en surface qui correspondent à une cuvette d'affaissement (cf. 8.7).

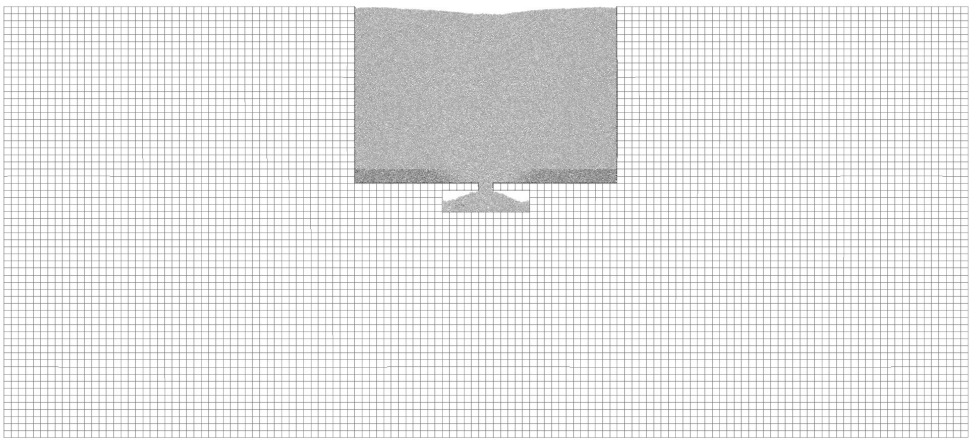


FIG. 8.7 – Etat final de la seconde simulation

Les déplacements verticaux obtenus sont tracés sur la figure 8.8. Une courbe empirique est aussi tracée. Elle correspond aux déplacements verticaux estimés grâce à la formule basée sur l'approche de Peck. On retrouve le déplacement vertical maximum proche de 2,6 m déterminé précédemment. Pour permettre un calcul et une comparaison pertinente de la pente obtenue numériquement avec celle issue de l'approche empirique, une courbe dénommée "Régression" est calée sur les valeurs issues de FLAC et PFC. Il s'agit de la même expression théorique par laquelle le meilleur jeu de paramètres a été déterminé.

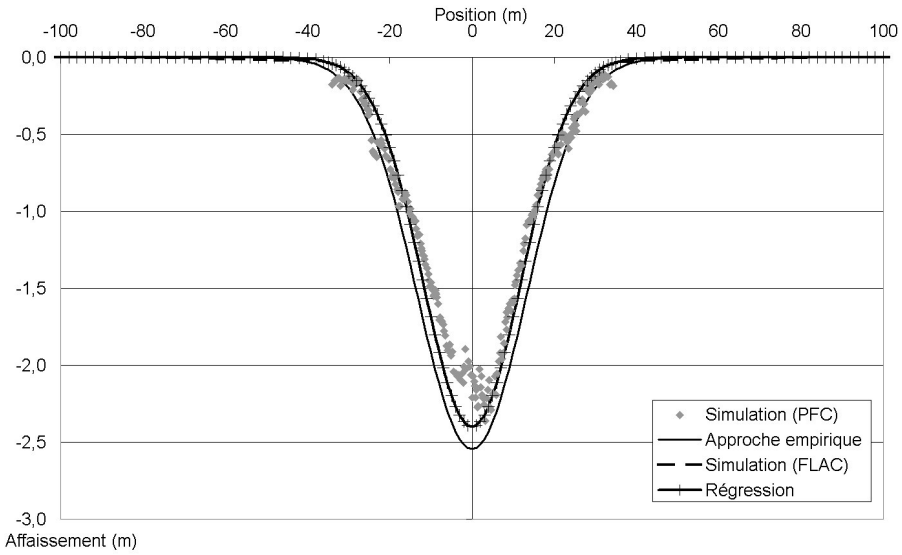


FIG. 8.8 – Cuvette d'affaissement pour la simulation n°2

La méthode utilisée porte à la fois sur les déplacements verticaux et les déplacements horizontaux. Les deux expressions $S(x)$ et $V(x)$ sont calées simultanément sur les résultats de la simulation numérique. De plus, comme un décalage de la position $V(x) = 0$ est observé sur la figure 8.10, un nouveau paramètre est utilisé pour permettre d'en tenir compte : $V(x + \zeta)$.

$$S(x) = S_{max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}} \tag{8.1}$$

$$V(x + \zeta) = S(x + \zeta) \frac{(x + \zeta)/1m}{(H/1m)^{\gamma}} \tag{8.2}$$

Globalement, la correspondance est bonne entre la prévision de la méthode empirique et les résultats du modèle numérique couplé. La cuvette d'affaissement obtenue par simulation numérique présente un affaissement maximal légèrement plus faible (9%) alors que la distance au point d'inflexion i est semblable (moins de 2% d'écart).

C'est donc le volume de matériau effondré dans la cavité ou le coefficient de foisonnement qui sont différents des valeurs supposées initialement. Le calcul du volume de matériau effondré dans la cavité pour la simulation numérique donne un volume de 89,1 m^3, ce qui est très proche de la valeur estimée précédemment : 88,8 m^3. Le volume de la cuvette obtenue par la simulation numérique est de 69,1 m^3. La différence par rapport au volume considéré par l'approche empirique est de 16,2 m^3, soit 19% du volume estimé. Le foisonnement du matériau lors de la simulation est donc supérieur à la valeur moyenne considérée qui est de 1,04. Le calcul nous donne un résultat d'environ 1,058. Cette valeur se situe dans la tranche haute des valeurs observées lors des simulations en terrain vierge du chapitre 7.

Le réseau des forces de contact entre les particules, représenté sur la figure 8.9, peut expliquer cette différence de comportement.

En effet, l'orientation des forces de contact montre une formation de voûtes qui reportent une partie des efforts de part et d'autre de la cavité. Cette diminution des contraintes au niveau de la zone déconfinée par l'effondrement des particules dans la cavité est propice au foisonnement de celles-ci, ce qui peut expliquer la valeur obtenue plus importante. Lors des simulations en terrain vierge du chapitre 7, la rupture a lieu sur toute la largeur de la cavité, ce qui est moins favorable à l'apparition d'un effet de voûte.

Les déplacements horizontaux en surface obtenus lors de cette simulation sont tracés sur la figure 8.10. L'approche empirique utilisée lors des précédents chapitres permet de tracer une courbe de référence. De plus, à l'identique de ce qui a été réalisé avec les déplacements verticaux, la courbe dénommée "Régression" est calée sur les résultats de la simulation pour permettre une comparaison pertinente des déformations horizontales par la suite.

De manière générale, la concordance est bonne entre l'approche empirique et les valeurs calculées par la simulation. La forme de la courbe est bien reproduite, seul un écart sur l'intensité maximale du déplacement est notable. Cet écart atteint 25% de la valeur maximale prédite par l'approche empirique. Il introduit par ailleurs une dissymétrie au niveau du résultat de la simulation numérique. Cette dissymétrie est à mettre sur le compte de la variabilité intrinsèque à PFC^{2D}.

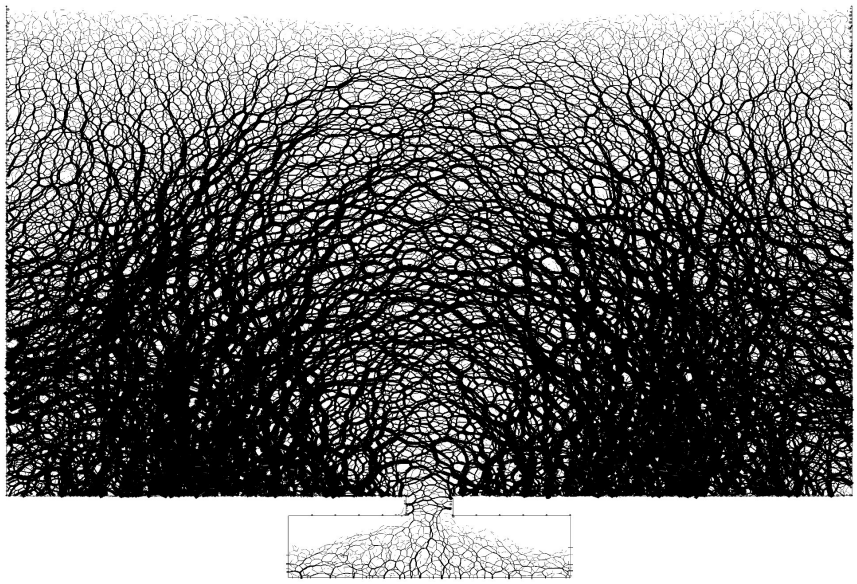


FIG. 8.9 – Réseau des forces de contact inter-particulaires

A partir des déplacements en surface, la pente et la déformation horizontale peuvent être déterminées. Devant le nombre important de particules utilisées en surface pour obtenir le champ de déplacement et la forte variabilité inhérente (la figure 8.11 présentant l'évolution de la pente calculée à partir des valeurs des déplacements des particules), la pente et la déformation horizontale sont déterminées en dérivant les deux expressions calées précédemment sur les déplacements verticaux et horizontaux en surface. Elles sont tracées respectivement sur les figures 8.12 et 8.13.

Pour la pente (figure 8.12), la concordance est bonne, à l'image de celle observée sur les déplacements verticaux (figure 8.8). L'écart sur la valeur maximale est de 16% de la valeur empirique, ce qui est assez faible, compte tenu du fait qu'une seule simulation a été réalisée et que la taille des particules utilisées dans PFC^{2D} pour ce modèle est assez importante (de l'ordre de 300 mm, pour un affaissement maximal de 2,4m).

Pour la déformation horizontale, l'écart est plus important. On retrouve la disymétrie observée sur les déplacements horizontaux calculés par le modèle numérique. Les valeurs extrêmes issues de la simulation FLAC–PFC sont plus importantes que celles déterminées par le moyen de l'approche empirique. L'écart est de 40% aussi bien pour les zones d'extension que de compression.

Les résultats obtenus par cette seconde simulation sont donc pertinents et concordent de manière très satisfaisante avec l'approche empirique utilisée précédemment. La phase de définition de la géométrie des deux parties du modèle et plus particulièrement la localisation de la transition FLAC^{2D}– PFC^{2D} montre toute son importance.

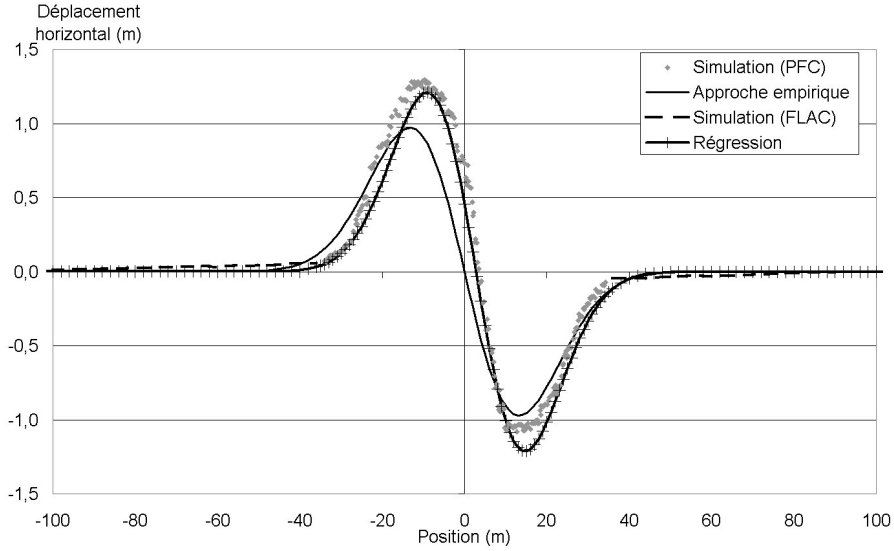


FIG. 8.10 – Déplacements horizontaux en surface pour la seconde simulation

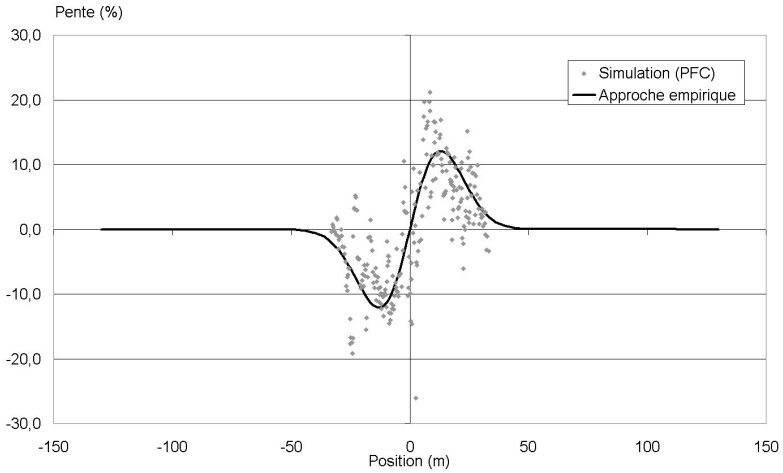


FIG. 8.11 – Tracé de la pente en surface calculée à partir des déplacements des particules

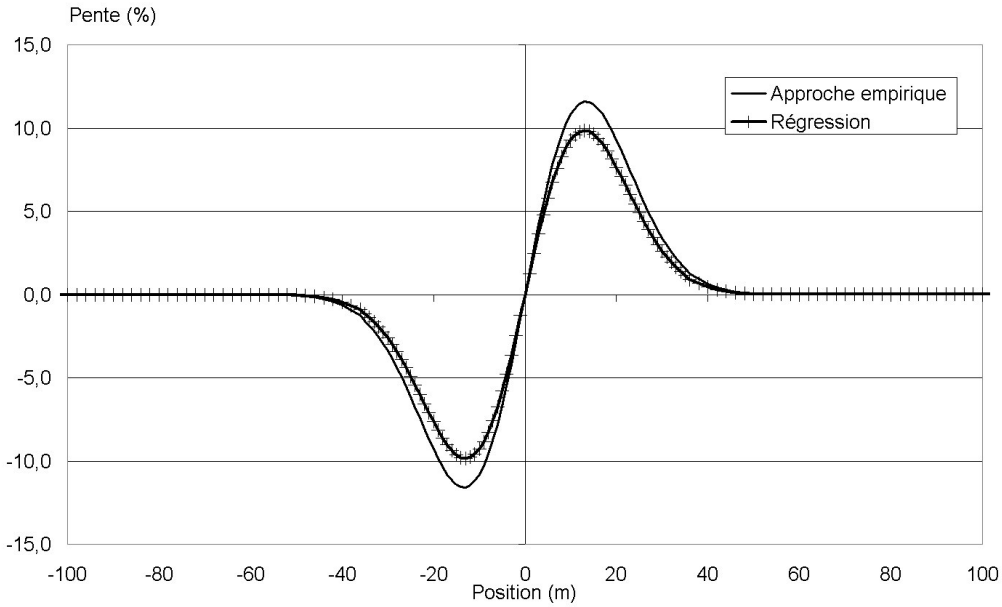


FIG. 8.12 – Tracé de la pente en surface pour la seconde simulation

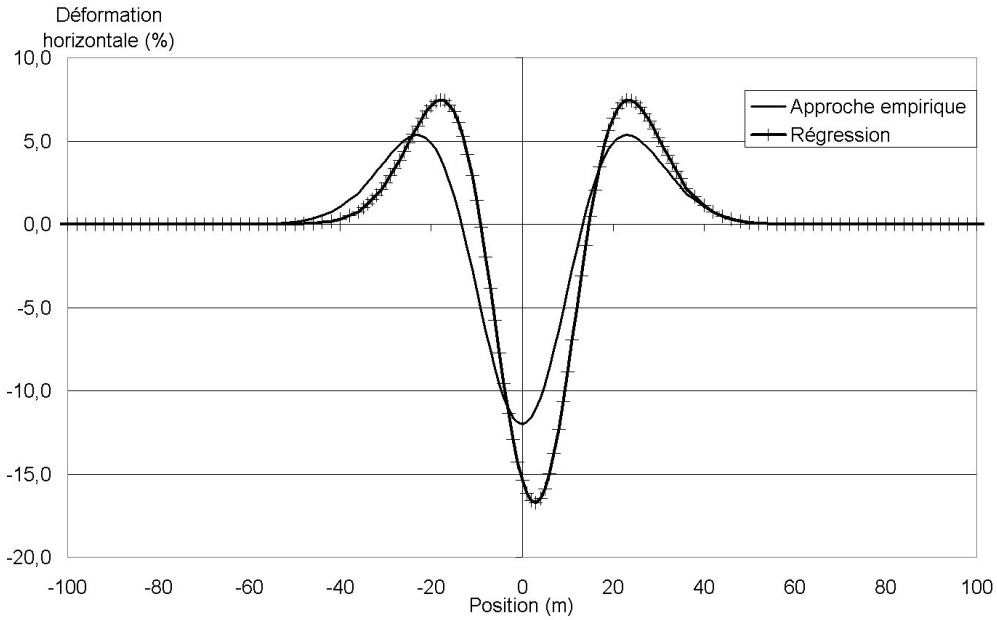


FIG. 8.13 – Tracé de la déformation horizontale en surface pour la seconde simulation

Conclusion

La modélisation de l'effondrement d'une cavité dont les caractéristiques ont été directement inspirées des carrières de gypse du massif de l'Hautil, permet d'évaluer la pertinence de la modélisation numérique couplée vis-à-vis d'une application future sur des problématiques réelles.

Les différentes modélisations qui ont été réalisées ont permis d'étudier qualitativement le comportement du modèle numérique couplé. La première simulation met en évidence le comportement de fontis lorsque la cavité à l'origine du phénomène est de volume important. Le comportement obtenu est qualitativement comparable à celui observé lors du fontis apparu le 11 mars 1991 à Chanteloup-les-Vignes. La profondeur du fontis et son diamètre sont décamétriques, tandis que la pente de l'entonnoir du fontis correspond à l'angle de talus naturel du matériau. Cependant la qualité du résultat est perturbée par le choix fait de limiter les dimensions de la zone modélisée par PFC^{2D} et donc par l'influence du comportement élastique du maillage FLAC^{2D}

La seconde modélisation permet de se rapprocher des simulations et des essais expérimentaux réalisés aux chapitres 3 et 7. Les résultats obtenus sont de manière générale en accord avec les résultats des essais et des simulations précédents. L'écart principal est observé sur les composantes horizontales de déplacement et de déformation, tandis que pour la cuvette d'affaissement et la pente la correspondance est bonne. Le placement de l'interface FLAC–PFC présente donc un caractère primordial dans la qualité du résultat obtenu. Il faut veiller à ce que les zones modélisées par FLAC^{2D} ne soient soumises qu'à de faibles déformations afin de s'affranchir de l'utilisation d'une loi élastique linéaire.

Conclusion Générale

Ce projet de recherche portait sur l'étude des fontis et plus particulièrement de leur impact sur les ouvrages en surface. Le domaine de l'étude se focalise sur la caractérisation de l'interaction sol-structure lorsqu'un fontis débouche en surface à proximité d'un bâtiment d'habitation de type maison individuelle. Ce type de structure a été choisi car leurs propriétaires présentent généralement des moyens techniques et financiers limités vis-à-vis de l'aléa fontis et que les résultats obtenus doivent être assez facilement généralisables et donc faciliter une normalisation ultérieure.

Deux approches complémentaires ont été développées : une modélisation physique et une approche numérique. Ces deux outils ont permis un certain nombre d'observations sur la nature et l'importance de l'Interaction Sol-Structure.

Nous statuerons donc tout d'abord sur les différentes phases de conception des deux modèles, puis sur les résultats des essais en terrain vierge et avec la maquette de structure. Pour conclure, les résultats issus de la rétro-analyse du fontis de l'Hautil seront rappelés.

De futurs axes de recherches possibles seront alors présentés au travers des perspectives ouvertes par ce projet de recherche.

Modèle réduit physique et modélisation numérique

A partir de l'étude bibliographique, un cas d'étude simplifié a été défini. Un modèle réduit physique satisfaisant partiellement aux conditions de similitude a été alors développé. Différentes étapes ont été nécessaires dans ce cadre. La première est l'introduction de cohésion au sein du matériau analogique de Schneebeli. Une solution aqueuse de colle a été employée avec succés et le matériau modifié caractérisé par le moyen d'essais biaxiaux. Un bâti expérimental a ensuite été conçu dans l'optique de satisfaire un certain nombre de critères tel que :

- la création de **manière contrôlée et reproductible** d'une cavité.
- la possibilité de simuler des cavités de dimensions variables.
- permettre le suivi du **champ de déformation** au sein du massif de sol par une technique d'imagerie numérique.

L'instrumentation utilisée conjointement avec ce bâti expérimental comporte des capteurs de force pour suivre l'évolution des reports de charge au cours de la création de la cavité ainsi qu'un suivi par imagerie numérique (appareil photo et caméra rapide sur certains essais) pour les essais en terrain vierge. Les déformations au sein du massif de sol ont été obtenues en appliquant une technique de corrélation d'images numériques aux clichés issus de l'appareil photo. La caméra rapide a permis d'identifier qualitativement la cinématique de rupture du banc raide mais sans permettre l'application de la même technique de corrélation sur les différentes captures. La technique d'imagerie utilisée atteint

ses limites lorsque le mouvement des éléments entre deux clichés est trop important, une lecture directe du déplacement vertical sur la photo devenant alors préférable. Elle reste cependant la seule méthode pour l'obtention des déplacements horizontaux en surface.

Une maquette de structure respectant autant que possible les conditions de similitudes a été ensuite réalisée. Elle représente un bâtiment d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée plus un étage sur trois travées. Elle est instrumentée de jauges de déformation, positionnées aux endroits susceptibles de présenter des déformations importantes, ainsi que des capteurs de déplacement vertical sur chacune de ces semelles. Le reste de l'instrumentation est identique à celle des essais en terrain vierge.

Cela a permis de mener une étude qualitative sur le mécanisme de rupture de la cavité et sur l'impact de l'Interaction Sol-Structure. Il en ressort une certaine **variabilité** des résultats, variabilité inhérente à l'utilisation du matériau de Schneebeli. Cela se traduit par la **nécessité de répéter les essais** pour identifier le comportement moyen, ce qui engendre des délais et des coûts supplémentaires non négligeables.

Par la suite, un modèle numérique couplé employant une double formulation Méthode des Eléments Distincts/Mécanique des Milieux Continus a été mis au point. Ce modèle présente certains avantages :

- Capacité à obtenir la **fracturation sans direction prédéfinie ni intervention de l'utilisateur**.
- Possibilité d'observer la **chute de blocs** dans la cavité.
- Temps de calcul réduit par rapport à un modèle utilisant uniquement la Méthode des Eléments Distincts.

Cependant un certain nombre d'inconvénients sont associés à ce modèle couplé :

- **Calage obligatoire des micro-paramètres** de la modélisation par éléments distincts **pour chaque matériau modélisé**.
- Couplage actuellement impossible entre les éléments de structure FLAC et les particules PFC. La solution retenue (enrobage des éléments de structure FLAC par des éléments volumiques) présente certaines limites.

Les simulations effectuées ont tout d'abord été uniquement basées sur les essais expérimentaux, afin de vérifier l'adéquation du phénomène modélisé avec les observations faites sur le modèle réduit expérimental.

Il apparaît que le choix de la position de la limite Milieu Continu-Milieu Discontinu peut influencer de manière non négligeable les résultats, particulièrement au niveau des déplacements en surface. Ceci est confirmé par l'apparition d'une discontinuité importante entre les déplacements déterminés par FLAC et ceux issus de PFC. Cela est aussi dû à la probable surestimation du module d'Young utilisé au sein du maillage FLAC en surface.

Des simulations ont été ensuite effectuées en présence d'une structure en surface, de manière analogue à l'évolution suivie dans la modélisation physique. Le bâti est représenté par un assemblage d'éléments de structure de type poutre présentant un comportement élastique linéaire.

Une observation commune aux deux modèles, physique et numérique, porte sur le foisonnement. Celui-ci est faible, en moyenne entre 1,03 et 1,05, mais il faut prendre en

compte le fait qu'il correspond à un modèle **purement bidimensionnel** et qu'il n'est donc pas possible de le comparer directement aux valeurs issues de cas réels.

Finalement une rétro-analyse du fontis survenu à Chanteloup-les-Vignes dans le massif de l'Hautil a été effectuée. Elle porte principalement sur la rupture du dernier banc marneux et la progression de la cloche de fontis à travers les sables de Fontainebleau.

Modélisation des fontis et de l'Interaction Sol-Structure

Des essais expérimentaux de fontis en condition de terrain vierge ont été menés. Une approche empirique dérivée de l'approche de Peck, initialement utilisée pour la prévision des mouvements des sols en surface lors du creusement de tunnels circulaires, fût ensuite calée sur les résultats expérimentaux dans le but de définir le comportement moyen du recouvrement et de limiter l'impact de la variabilité intrinsèque du matériau de Schneebeli.

Des essais similaires en présence d'une maquette de structure ont été menés. Ils permirent d'évaluer le phénomène d'Interactions Sol-Structure. Ainsi, on retiendra que les **mouvements verticaux sont peu influencés** par la présence d'une structure en surface. La présence d'une structure entraîne une légère augmentation de l'affaissement maximal et de la pente affectant la structure. Par contre, l'impact sur les **déplacements horizontaux est beaucoup plus prononcé**. On observe en effet une réduction importante de ceux-ci sous la structure du fait de la **raideur relative importante** de celle-ci.

Une comparaison des déformations au niveau de certains points de la structure permet de mettre en défaut l'approche actuelle qui consiste à déterminer les mouvements des terrains en condition de terrain vierge puis à appliquer ceux-ci à la structure. En effet, il apparaît que, selon leur localisation au sein de la structure, les déformations déterminées peuvent être soit sur-évaluées, ce qui entraîne un surcoût non négligeable lors de la conception du bâtiment, soit de signe opposé, ce qui menace alors la stabilité de la structure si par exemple, un élément dimensionné pour reprendre majoritairement de la compression se retrouve en traction.

Les simulations employant le modèle numérique couplé ont alors été effectuées tout d'abord en terrain vierge, puis en présence de la structure. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux des essais expérimentaux. On observe une variabilité des déplacements en surface comparable à celle observée expérimentalement. Le foisonnement inhérent à la chute de blocs du toit dans la cavité est correctement modélisé.

Par contre, des différences apparaissent au niveau des déplacements et déformations en surface. Elles sont principalement dues :

- à l'**idéalisation** du comportement des particules dans la modélisation numérique par rapport au comportement réel des rouleaux,
- au comportement du maillage FLAC (module d'Young surévalué et maillage trop grossier en surface),
- au fonctionnement de l'asservissement des particules au niveau des éléments-frontières,

– à la solution retenue pour effectuer le couplage entre les éléments de structure FLAC et les particules PFC par enrobage des semelles dans des éléments de maillage FLAC.

Néanmoins les résultats obtenus par les simulations numériques permettent de reproduire certaines observations faites lors des essais expérimentaux. La **réduction des déplacements horizontaux** en présence de la structure est reproduite, de même que la modification des déformations au sein de la structure. Ces modifications sont concentrées sur certains points situés au niveau de la partie basse des poteaux extrêmes de la structure, alors que les différences étaient beaucoup plus générales lors des essais sur le modèle réduit physique.

Dans la dernière partie, le modèle numérique couplé a été utilisé pour mener une rétro-analyse d'un fontis apparu dans le massif de l'Hautil le 11 mars 1991. La configuration du recouvrement de la cavité, que l'on peut simplifier comme étant un banc marneux surmonté d'une épaisse couche de sable, présente une certaine similitude vis-à-vis du cas d'étude utilisé dans les chapitres précédents. Deux simulations ont été effectuées. L'une reproduit l'apparition d'une cuvette d'affaissement en surface, qui est correctement estimée par l'approche empirique calée au chapitre 3. L'autre cherche à reproduire les observations faite sur le fontis de Chanteloup-les-Vignes. On obtient un entonnoir dont la pente coïncide avec l'angle de talus naturel, ce qui correspond aux mesures faites lors de l'accident.

Perspectives

Dans nos travaux, l'étude de l'Interaction Sol-Structure n'a été menée que sur **un seul type de cavité** et **une seule position** de la structure par rapport à l'axe de la cavité. De manière à généraliser les observations et les commentaires, il nous semble important de mener une **étude paramétrique** envisageant des configurations variées.

Cette étude pourrait porter sur différentes caractéristiques :
– l'influence de la **position** de la cavité par rapport à la structure,
– l'influence de la **constitution** du recouvrement de la cavité,
– l'influence de la **géométrie** de la cavité, ...

A terme, la seule solution économiquement viable passe par l'utilisation d'une **modélisation numérique** en raison des problèmes de coûts et de temps inhérent à la modélisation physique.

On ne peut cependant nier l'intérêt que présente la modélisation physique comme étape de **transition** entre un cas réel et un modèle théorique/numérique. Elle présente en effet moins d'incertitudes et permet d'obtenir un **phénomène mieux connu**. Elle se pose donc comme une aide au choix de la modèlisation numérique afin de garantir sa pertinence vis-à-vis du phénomène étudié.

Ainsi, alors que la pertinence de l'utilisation d'une approche de type milieu discontinu basée sur la Méthode des Eléments Distincts de PFC n'est plus à démontrer, le choix d'un couplage avec une approche en Milieu Continu (par FLAC par exemple) est discutable.

En effet, de nouvelles approches telles que la **méthode "Adaptative Continuum/Dis-Continuum"** (CORDIS 2004) qui permet de traiter des blocs élémentaires de particules

comme un milieu continu lorsque les déformations au sein de ceux-ci sont faibles puis les convertit en ensembles de particules lorsqu'un critère donné est franchi, présentent des avantages certains par rapport à la géométrie relativement fixe utilisée lors du couplage FLAC-PFC. La méthode AC/DC permet de plus d'éliminer le problème du comportement à l'interface Milieu Continu - Milieu Discontinu puisque tout est géré au sein d'un seul code de calcul. Cette méthode est parallélisable ce qui permet de séparer un modèle complexe en régions confiées à plusieurs processeurs, les informations associées aux particules constituant les frontières étant échangées par ces processeurs.

En parallèle à cet axe possible de développement, un certain nombre d'améliorations peuvent être apportées au modèle numérique couplé. Il s'agit plus particulièrement de raffiner le maillage FLAC en surface tout en conservant une taille d'élément compatible avec celle des particules et d'améliorer la solution pour le couplage au niveau des semelles de la structure localisées dans la zone modélisée par PFC.

Comme étape intermédiaire à l'obtention d'un modèle numérique pleinement fonctionnel et permettant de reproduire finement les phénomènes et les résultats d'essais sur modèle physique ou d'observations de cas réels, l'amélioration du modèle réduit physique est un prolongement intéressant de ce travail de recherche. En effet, à partir des résultats obtenus sur les essais en présence de la maquette de structure, il apparaît nécessaire de pouvoir suivre avec précision les déplacements dans les trois directions (deux translations et une rotation) de chaque semelle afin de pouvoir comparer précisément le comportement de la maquette de structure avec le modèle numérique de celle-ci. Cela devrait permettre d'identifier le mécanisme perturbateur à l'origine des différences importantes entre les valeurs de déformations mesurées et celles calculées par le modèle numérique.

Deux solutions peuvent être explorées :

- l'utilisation d'un système de capteurs de déplacement associé à chaque semelle,
- l'utilisation d'une caméra rapide présentant une résolution supérieure et permettant d'appliquer la corrélation d'images aux clichés acquis, ce qui permettrait de plus de suivre quantitativement l'aspect dynamique du phénomène.

Bibliographie

[Abbass-Fayad 2004] 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 du terrain induits par des fontis.," PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine.

[Al Abram 1998] Al Abram, I. (1998). "Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur. interaction avec les ouvrages existants.," PhD thesis, INSA de Lyon.

[Al Heib 2001] Al Heib, M. (2001). "Base de données de l'Inspection Générale des Carrières (IGC) : Analyse des conséquences des mouvements sur les structures de surface." *Report no.*, Pour le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de L'environnement, INERIS : Direction des Risques du Sol et du Sous-Sol.

[Arcamone 1980] Arcamone, J. (1980). "Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle," PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine.

[Asof 1991] Asof, M. (1991). "Etude du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés en locs (méthode à l'équilibre limite) : réalisation et application," PhD thesis, INPL.

[Atkinson & Potts 1977] Atkinson, J. and Potts, D. (1977). "Subsidence above shallow tunnels in soft ground." *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103, 307–325.

[Bathurst & Rothenburg 1988] Bathurst, R. and Rothenburg, L. (1988). "Micromechanical aspect of isotropic granular assemblies with linear contact interactions." *Journal of Applied Mechanics*, 55, 17–23.

[Bazant 2004] Bazant, Z. (2004). *Introduction aux effets d'échelle sur la résistance des structures*. Paris : Hermes, 255.

[Betournay et al. 1994] Betournay, M., Mitri, H. and Hassani, F. (1994). "Chimneying disintegration failure mechanisms of hard rock mines." *Rock Mechanics : models and measurements, challenges from industry : proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium*, Nelson and Laubach, eds., University of Texas at Austin. Rotterdam : Balkema.

[Billaux & Cundall 1993] Billaux, D. and Cundall, P. (1993). "Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens." *Revue Française de Géotechnique*, 63, 9–21.

[Boumalla 2005] 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. Mémoire de stage d’ingénieur des Mines de Douai.

[Burland et al. 1977] Burland, J., Broms, B. and De Mello, V. (1977). “Behaviour of foundations and structures.” *9th Int.Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 495–546.

[Caudron 2003] Caudron, M. (2003). “Modélisation d’un fontis. Master’s thesis, INSA de Lyon.

[Caudron et al. 2004] Caudron, M., Emeriault, F. and al Heib, M. (2004). “Effondrement de cavités souterraines et interaction avec les ouvrages en surface : approche expérimentale sur modèle analogique bidimensionnel.” *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l’ingénieur*, Lille, 2004. 435–442.

[Caudron et al. 2006] Caudron, M., Emeriault, F. and Al Heib, M. (2006). “Numerical modeling of the soil structure interaction during sinkholes.” *Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz, Autriche*, H. Schweiger, ed. 267–273.

[Chareyre 2003] Chareyre, B. (2003). “Modélisation du comportement d’ouvrages composites sol–géosynthétique par éléments discrets – application aux ancrages en tranchées en tête de talus,” PhD thesis, Université Joseph Fourier - Grenoble.

[Chow 1994] Chow, L. (1994). “Prediction of surface settlement due to tunnelling in soft ground. Master’s thesis, Oxford University.

[Claquin 2003] Claquin, C. (2003). “Etude du comportement de l’interface milieu granulaire et inclusion par une approche multi-échelle,” PhD thesis, INSA de Lyon.

[Coeurdevey 1983] Coeurdevey, L. (1983). “Contraintes attachées à la présence des vides de carrières souterraines de gypse en région parisienne. le cas particulier de la méthode du foudroyage dirigé ; son application à une forêt péri-urbaine : la forêt de Montmorency. Mémoire de maîtrise de géographie, option géomorphologie. Université de Paris I.

[CORDIS 2004] CORDIS (2004). “Seismic validation of 3d thermo-mechanical models for the prediction of the rock damage around radioactive waste packages in geological repositories.” *Report No. FIKW-2001-00200*, European Community Euratom Program.

[Côte et al. 2005] Côte, P., Fauchard, C. and Pothérat, P. (2005). “Méthodes géophysiques pour la localisation de cavités souterraines : potentialités et limites.” *Actes des journées scientifiques du LCPC : Evaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées*, Paris. 303.

[Cundall 1971] Cundall, P. (1971). *A generalized Distinct Element : Program for modeling jointed rock.* ITASCA Counsulting Group, Minneapolis U.S.

[Cundall 1987] Cundall, P. (1987). *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, chapter Distinct Element Model of Rock and Soil Structure, Brown E. & Bray J., 129–163. London : Allen & Unwin.

[Cundall 1988] Cundall, P. (1988). “Computer simulations of dense sphere assemblies.” *Mechanics of granular materials*, M. Satake and J. JT., eds. New York : Elsevier, 1988.

[Cundall & Strack 1979] Cundall, P. and Strack, O. (1979). “A discrete numerical model for granular assemblies.” *Geotechnique*, 29, 47–65.

[Deck 2002] Deck, O. (2002). “Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti. proposition pour une méthodologie d’évaluation de la vulnérabilité du bâti.,” PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine.

[Deck et al. 2002] Deck, O., Al Heib, M., Gueniffrey, Y., Wojtkowiak, F. and Homand, F. (2002). “Méthode de prévision des dégradations des structures bâties en zone d’affaissement minière.” *Revue Française de Géotechnique*, 100, 15–33.

[Dehousse & Arnould 1971] Dehousse and Arnould (1971). *Les modèles réduits de structures en Génie Civil.* Paris : Dunod, 1971, 183.

[Delannoy 2005] Delannoy, M.-A. (2005). “La gestion du risque carrières en région parisienne : les missions de l’inspection générale des carrières.” *Actes des journées scientifiques du LCPC : Evaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées*, Paris, 2005. 303.

[Didier et al. 2003] Didier, C., Laouafa, F., Thoraval, A. and Tritsch, J. (2003). “Bassin houiller de provence : Etude des effets sur les terrains de surface des travaux miniers souterrains et de leur évolution prévisible dans le temps.” *Report No. INERIS-DRS-03-36460/R01*.

[Didier & Tritsch 1996] Didier, C. and Tritsch, J.-J. (1996). “Traitement des carrières souterraines abandonnées par remblayage partiel. application au massif de l’hautil.” *Report No. SSE-JTr-CDi/CS 24EA05/R01*, INERIS, pour le Ministère de l’Environnement, DPPR–SDRM.

[Dolzhenko 2002] Dolzhenko, N. (2002). “Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d’un tunnel. développement d’une loi de comportement spécifique.,” PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.

[Dyer et al. 1996] Dyer, M., Hutchinson, M. and Evans, N. (1996). *Geotechnicals aspects of underground construction in soft ground*, chapter Sudden valley sewer : a case history, 671–676. Rotterdam : A.A. Balkema.

[Dyne 1998] Dyne, L. (1998). “The prediction and occurence of chimney subsidence in south western pennsylvania. Master of science in mining and minerals engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University.

[Ennour 1990] Ennour, S. (1990). “Modélisation des galeries de grande largeur en terrain stratifié,” PhD thesis, INPL–Nancy.

[Eynon 1977] Eynon, D. (1977). “Sinkhole subsidence due to mining.” *Geotechnical and geological engineering*, 15, 327–341.

[Filliat 1981] Filliat, G. (1981). *La pratique des sols et fondations : Géologie et Géotechnique de la région Parisienne*. Paris : Edition du Moniteur.

[Fine 1993] Fine, J. (1993). *Le soutènement des galeries minières*, 27–42. ARMINES : Centre de Géotechnique et d’exploitation du sous-sol.

[Garnier 2001a] Garnier, J. (2001a). “Modèles physiques en géotechnique i) evolution des techniques expérimentales et des domaines d’application.” *Revue Française de Géotechnique*, 97, 3–29.

[Garnier 2001b] Garnier, J. (2001b). “Modèles physiques en géotechnique ii) validation de la méthode et exemples d’application.” *Revue Française de Géotechnique*, 98, 5–28.

[Geddes 1984] Geddes, J. (1984). *Structural design and ground movements. Gound movements and their effect on structures.* Attewell, P. and Taylor, R. Glasgow : Surrey University Press.

[Goodman 1989] Goodman, R. (1989). *Introduction to rock mechanics*. New York : Wiley, J & Sons, 2nd edition.

[Gourves & Mezghani 1988] Gourves, R. and Mezghani, M. (1988). "Micromécanique des milieux granulaires, approche expérimentale utilisant le modèle de schneebeli." *Revue Française de Géotechnique*, 42, 23–34.

[Heliot 1988] Heliot, D. (1988). "Conception et réalistion d'un outil intégré de modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs," PhD thesis, INPL Nancy.

[Herget 1988] Herget, G. (1988). *Stresses in rock*, 136–146. Rotterdam : Balkema.

[Houlsby et al. 1999] Houlsby, G., Burd, H. and Augarde, C. (1999). "Analysis of tunnel-induced settlement damage to surface structures." *XII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 1. 147–152.

[Hunt 1980] Hunt, S. (1980). "Surface subsidence due to coal mining in illinois," PhD thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

[Itasca 2005a] Itasca (2005a). *Fast Lagrangian Analysis of Continua : Manual Version 5.0.* Minneapolis, MN : Itasca Consulting Group.

[Itasca 2005b] Itasca (2005b). *Particles Flow Code in 2D : Manual Version 3.1.* Minneapolis, MN : Itasca Consulting Group.

[Jean 1995] Jean, M. (1995). *Mechanics of geomaterial interfaces, Selvadurai, A. and Boulon, M.*, chapter Frictionnal contact in collections of rigid or deformable bodies : numerical simulation of geomaterial motions, 463–486. New York : Elsevier Science.

[Jenck 2005] Jenck, O. (2005). "Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. modélisation physique et numérique.," PhD thesis, INSA de Lyon.

[Joer et al. 1992] Joer, H., Lanier, J. and Desrues, J. (1992). "A new shear apparatus to study the behaviour of granular materials." *Geotechnical Testing Journal*, 15, 129–137.

[Josien 1993] Josien, J. (1993). "Diagnostic et caractérisation de l'aléa." *Séminaire Carrières souterraines abandonnées, Risque et Prévention ; Nainville-les-Roches*.

[Kastner 1982] Kastner, R. (1982). "Excavations profondes en site urbain," PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

[Kheder 1996] Kheder, K. (1996). "Méthodologie d'études de la stabilité des carrières souterraines complexes exploitées par chambres et piliers abandonnés.," PhD thesis, INPL.

[Kishino 1989] Kishino, Y. (1989). "Computer analysis of dissipation mechanism in granular media." *Powders and Grains*, Biarez and Gourvès, eds. Rotterdam : Balkema, 323–330.

[Kovacevic Zelic et al. 2001] Kovacevic Zelic, B., Sumanovac, F. and Dominkovic, S. (2001). "Numerocal modelling of geological phenomena in karst regions." *Rock Mechanics – a challenge for society. Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2001, Espoo*, P. Särkka and P. Eloranta, eds. Abingdon : Balkema.

[Lake et al. 1992] Lake, L., Rankin, W. and Hawley, J. (1992). "Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas. Construction Industry Research and Information Association, London, UK : CIRIA Project Report 30.

[LCPC-INERIS 2002] LCPC-INERIS (2002). *Evaluation des aléas liés aux cavités souterraines*. Paris : Presse du LCPC, 130p.

[Liu 1997] Liu, G. (1997). "Numerical modelling of damage to masonry buildings due to tunnelling," PhD thesis, University of Oxford.

[Liu et al. 2003] Liu, S., D., S. and Wang, Y. (2003). "Numerical study of soil collapse behavior by discrete element modelling." *Computer and Geotechnics*, 30, 399–408.

[Mahamma 2002] Mahamma, F. (2002). "Comportement des structures baties en surface lors d'affaissements d'anciennes carrières. Mémoire de DEA, INSA de Lyon.

[Masrouri 1986] Masrouri, F. (1986). "Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles : étude théorique et expérimentale," PhD thesis, INSA de Lyon.

[Masson et al. 2003] Masson, S., Martinez, J., Baylac, B. and Ferellec, J. (2003). "Simulation numérique discrète des matériaux granulaires." *Mécanique et Indutries*, 4, 497–504.

[Mguil-Touchal et al. 1996] Mguil-Touchal, S., Morestin, F. and Brunet, M. (1996). "Mesure de champs de déplacements et de déformations par corrélation d'images numériques." *Proc. of Colloque National Mécamat'96 - Mécanisme et Mécanique des Grandes Déformations, Fontainebleau, France*. Les Ulis : Les Editions de Physique, 1997, 79–182.

[Mindlin & Deresiewicz 1953] Mindlin, R. and Deresiewicz, H. (1953). "Elastic spheres in contact under varying oblique forces." *Journal of Applied Mechanics*, 20, 327–344.

[Nakai et al. 1997] Nakai, T., Xu, L. and 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.

[National Coal Board 1975] National Coal Board (1975). *Subsidence engineer's handbook*. London : The Board, 1975.

[Oda et al. 1983] Oda, M., Konichi, J. and Nemat-Nasser, S. (1983). *Mechanics of Granular Materials : New Models and Constitutive Relations*, 21–30. New York : Elsevier.

[Oteo & Sagaseta 1982] Oteo, C. and Sagaseta, C. (1982). "Prediction of settlements due to underground openings." *International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Ghent, Belgium*. 653–659.

[Ovesen 1979] Ovesen, N. (1979). "Discussion - Design Parameters in Geotechnical Engineering." *7° Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Brighton*, 4, 319–323.

[Peck 1969] Peck, R. B. (1969). "Deep excavation and tunneling in soft ground." *Proceedings of the 7th International Conference of Soil Mechanics, Mexico*, State-of-art.

[Piguet 1983] Piguet, J.-P. (1983). "La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière. Thèse de Doctorat es-Sciences, INPL–Nancy.

[Potyondy 2003] Potyondy, D. (2003). "FLAC-PFC2D Mechanical Coupling. Internal Report of Itasca Cg.

[Potyondy & Cundall 1998] Potyondy, D. and Cundall, P. (1998). "Modeling nothformation mechanisms in the url mine-by test tunnel using bonded assemblies of circular particles." *International Journal of Rock mechanics, Mining science and Geomechanics*, 35.

[Potyondy & Cundall 2004] Potyondy, D. and Cundall, P. (2004). "A bonded-particle model for rock." *International Journal of Rock mechanics, Mining science and Geomechanics*, 41, 1329–1364.

[Schneebeli 1956] Schneebeli (1956). "Une mécanique pour les terres sans cohésion.." *Compte Rendu de l'Académie des Sciences*, 243, 2647–2673.

[Shahin et al. 2004] Shahin, H., Nakai, T., Hinokio, M., Kurimoto, T. and Sada, T. (2004). "Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunnelling." *Soils and Foundations*, 44, 71–84.

[Singh & Dhar 1996] Singh, K. and Dhar, B. (1996). "Causes and remedial measures of pot-hole subsidence." *Minetech*, Vol. 17. 42–50.

[Soots 1969] Soots, P. (1969). "Le phénomène des affaissements miniers et la prévention de ses conséquences dommageables." *Cahiers du CSTB*, Vol. 96.

[Speck & Bruhn 1995] Speck, R. and Bruhn, R. (1995). "Non-uniform subsidence ground movement and resulting surface–structure damage." *Environmental and Engineering Geoscience*, 1, 61–74.

[Thoraval 2005] Thoraval, A. (2005). "Aide au dimensionnement de l'exploitation de marbre en carrières souterraines par modélisation numérique." *Actes des journées scientifiques du LCPC : Evaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées, Paris*. 159–168.

[Thorin 1992] Thorin, M. (1992). "Massif de l'hautil, méthode d'évaluation du risque d'effondrement des carrières souterraines de gypse abandonnées. Rapport de la commission INERIS–LCPC–IGC Versailles mandatée par la préfecture des Yvelines.

[Tritsch 1987] Tritsch, J. (1987). "Carrière souterraine de Belle-Roche : Examen des conditions actuelles de stabilité." *Report No. GAI-JTr/JS 87 1-98 71-1833/01*, INERIS.

[Tritsch 2005] Tritsch, J.-J. (2005). "Les mécanismes de rupture des carrières souterraines abandonnées." *Actes des journées scientifiques du LCPC : Evaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées, Paris*. 303.

[Vachat 1982] Vachat, J. (1982). "Les désordres survenants dans les carrières de la région parisienne.." *Mémoire de diplôme d'Ingénieur CNAM, Paris*.

[Valle 2001] Valle, N. (2001). "Comportement mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine," PhD thesis, Université de Caen.

[Wagner & Schümann 1991] Wagner, R. and Schümann, E. (1991). "Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods." *Journal of South Africa Institute of Mining and Metallurgy*, 91(7), 221–231.

[Warburton 1988] Warburton, P. (1988). "Vector stability analysis of an arbitrary polyhdral rock block with any number of free faces." *International Journal of Rock mechanics, Mining science and Geomechanics*, 18.

[White et al. 2003] White, D., Take, W. and Bolton, M. (2003). "Soil deformation measurement using particle image velocimetry (piv) and photogrammetry." *Geotechnique*, 53, 619–631.

Quatrième partie

ANNEXES

Annexe A

Introduction de cohésion dans le matériau de Schneebeli

Différentes solutions sont envisageables pour introduire de la cohésion dans le matériau analogique de Schneebeli. Le principal effet souhaité est l'apparition d'une résistance à la traction dans le matériau. Une première solution fut testée par Caudron (2003). L'idée était d'utiliser des bandelettes de papier placées au sein d'un massif de sol pour rendre celui-ci plus résistant à la traction, d'une manière analogique à l'utilisation d'armatures métalliques pour réaliser de la terre armée. Le matériau obtenu se comportait correctement tant qu'une pression de confinement existait. Si pour une raison quelconque (la création d'une cavité par exemple), le matériau se trouvait déconfiné, on n'observait alors pas de gain notable dans son comportement.

Il fallait donc trouver un autre moyen pour obtenir une variante cohérente du matériau analogique. Différentes contraintes ont été identifiées qui vont permettre de sélectionner les solutions qui pourraient être les plus satisfaisantes. Les premières contraintes sont d'ordre technique :

- L'utilisation du matériau obtenu doit rester assez simple à manipuler.
- Le nettoyage des rouleaux doit permettre de les retrouver dans un état proche de leur état initial.
- Le suivi des déformations par imagerie numérique doit rester possible.

Puis viennent des contraintes d'ordre rhéologique :

- La caractéristique de cohésion doit être reproductible d'un essai à l'autre.
- L'intensité de la cohésion doit être stable dans le temps.
- Autant que possible, la solution retenue ne devra pas être sensible aux variations de température.

Intuitivement, deux moyens permettent d'introduire de la cohésion. Le premier est d'utiliser un produit va enrober les rouleaux dans un film adhésif. Cette solution impose néanmoins que la portion de matériau traité par une telle solution le reste pendant tous les essais. Il se pose donc la question de l'évolution de cette pellicule adhésive au cours du temps (séchage, dépôt de poussière ou autre corps polluant, . . .).

Le second moyen consiste à utiliser un produit qui va cimenter les particules entre elles à leur contact lors qu'il va sécher. Lors d'un essai, ces liaisons vont être amenées à la rupture, il sera alors nécessaire de recréer un nouvel échantillon pour l'essai suivant.

Cela présente donc l'inconvénient de devoir nettoyer le matériau entre chaque essai mais devrait guarantir la répétivité du comportement obtenu d'un essai sur l'autre.

C'est cette seconde solution qui a été retenue pour notre étude. Le produit utilisé est une colle aqueuse dont la référence est *QUELYD–Colle universelle à papier peint (composition de type amylacée)–ref.62518883*. Le produit est mélangé à de l'eau pour son utilisation. Une fois sec, il devient translucide, ce qui ne gêne aucunement le suivi des déformations par imagerie numérique. Le nettoyage des rouleaux traités est réalisé par lavage de ceux-ci à l'eau, la colle se dissolvant relativement bien.

Le fabricant préconise une concentration C égale à 250 g de colle pour 6 litres d'eau. Les concentrations ultérieures seront exprimées en terme de ratio vis-à-vis de cette concentration de référence.

A.1 Procole et mise en œuvre

Le protocole expérimental est séparé en deux parties distinctes. Il s'agit tout d'abord de créer des échantillons de faibles dimensions[1] selon un processus parfaitement maîtrisé garantissant ainsi la répétitivité des caractéristiques du matériau analogique modifié. Ensuite il sera recherché le meilleur dosage de la solution de colle aqueuse qui permette d'obtenir les caractéristiques comportementales voulues. Finalement l'application du protocole et des résultats obtenus sur des massifs de sol de plus grandes dimensions sera étudiée.

A.1.1 Dosage de la solution de colle

La colle utilisé pour notre étude présente un dosage nominal préconisé par le fabricant pour son usage initial : la pose de papier sur les murs. Ce dosage initial recommande de dissoudre 250 g du produit dans 6 l d'eau. Par la suite, ce dosage sera appelé C : concentration de colle initiale. Les autres concentration qui pourront être utilisée seront présentées comme des fractions de la concentration C, par exemple : $C/2, \ldots$

A.1.2 Fabrication des éprouvettes

Le processus de création des éprouvettes nécessaires à la campagne d'essais biaxiaux est défini de manière à limiter au maximum les facteurs qui pourraient être source d'erreur. Les éprouvettes sont fabriquées de la manière suivante :

1. Des moules rectangulaires présentant une largeur de 0.1 m et une hauteur maximale de 0.15 m sont fabriqués. Ils seront réutilisés pour tous les échantillons ultérieurs.
2. On place au fond de chaque moule un intercalaire plastique ajouré pour permettre l'écoulement du surplus de colle.
3. Une quantité de rouleaux légèrement supérieures à la quantité nécessaire pour remplir un volume de $0.1 \times 0.1 \times 0.06\ cm^3$ est préparée.
4. Le manipulateur prend un poignée de rouleaux, les trempent dans la solution de colle aqueuse et attend que toutes les bulles d'air soient remontées en surface.

[1] 10 cm de large par 10 à 12 cm de hauteur pour réaliser des essais biaxiaux.

5. Il place alors ce volume de matériau dans le moule préparé précédemment et recommence ces deux étapes jusqu'à obtenir une hauteur de l'échantillon supérieure à 0.1 m.
6. On place ensuite l'ensemble à l'étuve à 110°C pendant 24 h.
7. On sort ensuite l'éprouvette et on la laisse refroidir à l'air libre quelques heures avant de pouvoir réaliser l'essai biaxial.

Deux hypothèses sont faîtes dans ce processus. La première est que malgré la possibilité théorique d'un drainage gravitaire de la colle durant son séchage, celui-ci ne modifie pas de manière importante la répartition de celle-ci au sein de l'échantillon. La seconde est que l'utilisation de l'étuve pour accélérer la phase de séchage ne modifie pas le comportement de la colle.

La densité et la porosité du matériau ainsi modifié varient peu par rapport au matériau initial de Schneebeli. En effet, la compacité des rouleaux est la même et seul un peu de colle vient se loger dans les interstices des grains. Un échantillon présente un volume V :

$$V = 0.1 \times 0.1 \times 0.06 = 0.0006\ m^3$$

Le volume occupé par les rouleaux est :

$$V_{rouleaux} = V \times \frac{65}{78.5} = 4.968\ 10^{-4} m^3$$

Donc, en supposant que la seule matière supplémentaire après le séchage à l'étuve est la colle qui a cristallisée au niveau des contacts inter-rouleaux, on peut déterminer la masse maximale de colle présente dans l'échantillon. En effet, si l'on considère que la totalité des vides est remplie par la solution aqueuse et que la concentration en colle de cette solution est c, égale à une fraction de C, on a :

$$M_{colle} = V_{vide} \times c = (V - V_{rouleaux}) \times c = 4.3\ g$$

au maximum si $c = C$. Sachant que la masse des rouleaux est approximativement de 3900 g, la masse de la colle représente une variation maximale de 0.1%. On peut donc considérer que ces caractéristiques sont identiques à celles du matériau originel.

Nous pouvons à présent passer à la détermination du dosage en colle qui permette d'obtenir des caractéristiques mécaniques pour notre matériau proche des valeurs indicatives obtenues par l'application des lois de similitudes. Pour rappel, l'angle de frottement doit être entre 26° et 30°, la cohésion entre 7 et 15 kPa et le module de raideur initiale entre 4 et 8 MPa.

A.1.3 Campagne d'essais biaxiaux

Différentes concentrations de colle sont testées en diluant au fur et à mesure celle-ci jusqu'à obtenir le comportment recherché. Un premier essai de compression simple réalisé sur un échantillon utilisant la colle à sa concentration nominale permit d'éliminer ce pallier. La cohésion obtenue était bien supérieure[2] aux valeurs recherchées. La première campagne d'essais biaxiaux débuta donc avec une concentration de colle à $C/2$.

[2]Plus de 25 kPa.

A.1.3.1 Colle diluée à la concentration $C/2$

Huit éprouvettes employant la solution aqueuse de concentration $C/2$ ont été fabriquées. Sept essais biaxiaux ont été menés pour des confinements allant de 0 à 50 kPa. La huitième éprouvette n'était pas dans un état permettant la tenue d'un essai lors de son démoulage. Les courbes déviatoriques obtenues sont tracées sur la figure A.1. Devant la très grande variabilité de la valeur de la force mesurée, un lissage de type moyenne mobile sur 7 valeurs consécutives a été appliqué. Cela permet d'obtenir des courbes plus faciles à lire et d'éliminer les pics intempestifs qui peuvent parasiter la courbe.

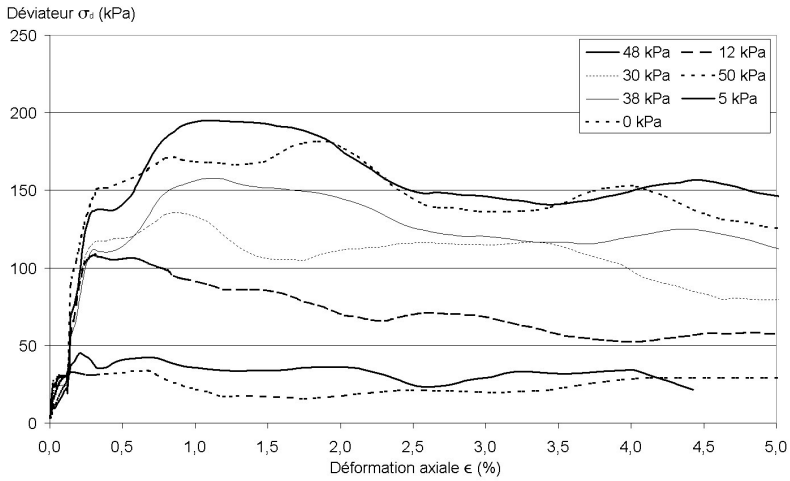


FIG. A.1 – Courbes déviatoriques pour les échantillons à $C/2$

On peut distinguer 3 phases au niveau des courbes. La première qui s'étend de 0.0% à 0.3% présente une première partie assez irrégulière qui correspond à la mise en contact des platines de chargement avec les échantillons et une seconde partie de déformation quasi-linéaire. Une deuxième phase apparaît ensuite et s'étand jusqu'à 1.0% de déformation axiale. La pente de la courbe est plus faible et s'incurve jusqu'à l'obtention d'un pallier qui marque le maximum de résistance. La troisième phase est une phase de rupture : le squelette est totalement disloqué, les efforts sont inférieurs au maximum de résistance mais ont tendance à se stabiliser sur un deuxième palier. C'est une phase d'écoulement plastique.

La figure A.2 page suivante présente les maxima de contrainte dans le plan déviatorique S–T. Cela nous permet de déterminer l'angle de frottement et la cohésion en utilisant l'équation :

$$T = \sin(\phi) \times S + \frac{c}{\cos(\phi)}$$

On obtient un angle de 37° et une cohésion de 12 kPa. L'amélioration des caractéristiques du matériau analogique est importante, que ce soit sur l'angle de frottement que sur la cohésion. Par rapport aux objectifs recherchés, la cohésion est dans la plage de valeurs voulue, mais l'angle de frottement est trop important. Une concentration de colle plus faible va donc être testée dans les prochains essais afin d'observer son influence sur la variation de ces deux paramètres.

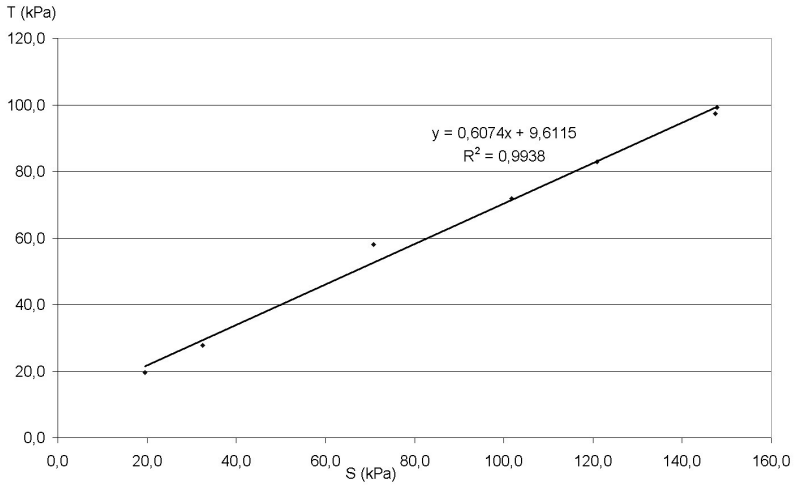


FIG. A.2 – Maximum de contraintes dans le plan S–T pour les essais à C/2

A.1.3.2 Colle diluée à la concentration $C/4$

De nouveau huit éprouvettes ont été fabriquées.Six essais ont été réalisés sur le matériau modifié utilisant une solution de colle à la concentration $C/4$. Les deux éprouvettes restantes étaient dégradées lors du démoulage et ne permettaient pas leut utilisation.
La plage de confinement utilisée va de 13 à 57 kPa. La figure A.3 présente en vis à vis le graphe déviateur–déformation axiale et les maxima de contraintes dans le plan déviatorique. L'angle de frottement de cette série d'essais est de 35° tandis que la cohésion vaut 12 kPa. On ne peut donc pas observer de modifications importantes dans le comportement du matériau obtenu. La prochaine série d'essais caractérisera donc des échantillons présentant une concentration de colle plus faible.

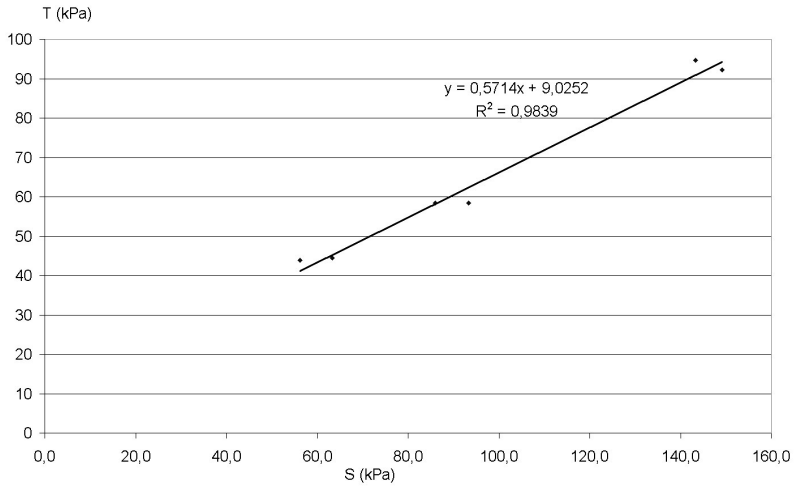


FIG. A.3 – Résultats obtenus pour les six essais biaxiaux sur les éprouvettes à $C/4$

A.1.3.3 Colle diluée à la concentration $C/8$

Huit nouvelles éprouvettes ont été fabriquées. Cependant seules cinq ont pu être testées, les trois autres étaient fracturées en plusieurs morceaux après le séchage. Quatre éprouvettes supplémentaires ont alors été fabriquées, ce qui a permis de réaliser deux essais biaxiaux supplémentaires, portant à 7 les nombres d'essais réalisés sur ce matériau.

Avec 7 éprouvettes utilisables pour 12 fabriquées, il apparaît que le matériau analogique devient de plus en plus délicat à manipuler lorsque la concentration en colle de la solution baisse, ce qui n'est pas sans poser problème.

La plage de confinement utilisée varie de 12 à 59 kPa et les résultats obtenus sont tracés sur la figure A.4. On obtient un angle de frottement de 32° et une cohésion de 6 kPa.

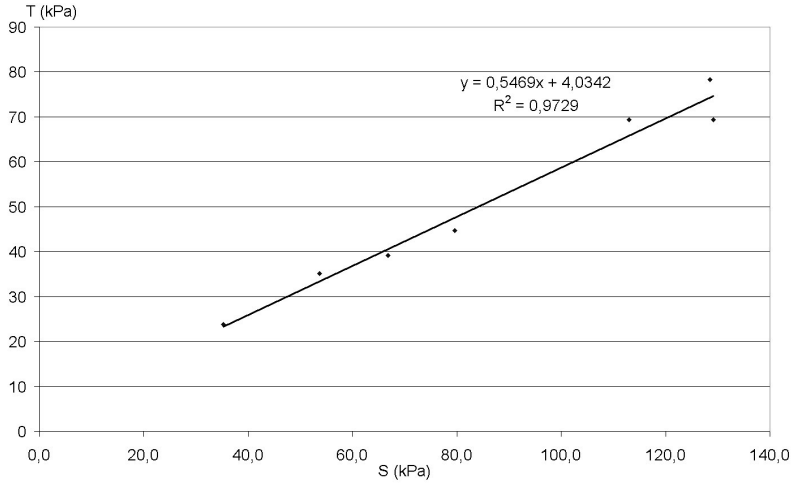


FIG. A.4 – Résultats obtenus pour les sept essais biaxiaux sur les éprouvettes à $C/8$

Compte tenu des problèmes de manipulations et de fragilités apparus avec les échantillons employant une solution de colle de concentration $C/8$, il serait difficilement envisageable de diluer encore la colle. Ce n'est d'autant plus pas nécessaire puisque les résultats obtenus jusqu'à présent sont plutôt encourageants. En effet, la cohésion varie dans la plage de valeurs désirées et, même si l'angle de frottement est légèrement supérieur aux valeurs recherchées, l'écart reste faible dans l'absolu. Deux concentrations de colle, celles à $C/4$ et $C/8$, semblent permettre l'obtention d'un matériau qui présente des caractéristiques proches de celles recherchées. Elles sont donc plus finement caractérisées dans la partie 2.4.2 page 69.

Annexe B

Utilisation de la caméra rapide

Pour une utilisation correcte de la caméra rapide, des spots halogènes de forte puissance sont nécessaires. Des phénomènes de dilatation thermique entrent alors en jeu au sein du matériau analogique. La principale conséquence est l'apparition de déformations induites au sein du massif de sol, et donc de contraintes. C'est assez nettement observable au niveau de la surface du sol qui a tendance à se soulever tant que la température varie. Les champs de contraintes induits par cette variation de température sont plus difficilement observables ainsi que leurs effets. Il est possible que cela provoque une microfissuration au sein du banc raide, mais nous ne disposons d'aucun moyen pour évaluer cet impact pour l'instant.

La figure B.1 présente les déplacements du massif de sol en surface pour l'essai 9. La surface se déplace de manière continue durant les cinq premières étapes de l'essai. Le déplacement moyen entre l'état initial et la première étape est d'environ 0.2 mm vers le haut. A la fin de la création de la cavité, le soulèvement maximum observé est d'environ 0.5 mm. C'est une valeur conséquente qui, si elle est considérée sans aucune correction, peut fausser considérablement l'interprétation de l'essai.

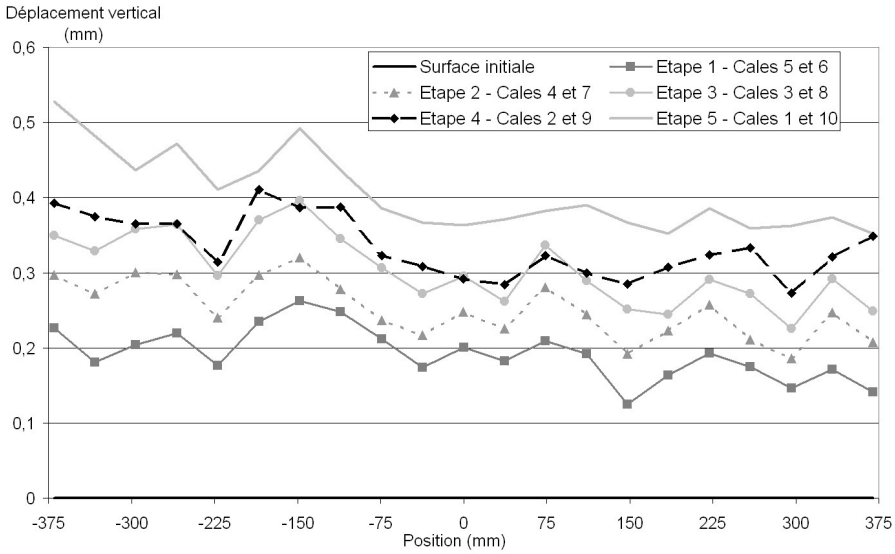


FIG. B.1 – Déplacement de la surface du massif de sol lié à la dilatation thermique

On peut observer que le soulèvement est systématiquement plus important à gauche qu'à droite. C'est dû au fait que les deux spots halogènes sont positionnés sur la gauche du banc d'essai pour des raisons pratiques : espace et accès pour le manipulateur durant l'essai. Il n'est donc pas envisageable d'appliquer une correction constante sur toute la largeur du massif de sol.

La méthode retenue part du principe suivant : les déplacements causés par les variations thermiques sont principalement génants quand les déplacements que l'on suit sont faibles. Cela concerne principalement les étapes de création de la cavité, puis de fragilisation du banc raide si celles-ci s'avèrent nécessaires. La ruine de la cavité, qui engendre des déplacements importants, n'est que peu influencée. Ce sont donc les étapes qui ne présentent que de faibles déplacements qui nécessitent une correction. Ces étapes ne présentant pas à priori de déplacements sur les extrémités du massif de sol, il est envisageable de se servir des déplacements déterminés par l'imagerie numérique comme facteur de correction.

En effet, comme les bords latéraux du massif de sol ne devraient pas présenter de déplacement, il est alors possible d'appliquer une correction de déplacement vertical en chaque point de la surface. Cette correction est déterminée comme étant la moyenne des deux déplacements aux points extrêmes de la surface, pondérée par la position. L'équation ci-dessous présente le déplacement vertical corrigé en un point d'abscisse x :

$$S(x) = S_i(x) - \left(\frac{(0.35 - x)\delta_a}{0.7} + \frac{(0.35 + x)\delta_z}{0.7} \right) \tag{B.1}$$

avec $S_i(x)$ le déplacement vertical issu de l'imagerie numérique, $S(x)$ le déplacement vertical corrigé, x l'abcisse du point considéré, l'origine étant le centre de la cavité. δ_a et δ_z sont les déplacements verticaux respectivement aux extrémités gauche et droite de la surface du massif de sol déterminés par l'imagerie numérique.

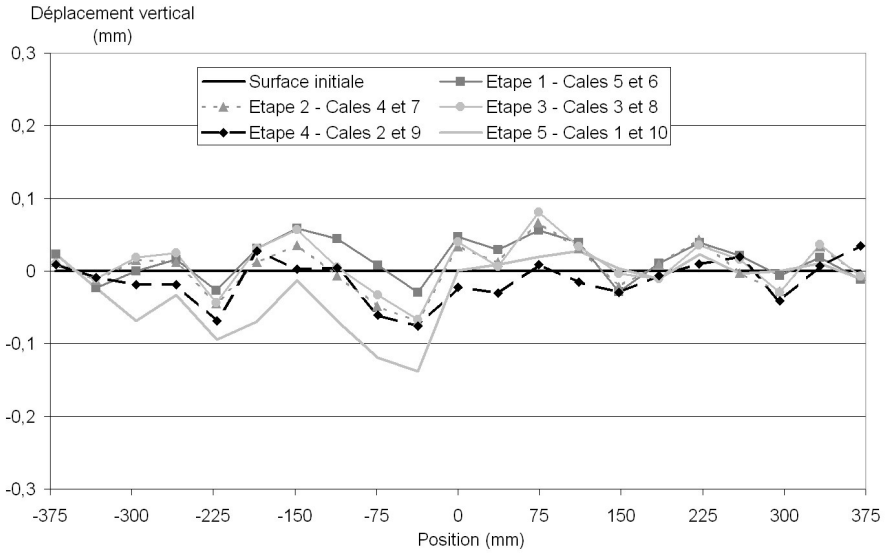


FIG. B.2 – Déplacements en surface après correction - Essai 9 - étapes de création de la cavité

La figure B.2 illustre les déplacements en surface durant les étapes de création de la cavité pour l'essai 9, corrigés selon l'approche précédente.

Il ressort que les déplacements liés à l'ouverture de la cavité sont très faibles et que seule la dernière étape présente des déplacements supérieurs à 0.1 mm. Les déplacements des autres étapes sont trop proches de la limite de précision de la méthode. En effet, ils sont trop affectés par l'imprécision de la correction pour être réellement significatifs.

Il est donc possible de corriger une partie des perturbations liées à l'utilisation de la caméra rapide. Cependant, subsiste la question de l'influence de la variation de température sur les caractéristiques mécaniques du matériau modifié. Cet aspect ne sera pas considéré dans ce travail du fait des hausses de température relativement faibles et du manque d'informations disponibles à ce sujet.

Annexe C

Démarche complète pour l'étude de solutions de maquette de structure

C.1 Jeux de conditions aux limites retenus

Tout d'abord un certain nombre de configurations de conditions aux limites sont définies. Elles vont permettre d'établir le comportement de la structure sous des sollicitations qui se rapprochent de celles engendrées par un fontis. Le comportement des semelles vis-à-vis du sol n'est ici pas pris en compte.

La configuration de référence est celle utilisée pour satisfaire au critère de souplesse. Elle est représentée sur la figure C.1. Elle correspond à un fontis d'un diamètre de 2–3 m qui déboucherait sous une semelle intermédiaire du bâtiment. Il y a donc perte d'un appui et mise en flexion d'une partie de la structure. C'est la configuration dimensionnante de base.

Il y a ensuite deux autres configurations : la configuration critique et la configuration exceptionnelle. La première correspond à l'apparition d'un fontis de 4–5 m de diamètre sous les deux appuis centraux de la structure. Celle-ci ne reposent donc plus que sur ces deux appuis extrêmes. La configuration exceptionnelle correspond à l'apparition d'un fontis de 4–5 m de diamètre sous les deux appuis de gauches (ou de droites, l'ensemble étant symétrique) de la structure. Toute la partie droite se retrouve alors en porte-à-faux et seuls les deux appuis gauches soutiennent encore la structure. Le basculement de celle-ci qui peut survenir du fait de l'excentrement de son centre de gravité vis-à-vis de ces deux appuis n'est pas pris en compte dans cette première approche. Cette configuration est donc extrêmement pessimiste vis-à-vis du comportement réel d'un bâtiment, dans le but de s'assurer du comportement élastique de la maquette.

Ces deux autres cas de figure sont représentés sur la figure C.1.

Ces trois cas doivent théoriquement permettre de s'assurer que le comportement de la structure sera conforme à celui prévu en terme de souplesse et que la plastification ne pourra pas avoir lieu lorsque la maquette sera soumise aux mouvements de terrain.

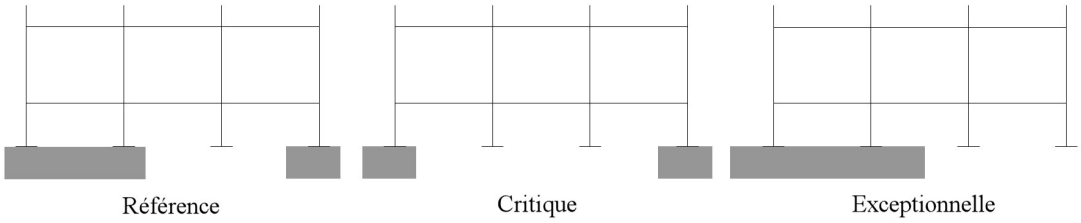


FIG. C.1 – Les trois configurations de base pour les vérifications des niveaux de contraintes.

C.2 Modélisation sous CESAR-LCPC

Dans le but de définir les matériaux et les sections correspondantes, le logiciel de calcul en Eléments Finis CESAR-LCPC développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées est utilisé pour tester les différentes configurations de conditions aux limites et ainsi déterminer les paramètres qui respectent le mieux les objectifs. Un certain nombre d'hypothèses de dimensionnement sont prises :

- Maillage : Eléments de type poutre découpés 50 segments chacun.
- Modèle : Modèle mécanique de type **poutre élastique linéaire**.
- Chargement : Chargement linéaire sur les travées.
- Conditions aux limites : Les semelles non-libres sont rotulées.

Les points vérifiés sont ceux abordés précédemment : les maxima de contrainte vis-à-vis des contraintes limites élastiques et la déformabilité de la structure. Deux valeurs sont obtenues par cette approche ES et EI qui permettent de satisfaire aux différentes conditions requises. On obtient les valeurs suivantes :

$$ES = 2.94 \times 10^6 \ N$$

$$EI = 0.12 \ N.m^2$$

En prenant quelques modules d'Young comme exemple, par exemple celui de l'acier et celui de l'objectif, on peut déterminer les sections de matériau correspondantes ainsi que les inerties. Les deux valeurs correspondant aux modules d'Young envisagés figurent dans le tableau C.1.

Caractéristiques	E = 210000 MPa	E = 2475 MPa
Section (mm^2)	14	1188
Inertie mm^4	0.57	48.5

TAB. C.1 – Section et inertie pour les deux modules d'Young de l'acier et de l'objectif

La section entrant en jeu pour le matériau acier est donc assez faible. Celle pour le matériau recherché est beaucoup plus importante, de l'ordre de 80 fois plus. Le rapport

entre les deux inerties de flexion est du même ordre de grandeur. Pour le matériau acier, il n'apparaît pas réalisable de concevoir une structure présentant un portique en une seul trame vis-à-vis des instabilités. Il est donc choisi de séparer la structure en deux parties identiques qui seront placées parallèlement tel qu'illustré sur le graphe C.2.

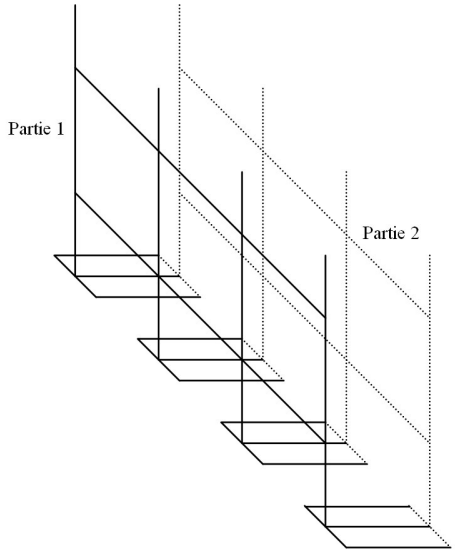


FIG. C.2 – Schéma de principe pour la conception de la maquette de structure

Les critères dimensionnant sont plus particulièrement les inerties qui vont largement conditionnées la souplesse des solutions proposées. La section influe plutôt sur la stabilité de la structure lorsque celle-ci se retrouve plus fortement sollicitée.

C.3 Choix techniques

Un certain nombre de choix d'ordre technique sont nécessaires afin d'obtenir un panel précis de solutions qui seront étudiées plus finement avant de pouvoir définir la solution qui sera retenue.

C.3.1 Les matériaux

Trois matériaux sont envisagés : l'acier, l'aluminum et le PVC. L'acier est un matériau bien connu, facilement usinable et assemblable, avec une densité assez proche de celle recherché (7.85 pour un objectif de 7.5) mais qui est beaucoup trop raide avec un module d'Young de 210000 MPa par rapport à l'objectif de 2475 MPa. Les sections des éléments de structures devront être très réduites par rapport à une simple mise à l'échelle géométrique.

L'aluminium est aussi un métal et présente un module d'Young plus faible que celui de l'acier associé à des inconvénients. Le module d'Young a été déterminé par un essai de traction simple sur une éprouvette de matériau. La courbe C.3 illustre la réponse de celle-ci sous la sollicitation. On obtient un module d'Young de 62525 MPa et une contrainte

limite élastique de 130 MPa. Les inconvénients sont une densité trop faible, une usinabilité et un assemblage délicat des différents éléments. La soudure n'est pas envisageable sur des éléments de taille réduite, il faut alors se diriger vers un assemblage par collage ce qui nécessite des surfaces de recouvrement importantes.

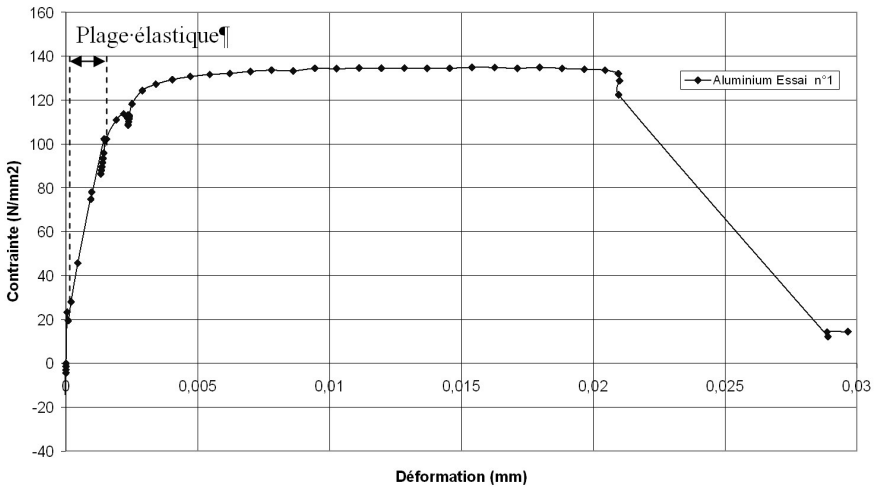


FIG. C.3 – Essai de traction simple sur l'aluminium

Le PVC[1] a l'avantage de présenter un module d'Young proche de l'objectif fixé. Deux essais de traction simple dont l'un est présenté sur la figure C.4 ont permis d'obtenir un module d'Young moyen de 2875 MPa. Cependant sa rhéologie est plus complexe à cause des phénomènes de viscosité et de fluage propres aux matières plastiques. De plus la densité est encore plus faible que celle de l'aluminium

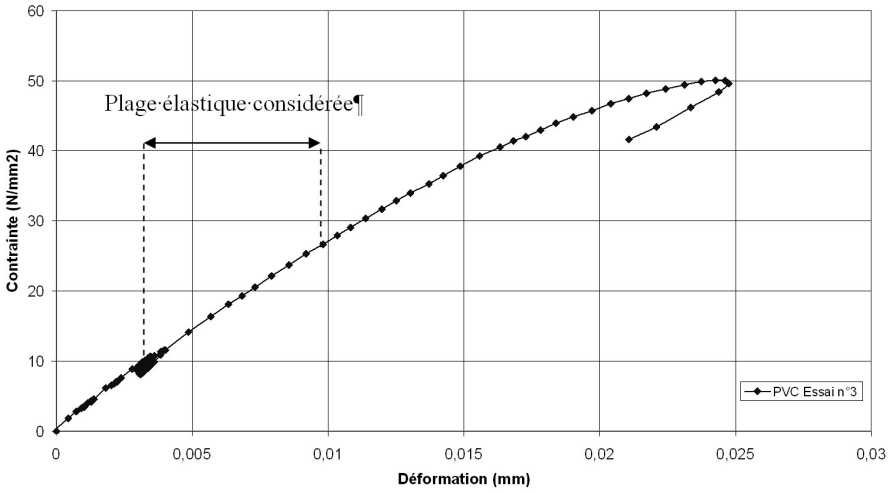


FIG. C.4 – Essai de traction simple sur le PVC

[1]Polychlorure de Vinyl.

D'autres matériaux pourraient être envisagés mais cela ne ferait que rallonger cette étude sans pour autant apporter de gain notable tant que le comportement de la structure se limite à l'élasticité.

Le tableau C.2 récapitule les principales caractéristiques mécaniques des trois matériaux envisagés.

Caractéristiques	Acier	Aluminium	PVC
E (MPa)	210000	62525	2875
$\bar{\sigma}$ (MPa)	235	130	>40

TAB. C.2 – Module d'Young et limite élastique pour l'acier, l'aluminium et le PVC

Maintenant que les caractéristiques des matériaux sont connues, les valeurs ES et EI issue de l'étude avec CESAR-LCPC sont utilisées pour déterminer les sections qui vont satisfaire les objectifs de souplesse et de contrainte pour chaque matériau.

Les sections étudiées sont dépendantes des épaisseurs de matériau disponibles couramment. Les épaisseurs retenues sont donc des standards du commerce. Il serait bien entendu possible de disposer de section personnalisée mais l'impact de l'usinage nécessaire sur les caractéristiques mécaniques rendrait la chose délicate et demanderait des études supplémentaires, ce que nous ne pouvons nous permettre dans ce projet.

Ainsi pour l'acier, les épaisseurs disponibles sont 0.5-0.8 et 1.0 mm, pour l'aluminium il s'agit de 1.0-1.5 et 2.0 mm, pour le PVC on a 1-2-3-4-6 et 8 mm. Des épaisseurs plus importantes existent pour chacun de ces matériaux, mais elles ne sont pas intéressantes dans la mesure où l'inertie obtenue serait trop importante.

Six sections apparaissent satisfaire de manière purement numérique les critères de souplesse et de contrainte. Il s'agit de deux sections en acier, d'une section en aluminium et de trois sections en PVC. Ces différentes sections doivent être ensuite vérifiées vis-à-vis des phénomènes d'instabilités.

Pour cela, les différents modèles réalisés sous CESAR-LCPC sont réutilisés en activant l'option flambement. En se basant sur la théorie d'Euler, le logiciel va rechercher le coefficient multiplicateur du chargement appliqué en temps normal sur la structure qui amènerait celle-ci à flamber. La charge normale multipliée par ce coefficient donne la charge critique que peut supporter la structure, supposée parfaite, au sens d'Euler. Pour prendre en compte les défauts géométriques qui apparaitront lors des découpes, de l'assemblage, des soudures, ..., un coefficient de sécurité égal à 5 est retenu. Si l'instabilité se déclenche pour un coefficient multiplicateur inférieur à 5, cela signifie qu'elle sera susceptible de se produire lors des essais.

Trois jeux de sections donnent des résultats satisfaisants au niveau de la stabilité : une section acier de dimensions $0.8 \times 8\ mm^2$, la section aluminium de dimensions $1 \times 10\ mm^2$ et une section PVC de dimensions $4 \times 6\ mm^2$

Le tableau C.3 synthétise les résultats pour chaque section satisfaisant le critère de stabilité. Les critères de souplesse et de contraintes apparaissent, ainsi que la stabilité au flambement mais aussi des critères plus subjectifs comme la facilité de mise en œuvre, le coût et la facilité de modélisation liée à la rhéologie du matériau.

Caractéristiques	Acier	Aluminium	PVC
Section	0.8×8 mm	1×10 mm	4×6 mm
Souplesse	Bien	Bien	Bien
Contraintes	Moyen	Bien	Bien
Instabilité	Bien	Bien	Bien
Mise en œuvre	Bien	Mauvais	Moyen
Modélisation	Bien	Bien	Moyen
Coût	Bien	Bien	Moyen

TAB. C.3 – Qualité et défauts des différentes solutions pour la structure

Deux solutions apparaissent préférables. Celle en acier qui a l'avantage d'être un matériau bien connu et facilement utilisable et celle en PVC qui permet de suivre au mieux les lois de similitude mais qui peut être assez délicat à modéliser par la suite. Pour ce projet de recherche, la solution acier sera retenue même s'il n'est pas exclu que de futurs travaux puissent utiliser une structure en PVC.

La structure est ensuite fabriquée. Les poutres et les poteaux sont des éléments continus présentant des saignées de 4 mm au niveau des assemblages. L'assemblage se fait par emboitement puis par brasure des éléments afin de solidariser l'ensemble sans pour autant modifier le comportement de l'acier avec une soudure.

C.3.2 Le chargement

Le mode d'application du chargement proposé par les règles de l'art est un chargement surfacique. Cependant comme le montre Mahamma (2002), il n'est pas évident de mettre en place un chargement réparti qui n'influence pas le comportement de la structure. Il n'est en effet pas envisageable d'utiliser un contact surfacique avec un corps rigide. Les poutres de la maquette de structure seront amenées à se déformer au cours des essais et il est nécessaire que la surface de contact reste constante au cours de l'essai. Il est aussi nécessaire que le chargement ne participe pas à augmenter artificiellement la raideur de la structure.

Il est donc choisi d'imposer un contact ponctuel en deux endroits par travée, ce qui est plus simple à réaliser. Les charges seront donc des petits lingots de métal comportant deux rouleaux collés sur leur face inférieure, l'ensemble pesant 3.6 N.

Ces lingots sont numérotés de 1 à 6 et placés sur la structure tel que représentée sur la figure C.5. Leur masse respective figure aussi sur ce schéma.

Ainsi quelle que soit la déformation des poutres recevant le chargement, il est assuré que le contact sera toujours constant durant un essai.

Le chargement de la structure s'effectue de manière identique d'un essai à l'autre de manière à conserver le maximum de similarité. Les lingots de métal sont placés dans l'ordre des numéros qu'ils portent, de 1 à 6.

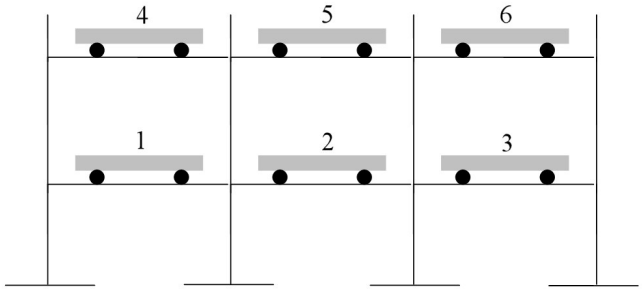


FIG. C.5 – Positionnement des poids pour le chargement de la structure

C.3.3 Les fondations

Les fondations posent un problème particulier. En effet, si le facteur d'échelle géométrique est appliqué directement, on obtient une largeur de semelle proche de 15 à 20 mm (en supposant que la taille réelle de la semelle filante soit de 60 à 80 cm) soit de l'ordre de quelques rouleaux du matériau analogique. Cela ne respecte donc pas le nombre de contact minimum établi par Ovesen (1979) qui est de 10. De plus, il est nécessaire d'étudier la capacité portante du sol afin de s'assurer que celui-ci ne sera pas en rupture avant même le début de l'essai.

Il est tout d'abord nécessaire de déterminer la charge initiale que doit reprendre une semelle. On prend comme hypothèse qu'une semelle reprend les charges des demi-poutres qui lui sont connectées. Les deux semelles centrales reprennent donc un effort d'environ 8.2 N, pour un effort proche de 5 N pour les deux appuis de rive.

La mise hors gel est de 60 cm au minimum en France. Si le facteur d'échelle est appliqué, cela se ramène à 15 mm sur le modèle réduit.

Il est donc possible de déterminer la largeur minimale des semelles pour pouvoir reprendre les charges appliquées. La formule suivante, issue de la réglementation française[2], permet de déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle.

$$Q = B \times L \left(\gamma \frac{B}{2} \times N_\gamma + q \times N_q + c \times N_c \right) \tag{C.1}$$

La couche de sol en surface ne possède pas de cohésion, le terme afférent $c \times N_c$ est donc nul. Seuls les termes de surface et de surcharge sont donc à déterminer. L'angle de frottement obtenu pour le matériau analogique pulvérulent est de 25.5°. On considérera par la suite les valeurs de N_γ et N_q correspondant à un angle de 25°, ce qui place les résultats du côté de la sécurité. Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau C.4.

ϕ	N_γ	N_q
25°	8.1	10.7

TAB. C.4 – Valeurs des coefficients N_q et N_γ pour un angle de frottement de 25°

[2]Fascicule 62.

La largeur minimale pour reprendre une charge de 8.2 N est donc de 18 mm en tenant compte d'un coefficient de sécurité égal à 2. Cette largeur est cependant largement inférieure à la valeur minimale préconisée pour éviter les effets d'échelle. Il est donc choisi d'utiliser une largeur de semelle de 41 mm (soit environ 10 fois le diamètre moyen) lors des essais ce qui permet de s'assurer de l'homogénéité des contacts entre le sol analogique et les semelles.

Le fonctionnement de celle-ci ne sera pas représentatif des semelles réelles mais il nous semble préférable d'éviter l'apparition de comportement hasardeux en ne posant les fondations que sur un nombre réduit de rouleaux.

C.4 Tests et caractérisation

A présent, la maquette de structure va être testée sur un banc d'essai permettant d'imposer des conditions aux limites bien maîtrisées. Le but est de vérifier que le comportement obtenu sous la configuration de référence des appuis permet de retrouver un déplacement au niveau de la semelle intermédiaire libre proche de ce que peut nous prédire le modèle numérique réalisé sous CESAR-LCPC.

La photo C.6 illustre le modèle réduit de structure mis en place sur le banc d'essai. Celui-ci est constitué de lourds fer en U sur lesquels les fondations peuvent être fixées grâce à un système d'écrous.

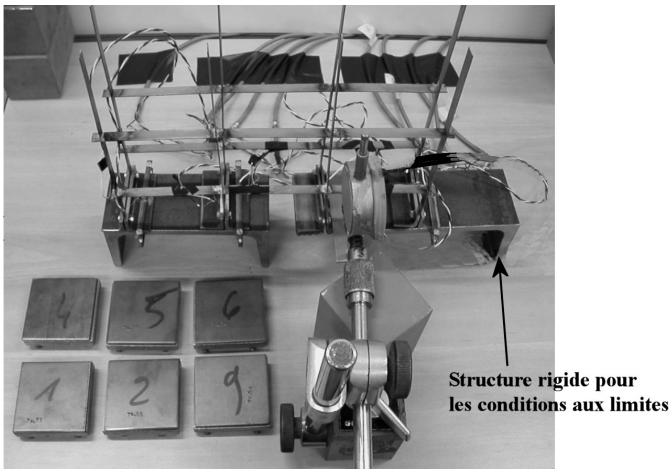


FIG. C.6 – La structure mise en place sur le banc de test

Un capteur de déplacement est placé sous le centre de la semelle libre ce qui permet de suivre les déplacements verticaux qui auront lieu lorsque la structure sera progressivement chargée puis déchargée. Le graphe C.7 présente deux courbes : celle théorique issue du modèle numérique sous CESAR-LCPC et celle expérimentale issue d'un essai.

Les résultats concordent bien avec les déplacements calculés sous CESAR-LCPC. Ceci est d'autant plus vrai en phase de chargement où les valeurs sont quasi-similaires. En effet un décalage apparaît sur la phase de déchargement, les déplacements mesurés sont en retard par rapport à la réponse numérique.

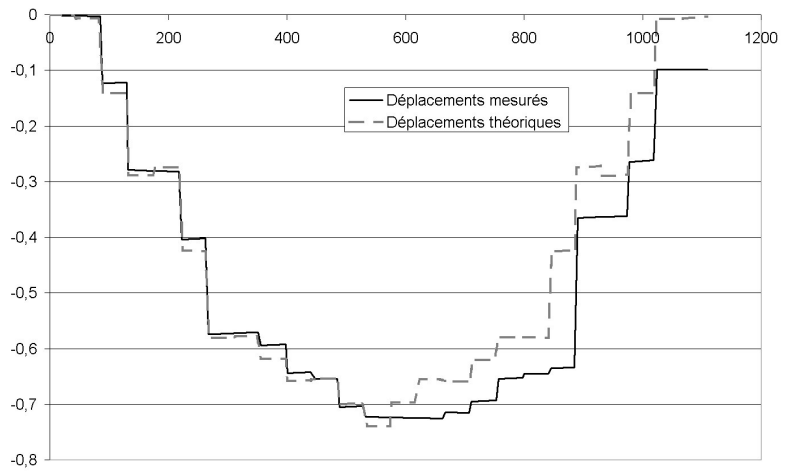


FIG. C.7 – Comparaison des déplacements théoriques et expérimentaux de la semelle libre au cours du chargement-déchargement de la structure

La souplesse recherchée de la structure est donc bien reproduite par le modèle réduit conçu qui répond de manière fidèle au modèle numérique sous CESAR-LCPC. Aucun recalage réel n'est nécessaire pour l'instant.

C.5 Instrumentation de la structure

L'étape suivante de la conception du modèle réduit de structure est son instrumentation afin d'avoir accès à suffisamment de résultats pour déterminer de façon acceptable son comporment et ses déformations.

C.5.1 Objectifs

Deux données sont importantes. Tout d'abord le mouvement de corps rigide de celle-ci. Ensuite les déformations en un certain nombre de points afin de connaître les contraintes qui se développent dans les différents éléments.

Le mouvement de corps rigide passe par les déplacements au niveau des semelles et des éléments de la superstructure. Il est donc nécessaire d'avoir accès aux déplacements verticaux et horizontaux des semelles et si possible d'un ou deux autres points.

Les déformations et donc les contraintes peuvent être calculées en connaissant de manière suffisamment précise les déplacements des semelles : déplacements verticaux et horizontaux, rotations. Il a été jugé nécessaire d'utiliser en plus un certain nombre de jauges de déformation afin de disposer de lectures directes de déformations en certains points intéressants. Ceci devrait permettre de posséder suffisamment d'informations sur le comportement de la structure au cours d'un essai.

C.5.2 Instrumentation utilisée

L'instrumentation utilisée remplit deux objectifs. Le premier est de suivre l'évolution des déplacements au niveau des semelles : ce seont les sollicitations transmises par le sol. Le second est la connaissance des efforts qui se développent dans la structure selon ces sollicitations.

C.5.2.1 Les déplacements

Les déplacements au niveau des semelles de la maquette de structure sont accessibles par deux moyens complémentaires. Des capteurs de déplacement de type LVDT[3] sont utilisés pour suivre de manière précise et en continu le déplacement vertical de chaque semelle. La précision fournie par cet appareillage est de l'ordre du micromètre. Cependant l'axe des capteurs doit être décalé de l'axe des semelles à cause de la taille trop importante du corps de ceux-ci. Il faudra donc prendre en compte la rotation des semelles lors de l'exploitation des valeurs relevées par ces capteurs.

L'utilisation de capteurs à fil a été envisagée pour disposer de mesures concernant le déplacement de points situés dans la superstructure du bâti. Cependant la force de rappel est trop importante vis-à-vis des efforts et des masses en jeu. La superstructure ne disposera donc pas de mesures de déplacements.

L'imagerie numérique permet elle-aussi de suivre les déplacements des semelles. L'intérêt de cette méthode est qu'elle permet de suivre en même temps les trois déplacements de chaque semelle. La précision obtenue est cependant inférieure à celle d'une mesure directe avec les capteurs. Elle se fait aussi à une fréquence moindre puisque dépendante de celle des photos.

Ces deux méthodes permettent donc de connaître les déplacements complets des semelles à intervalle de temps donné, avec en plus un suivi en continu du déplacement vertical.

C.5.2.2 Les déformations

Des jauges de déformation doivent être implantées sur certains éléments de la maquette de structure. Pour cela, il est nécessaire de déterminer les emplacements les plus judicieux. Il s'agit prioritairement des endroits qui présenteront le maximum de déformation.

Les modèles réalisés sous CESAR-LCPC nous indiquent que les parties les plus sollicitées sont principalement les parties basses des poteaux (entre la semelle et le rez-de-chaussée) et la poutre qui constitue les trois travées du rez-de-chaussée. Sept jauges sont donc utilisées pour disposer d'un point de mesure sur chacun de ces éléments. Sur deux éléments, deux jauges supplémentaires sont placées en face-à-face avec les jauges précédentes, ce qui permet d'accéder de manière complète à l'effort normal et au moment fléchissant. Les autres jauges qui ne fournissent qu'une lecture partielle des déformations permettent de se faire une idée assez précise sur la répartition des efforts au sein de la structure.

Les jauges utilisées sont de marque KYOWA, de valeur nominale $120\ \Omega$ et de facteur K = 2.12. Leur précision dépend principalement du matériel utilisé pour mesurer leur

[3] Linear Variable Differential Transformer.

résistivité et sera présentée lors des essais. Lors de la déformation des éléments de structure, les jauges vont se déformer de la même quantité, modifiant ainsi leur résistivité. La variation de résistivité est liée à la variation de longueur par :

$$K = \frac{\left(\frac{\Delta L}{L}\right)}{\left(\frac{\Delta R}{R}\right)} \tag{C.2}$$

Le positionnement des jauges est illustré sur la figure C.8. Celle-ci sont placées de préférence à proximité des liaisons entre éléments : la distance entre chaque jauge et la liaison poutre–poteau la plus proche est de 10 mm. CESAR-LCPC montre en effet dans les différentes simulations que les maxima sont obtenus à ce niveau.

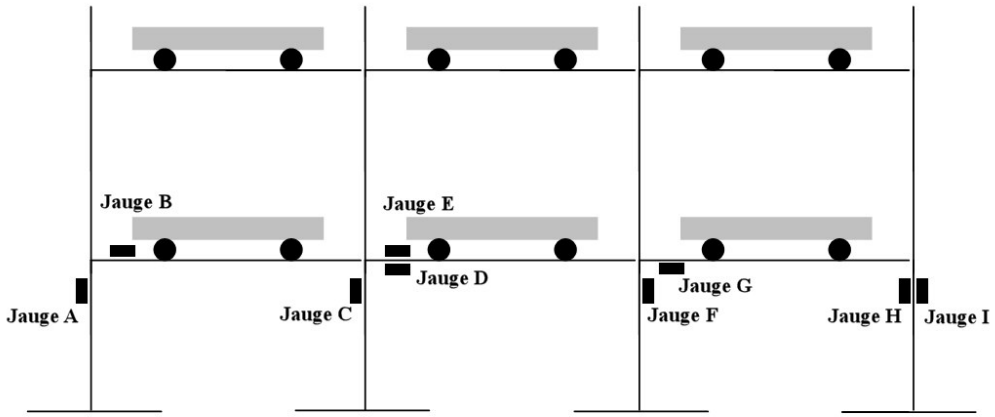


FIG. C.8 – Positionnement des neuf jauges de déformations

La totalité de cette instrumentation doit permettre de suivre la réponse de la structure à des sollicitations diverses au niveau de ces semelles.

Conclusion Un modèle réduit de structure a été conçu et dimensionné de manière à satisfaire si possible aux lois de similitude. Son domaine de déformation uniquement élastique permet de le réutiliser d'un essai sur l'autre sans dommage. Les semelles utilisées ont été dimensionnées pour satisfaire le critère de portance du sol et celui d'effet d'échelle vis-à-vis de la taille des particules du sol analogique. L'instrumentation a été définie afin de suivre de manière suffisamment complète et précise le mouvement de corps rigide et les déformations de la structure.