N°d'ordre NNT : 2016LYSEI079

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON
Opérée au sein de
INSA DE LYON

Ecole Doctorale N° EDA162
MEGA DE LYON
(MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE)

Spécialité de doctorat : GENIE CIVIL : SOLS, MATERIAUX, STRUCTURES, PHYSIQUE DE BATIMENT

Soutenue publiquement à le 18/ 07 /2016, par :

Julie AL-HOUT

Etudes Expérimentales et Numériques du comportement des structures en Pisé et en Maçonnerie : Apport de la MED

Devant le jury composé de :

HJIAJ Mohammad	Professeur des Universités/INSA -Rennes	Rapporteur
MABSSOUT Mokhtar	Professeur des Universités/Université de Tanger	Rapporteur
DRAOUI Abdeslam	Professeur des Universités/Université de Tanger	Examinateur
DEL'ISOLA Francesco	Professeur des Universités/La SAPIENZA Universita di Roma	Examinateur
MESBAH Ali	Chargé de Recherche/ENTPE	Examinateur
BUI Tan.Trung	Maitre de conférences/INSA- Lyon	Encadrant
AL-HEIB Marwan	Habilité à Diriger des Recherches	Co-Directeur de thèse
LIMAM Ali	Professeur des Universités/INSA-Lyon	Directeur de thèse

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	**CHIMIE DE LYON** http://www.edchimie-lyon.fr Sec : Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3e etage secretariat@edchimie-lyon.fr Insa : R. GOURDON	M. Stéphane DANIELE Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr
E.E.A.	**ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE** http://edeea.ec-lyon.fr Sec : M.C. HAVGOUDOUKIAN Ecole-Doctorale.eea@ec-lyon.fr	M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60 97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr
E2M2	**EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION** http://e2m2.universite-lyon.fr Sec : Safia AIT CHALAL Bat Darwin - UCB Lyon 1 04.72.43.28.91 Insa : H. CHARLES Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr	Mme Gudrun BORNETTE CNRS UMR 5023 LEHNA Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Forel 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43.12.94 e2m2@biomserv.univ-lyon1.fr
EDISS	**INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE** *h*ttp://ww2.ibcp.fr/ediss Sec : Safia AIT CHALAL Hôpital Louis Pradel - Bron 04 72 68 49 09 Insa : M. LAGARDE Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr	M. Didier REVEL Hôpital Louis Pradel Bâtiment Central 28 Avenue Doyen Lépine 69677 BRON Tél : 04.72.68 49 09 Fax : 04 72 35 49 16 Didier.revel@creatis.uni-lyon1.fr
INFOMATHS	**INFORMATIQUE ET MATHEMATIQUES** http://infomaths.univ-lyon1.fr Sec :Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3e etage infomaths@univ-lyon1.fr	Mme Emmanuelle CANET-SOULAS Université Claude Bernard Lyon 1 INFOMATHS Bâtiment Braconnier 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 44.82.94 Fax 04 72 43 16 87 infomaths@univ-lyon1.fr
Matériaux	**MATERIAUX DE LYON** http://ed34.universite-lyon.fr Sec : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry Ed.materiaux@insa-lyon.fr	M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43 83 18 Fax 04 72 43 85 28 Jean-yves.buffiere@insa-lyon.fr
MEGA	**MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE** Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry mega@insa-lyon.fr	M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr
ScSo	ScSo* http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/ Sec : Viviane POLSINELLI Brigitte DUBOIS Insa : J.Y. TOUSSAINT viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr	M. OBADIA Lionel Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Fax : 04.37.28.04.48 Lionel.Obadia@univ-lyon2.fr

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Table des matières

Résumé 9
Introduction général 11
Liste des figures 14
Liste des tableaux 20
Chapitre 1 22
1.1 Introduction 23
1.2 Différents types de maçonnerie sans mortier 23
1.2.1 La maçonnerie à joints vifs 23
1.2.2 La maçonnerie en pierres sèches 23
1.2.3 La maçonnerie avec joints en mortier 24
1.3 L'appareil 24
1.4 Comportement mécaniques des structures en maçonnerie à joints secs sous chargement latéral 25
1.5 Imbrication des blocs 28
1.6 Conclusions 30
Chapitre 2 31
2. Approches numériques pour la modélisation numérique de la maçonnerie 31
2.1 Introduction 32
2.2 Macro-modélisation 32
2.3 Modélisation microscopique simplifiée 33
2.3.1 Méthode des éléments discrets 33
2.4 La modélisation microscopique détaillée 48
2.5 Conclusion 48
Chapitre 3 50
3. Modélisation par la méthode des éléments distincts de structures en maçonnerie chargés dans leur plan et hors plan 51
3.1 Introduction 52
3.2 Étude expérimentale : 53
3.2.1 Essais sur table inclinable 53
3.2.2 Essais sur des murs en briques 65
3.3 Modélisations numériques 71

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

3.3.1 Validation numérique de l'essai type 1 : Mur Principal avec deux murs de refend 71
3.4 Conclusion ... 79
Chapitre 4 ... 81
4. Modélisation par la méthode des éléments distincts des murs en pisé chargés en cisaillement ... 81
4.1 Introduction ... 82
4.2 Le pisé – Etude bibliographie : ... 83
4.2.1 Introduction ... 83
4.2.2 Le matériau pisé : généralités ... 83
4.2.3 Stabilisation du pisé ... 87
4.2.4 Comportement mécanique des structures en Pisé ... 88
4.2.5 Conclusion ... 99
4.3 Essais de cisaillement à échelle 1 ... 100
4.3.1 Fabrication des murs ... 100
4.3.2 Description du dispositif ... 102
4.3.3 Mode de chargement ... 103
4.3.4 Observation des murs après rupture ... 105
4.3.5 Comportement des murs au cours des essais ... 111
4.3.6 Conclusion sur les essais ... 118
4.4 Validation Numérique ... 119
4.4.1 Introduction ... 119
4.4.2 Modélisation de l'essai 1 (Mur 6) ... 119
4.4.3 Modélisation de l'essai 3 (Mur 2) ... 129
4.4.4 Effet du maillage ... 135
4.4.5 Effet de la vitesse du chargement ... 141
4.4.6 Conclusion ... 143
4.5 Conclusion ... 143
5. Conclusion Générale ... 145
Bibliographie ... 148
ANNEXES ... 154
1. ANNEXE 1 ... 155
1.1 Dimensions et densité des morceaux de sucre et briques ... 155
1.2 Angle de frottement ... 157
2. ANNEXE 2 ... 159

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

2.1 Détails des assemblages et dimensions des blocs : essai 9 159
3. ANNEXE 3 : Présentation de la terre utilisée et formulation du mélange 162
3.1 La terre à pisé 162
3.2 Mélange 163
3.2.1 Granulométries 163
3.3 Méthodologie du calcul de la teneur en eau 166
4. ANNEXE 4 : Fabrication des murs 167
4.1 Préparation des gâchées 167
4.2 Mode opératoire 1 168
4.3 Mode opératoire 2 170
5. ANNEXE 5 : Préparation des essais 172
5.1 Badigeon à la chaux 172
5.2 Transport et pesée 172
5.3 Assise du mur 173
ANNEXE 6 : Essais complémentaires de caractérisation du matériau 175
5.4 Mesure de la teneur en eau. 175
5.4.1 Protocole 175
5.4.2 Relevés et résultat 176
5.4.3 Commentaires 177
5.5 Mesure de densité sèche 177
5.5.1 Généralités 177
5.5.2 Protocole de mesure de densité 179
5.5.3 Résultats 181
5.6 Essais Proctor et Proctor modifié 182
5.7 Fabrication et test d'éprouvettes cylindriques 183
5.7.1 Fabrication 183
5.7.2 Résistance en compression 184
5.7.3 Résistance en traction 185
6. ANNEXE 4 187
6.1 Déformations et déplacements horizontaux essai 2 187
6.2 Déformations et déplacements horizontaux essai 3 195

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Résumé

Cette contribution, en s'appuyant sur un travail expérimental et de modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments distincts, vise l'étude de structures en maçonnerie et de structures en pisé. Pour la partie maçonnerie, notre étude traite tout d'abord de modèles réduits testés sur table inclinable, puis dans un second temps nous avons testé des murs en briques à une échelle représentative. Dans la deuxième partie, nous avons mené des essais sur des murs en pisé sous un chargement en cisaillement, avec ou sans précontrainte axiale de confinement qui correspond à une descente de charge. Une modélisation numérique par la méthode des éléments discrets a été réalisée pour ces différents cas d'étude. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, nous a permis, d'évaluer les pertinences et limites de la modélisation via la méthode des éléments discrets (DEM).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Introduction général

Dans sa définition de la notion de la matière, Newton a écrit : « *Dieu forma, au commencement, la matière de particules solides, pesantes, dures, impénétrables, mobiles »*(Esfeld 2013) .Toute définition de la matière, scientifique, philosophique suggère que la matière est un assemblage de petites particules ; chaque corps mobile ou immobile représente un certain niveau de discontinuité, parfois visible sur une grande échelle, mais parfois il faut aller sur de plus petites échelles pour voir cette discontinuité.

Aujourd'hui, une large variété d'approches numériques existe pour simuler une problématique. Les solutions au niveau général peuvent être obtenues par toutes les méthodes, mais si on cherche à aller jusqu'à un certain niveau dans la précision de la solution, certaines méthodes, et selon notre problématique, montrent un certain handicap. On peut donner ici comme exemple la modélisation d'une structure en maçonnerie. Ce matériau de construction présente un niveau indiscutable de discontinuité compte tenu de sa structuration, qui est définie comme un assemblage d'unités liées ou non liées entre elles. En se basant sur une approche continue de modélisation des structures en maçonnerie, on peut estimer le comportement général, à savoir la charge ultime et le mécanisme général de la rupture. Cependant si on veut aller plus loin et détecter le mode précis de la rupture et celui de la rupture aux niveaux des joints, il est indispensable d'avoir une approche de la discontinuité qui prend en compte non seulement le comportement mécanique des unités de maçonnerie et le matériau de joint, mais aussi l'interface entre ces deux milieux où les forces de contact se manifestent. Une telle approche qui modélise toutes les composants du matériau (unités, joints, interfaces) semble ne pas être, malgré sa précision, une solution préférable en terme économique. Prendre toutes ces complexités en compte augmente largement les temps de calculs et entraîne des coûts informatiques non négligeables. Ici la MED (Méthode des Éléments Distincts ou Discrets) pourrait être la solution entre les deux extrémités, en modélisant les unités des maçonneries comme des blocs où les joints de mortier sont représentés indirectement à travers une interface d'épaisseur nulle entre les blocs. Les interfaces sont gérées par une loi du comportement. Cette méthode nous permet de trouver, sans trop de difficultés, le comportement de la structure étudiée, tout en ayant une très bonne estimation du mode de rupture et des fissures aux niveaux des unités et des joints. Un autre bon exemple est démontré par les murs en pisé, matériau qui, malgré ses nombreux avantages, est peu abordé au niveau des recherches scientifiques. Le procédé de construction d'une structure en pisé est basé sur le tassement de la terre entre des banches avec des coups de *pisoir*. On peut même distinguer les traces des joints entre banches qui restent visibles après le démoulage ; autrement dit ce matériau représente une discontinuité évidente au niveau des interfaces horizontales entre les couches. D'après la littérature, il a été trouvé que ces discontinuités n'ont pas d'influence sur le comportement mécanique des murs en pisé en cas de chargement de compression, et dans ce cas le mur peut être modélisé comme un milieu continu. Cette hypothèse semble douteuse dans le cas où le mur est chargé au cisaillement et ou les interfaces deviennent des zones de ruptures très probables.

Cette thèse a pour but de valider la Méthode des Éléments Discrets (MED) dans le code 3DEC d'ITASCA, dans le cas des structures en maçonnerie et en pisé, deux types de matériaux de construction très différents du point de vue de leurs comportements mécaniques

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

respectifs, néanmoins deux problématiques proches car la discontinuité pilote le comportement pour nos deux cas d'étude.

L'objet de cette thèse peut se résumer en deux points :

- Des essais expérimentaux de complexité croissante, seront conduits sur des murs maçonnés, aux joints secs, chargés dans et hors plan. Puis la modélisation de ces essais par la Méthode des Éléments Discrets (MED) sera réalisée afin d'évaluer la pertinence de cette méthode pour ce type de configuration.

- Contribuer à mieux connaître, via l'expérimentation, le comportement d'un mur en pisé, sollicité en cisaillement, en vue d'enrichir la base expérimentale qui reste très limitée jusqu'à aujourd'hui. Ces essais nous permettront de caractériser les comportements des murs jusqu'à l'état ultime. Le changement de la position du chargement et l'effet d'un pré-chargement vertical qui représente une précontrainte associée à la descente de charge. Nous nous proposons aussi dans ce cas d'évaluer les possibilités et les limites de la modélisation MED des murs en pisé chargés en cisaillement.

La structuration de cette thèse comporte une introduction, quatre chapitres et une conclusion :

Le premier chapitre aborde brièvement la définition de la maçonnerie comme matériau de construction, ses composants, sa classification et les différentes méthodes de sa structuration. Puis nous présentons un état de l'art du comportement mécanique de la maçonnerie à joints secs sous un chargement latéral. En ce qui concerne, la méthode de construction de maçonneries à joints secs utilisant un patern (imbrication des blocs), nous exposerons quelques résultats expérimentaux de la littérature.

Le deuxième chapitre rappelle les approches numériques essentielles qui sont utilisées pour modéliser la maçonnerie, ainsi que les avantages et les limites de chaque approche. Nous exposerons de façon détaillée les principes de la méthode des éléments distincts dans 3DEC de ITASCA, code que nous utiliserons par la suite.

Le troisième chapitre porte sur l'étude expérimentale et numérique des murs en maçonnerie sous un chargement quasi statique. Nous étudierons en premier lieu des configurations à petites échelles sous un chargement quasi statique hors plan. Différents types de structures seront testées : mur principal avec deux murs de refend, maison représentée par quatre murs, l'effet d'une ouverture, et enfin nous traiterons de l'effet d'un chargement vertical. Ensuite nous testerons des murs en blocs de briques sous un chargement quasi statique dans le plan avec deux méthodes d'agencement des briques. Des essais de caractérisation des matériaux constitutifs, nous permettrons de disposer de résultats quantitatifs expérimentaux complets. Ensuite nous réaliserons la modélisation numérique des essais précédents par MED. Les diverses configurations testées, nous permettront d'évaluer la valeur et la pertinence de cette méthode.

Le quatrième chapitre porte sur l'étude expérimentale et numérique de murs en pisé chargés en quasi-statique sous cisaillement et sous combinaison d'une compression (charge morte) et d'un cisaillement monotone jusqu'à atteinte de la rupture. Une instrumentation conséquente des essais, l'analyse visuelle et par corrélation des images de la propagation des fissures, nous

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

permettent d'interpréter les ruptures et les redistributions d'effort. Des essais complémentaires sur le matériau pisé, nous permettent d'obtenir des données indispensables pour la modélisation numérique. Finalement nous modélisons ces essais par la MED.

A la fin, **une conclusion générale** vient résumer les résultats obtenus et suggère quelques perspectives à cette thèse.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Liste des figures

Figure 1 : A droit : Pierre sèche en plaquettes brutes à Saignon (Vaucluse), France, source Wikipédia , A gauche : Joint à vif, Machu Picchu, Pérou, vers 1440 , source Wikipédia 23
Figure 2 : Types des appareils : A) L'appareil irrégulier,B) L'appareil assisé , C) L'appareil réglé , D) L'appareil à alternance assises régulières , E) L'appareil à assises régulières , F) L'appareil régulière ,(Coignet and Coignet 2007) 24
Figure 3 : Mode de la rupture des murs en cas de chargement de confinement faible - (Lourenço et al. 2005) 25
Figure 4 : Mode de la rupture des murs en cas de chargement de confinement importante - (Lourenço et al. 2005) 26
Figure 5 : Mécanismes des dommages dans le plan des murs de maçonnerie(SHI and D' AYALA 2006) 26
Figure 6 : Changement de la facteur de chargement en fonction de pourcentage L/H 27
Figure 7 : Modes des ruptures des murs en maçonneries chargés hors plan (Shi et al. 2008) 27
Figure 8 : Mécanismes de ruptures des configurations en maçonnerie chargés hors plan (Restrepo Vélez and Magenes 2010) 28
Figure 9 : Exemple de construction avec des blocs imbriqués –inde 29
Figure 10 : Briques avec différents formes d'imbrications: (Liu et al. 2016) 29
Figure 11 : système d'imbrication de maçonnerie proposé par (Anand and Ramamurthy 2014) 30
Figure 12 : Stratégies de modélisation de maçonnerie(Asteris et al. 2014a) 32
Figure 13 : A gauche : Mode de la rupture expérimentale VS mode de la rupture numérique (UDEC), Adroite : comparaison entre les résultants expérimentales et numériques obtenus par UDEC , Maçonnerie a faible liaison , (Giamundo et al. 2014) 34
Figure 14 : A droit : comparaison entre les résultants expérimentales et numériques obtenus par UDEC , A gauche : : comparaison entre les résultants expérimentales et numériques obtenus par DIANA , Maçonnerie a faible liaison , (Giamundo et al. 2014) 35
Figure 15 : *Comparaison entre les résultants expérimentales et numériques (MEF and MED)* (Mohebkhah and Tasnimi 2007)*: (a) mode de la rupture numérique et expérimental; (b) courbes force - déplacement* 35
Figure 16 : Comparaison entre les résultants expérimentales et numériques (Giordano et al. 2002) 36
Figure 17 : Comparaison des faciès de fissuration : essai et calculs (BUI 2013a) 36
Figure 18 : Modes de rupture essais et simulations : (BUI 2013a) 37
Figure 19 : Des exemples d'une carte d'un espace en deux dimensions - (Itasca 2002) 42
Figure 20 : La plane commun entre deux blocs (Itasca 2002) 43
Figure 21 : Critiere de Mohr Coloumb – cas de cohésion nul 47
Figure 22 : Analyse du basculement d'un bloc (Matthew J. DeJong) 52
Figure 23 : Photo du dispositif expérimental 53
Figure 24 : Essai visant pour déterminer l'angle de frottement entre les blocs de sucre 55

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure 25 : Essai pour déterminer l'angle de frottement entre les blocs de sucres et la table inclinée 56
Figure 26 : Essai type 1 : Mur principale et deux murs de refends 57
Figure 27 : Essai 1 : Mur principale et deux murs des refends - sucre de type 1 57
Figure 28 : Essai 2 : Mur principale et deux murs des refends - sucre de type 2 57
Figure 29 : Essai 3 : Mur principale et deux murs des refends- sucre de type 3 57
Figure 30 : Essai 4 : Mur principale et deux murs des refends - sucres de type 2 et de type 3 58
Figure 31 : Processus de rupture de l'essai 1 59
Figure 32 : Processus de rupture de l'essai 2 59
Figure 33 : Processus de rupture de l'essai 3 59
Figure 34 : Processus de rupture de l'essai 4 60
Figure 35 : Torsion des murs des refends- essai 2 60
Figure 36 : Essai 5 - Mur principale et deux murs des refends - sucre de type 2 61
Figure 37 : Mode de la rupture – Essai 5 61
Figure 38 : essai 6 – maison de quatre murs (blocs type 2) 62
Figure 39 : Processus de rupture de l'essai 6 – rupture mur amant 63
Figure 40 : Processus de rupture de l'essai 6 – rupture mur aval 63
Figure 41 : blocs en sucre collées au-dessus de l'ouverture – essai 7 64
Figure 42 : essai 7 – maison de quatre murs avec une ouverture (blocs type 2) 64
Figure 43 : Processus de rupture de l'essai 7 64
Figure 44 : A gauche : le socle métallique, A droit : butée bloquant le déplacement horizontal de la première rangée de blocs 65
Figure 45 : Essai pour déterminer l'angle de frottement entre les briques en béton 66
Figure 46 : Essai 8 – mur en briques en béton 67
Figure 47 : Processus de rupture de l'essai 8 68
Figure 48 : Mur en briques en béton – Essai 9 69
Figure 49 : Processus de rupture de l'essai 9 70
Figure 50 : Model numérique 3DEC de l'essai type 1 71
Figure 51 : Comparaison entre les angles de la ruine expérimentale et numérique - essai type 1 73
Figure 52 : Comparaison entre les processus de la rupture expérimentale et numériques –Essai 1 73
Figure 53 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 2 74
Figure 54 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 3 74
Figure 55 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 4 75
Figure 56 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 6 76
Figure 57 : comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 7 77
Figure 58 : Model numérique 3DEC de l'essai type 3 – Mur en briques avec un agencement traditionnelle 78
Figure 59 : Comparaison entre les Processus expérimentales et numériques de la rupture – Essai 8 79

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure 60 : Comparaison entre les Processus expérimentales et numériques de la rupture – Essai 9 80
Figure 61: Ferme en pisé en Isère région Rhône-Alpes (Source : Wikipédia) 85
Figure 62: Mise en œuvre du coffrage du pisé 85
Figure 63: coffrage pour réaliser un mur en pisé (Cointeraux 1791) 86
Figure 64: maison en pisé aux Etats Unis 86
Figure 65: variation de l'énergie de compactage en fonction de la proportion de l'argile dans le pisé (Venkatarama Reddy and Prasanna Kumar 2010) 87
Figure 66: la résistance à la compression en fonction de la densité sèche (Morel et al. 2007) 89
Figure 67: Relation entre la densité sèche et la teneur en eau de fabrication et l'énergie de compactage 90
Figure 68 : A gauche : Disposition des couches dans le modèle de façon parallèle (au milieu). A droite : l'échelle microscopique sur une couche du matériau et l'homogénéisation (Bui et al. 2009) 92
Figure 69 : Procédure de l'homogénéisation dans le sens parallèle aux lits (Bui et al. 2009) 93
Figure 70: Fréquences mesurées sur site et à partir des modèles (Bui 2009) 93
Figure 71 : a) Mur étudié b) modèle ED sans interfaces c)modèle ED avec interfaces (Bui et al. 2016) 96
Figure 72 : Comparaison des résultats numériques et résultats expérimentaux (Bui et al. 2016) 96
Figure 73: mode de rupture selon les résultats expérimentaux (Bui et al. 2016) 97
Figure 74: Isovaleurs de la déformation principale maximale: (a) avec les interfaces (b) sans les interfaces (Bui et al. 2016) 97
Figure 75: Essai mené sur un mur sous chargement diagonal Silva et al. (Silva et al. 2013) 98
Figure 76: Comparaison des modes de ruptures en utilisant la déformation principale maximale dans le cas du modèle numérique sans interface (Bui et al. 2016) 98
Figure 77 : Comparaison des modes de ruptures en utilisant la déformation principale maximale dans le cas du modèle numérique avec interface ($c_{interface}$=85%c_{couche}) (Bui et al. 2016) 99
Figure 78 : Granulométrie du mélange 101
Figure 79 : Les dimensions des murs testés 102
Figure 80 : Banc d'essai / Essais 1 et 2 103
Figure 81 : Mode de chargement Essai 1/2 104
Figure 82 : Banc d'essai pour l'essai 3 105
Figure 83 : Désignation des faces (vue de dessus) 106
Figure 84 : Mur 1 après rupture - Face B (Force appliquée à gauche) 106
Figure 85 : Mur 1 après rupture - face B (Détails gauche et droite) 107
Figure 86 : Mur 1 après rupture - Face D (Force appliquée à droite) 107
Figure 87 : Mur 1 après rupture - Face A 108
Figure 88 : Mur 2 après rupture - Face B (Force appliquée à gauche) 108
Figure 89 : Mur 2 après rupture - face B (Détails droite) 109
Figure 90 : Mur 2 après rupture - Face B (Force appliquée à droite) 109
Figure 91 : Mur 2 après rupture - Face C 110
Figure 92 : Mur 2 après rupture - Face A 111
Figure 93 : Courbes des déplacements horizontaux/force pour le Mur 6 – Essai 1 112
Figure 94 : Les modes des ruptures du Mur 6 – Essai 1 113

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure 95 : Déformation principale e1 au point P3 113
Figure 96 : Courbe de déplacement horizontal/force pour le Mur 1 – Essai 2 114
Figure 97 : Déplacements horizontaux Mur 1 – Essai 2 : a droit au Point P4, à gauche au Point P5 115
Figure 98 : les modes des ruptures du Mur 1 – Essai 2 115
Figure 99 : Courbes des déplacements horizontaux/force pour le Mur 2 – Essai 3 116
Figure 100 : Modes des ruptures du Mur 2 – Essai 3 117
Figure 101 : Courbe de déplacements horizontaux/force pour le Mur 2 – LVDT Vérin – Essai 3 118
Figure 102 : Model 3DEC du Mur 6 – Essai 1 119
Figure 103 : Ajuster les valeurs des raideurs normales et de cisaillement du contact plaque-mur 121
Figure 104 : comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques – Essai 1- Mur 6 122
Figure 105 : comparaison entre les valeurs des forces ultimes numériques et expérimentale – Mur6 – Essai1 123
Figure 106 : Nomination des joints dans le mur 6 – Test 1 123
Figure 107 : Déplacement horizontaux numériques – Mur 6 – Essai 1 124
Figure 108 : Les fissures au niveau des joints pour les modèles numériques (code 3DEC) – Mur 6 – Essai 1 125
Figure 109 : comparaison entre les courbes force déplacement numériques et expérimentales – Essai 1 – Mur 6 126
Figure 110 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 85%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6 127
Figure 111 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 90%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6 127
Figure 112 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 80%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6 127
Figure 113 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 70%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6 128
Figure 114 : le courbes force déplacement expérimentale et numérique (model MED 85% - code 3DEC) 129
Figure 115 : Mode de la rupture numérique du Mur 6 – Essai 1 – code 3DEC 129
Figure 116 : Model 3DEC du Mur 2 – Essai 3 130
Figure 117 : Ajuster les valeurs des raideurs normales et de cisaillement du contact plaque-mur – Mur 2 – Test 3 131
Figure 118 : comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques – Essai 3- Mur 2 132
Figure 119 : comparaison entre les valeurs des forces ultimes numériques et expérimentale – Mur6 – Essai1 132
Figure 120 : a) Principales maximales déformation dans le model numérique MED 85% ; b) Rupture expérimentale 133
Figure 121 : a) Principales maximales déformation dans le model numérique MED 80% ; b) Rupture expérimentale 133
Figure 122 : a) Principales maximales déformation dans le model numérique MED 70% ; b) Rupture expérimentale 133
Figure 123 : Mode de la rupture numérique du Mur 2 – Code 3DEC 134
Figure 124 : Les déplacements horizontaux au Mur2- Test 3 – Résultants numériques – 3DEC ... 135

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure 125 : Comparaison entre les courbes force déplacement expérimentale et numérique (MED 85%) – Essai 3 –Mur 2 135
Figure 126 : Maillages « 10 3 2 », « 20 6 3 », « 30 8 4 », « 40 12 6 » et « 48 14 7 » - Mur 2 – Essai 3 136
Figure 127 : Modéliser le bloc en béton pour empêcher les déplacements horizontaux – Mur 2 – Test 3 137
Figure 128 : Comparaison entre le courbe expérimentale et les courbes numériques pour différents maillages – Essai1-Mur 6..... 138
Figure 129 : Rupture aux joints – MED – Essai 3 – Mur 2 –Maillages (10x3x2), (20 x 6 x3) et (30 x 8 x 4) 138
Figure 130 : Rupture aux joints – MED – Essai 3 – Mur 2 : a) Maillages (48x14x7), b) Maillages (40x12x6) 139
Figure 131 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (48 x 14 x 7), b) mode de la rupture expérimentale 139
Figure 132 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (40 x 12 x 6), b) mode de la rupture expérimentale 140
Figure 133 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (30 x 8 x 4), b) mode de la rupture expérimentale 140
Figure 134 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (20 x 6 x 3), b) mode de la rupture expérimental 141
Figure 135 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (10 x 3 x 2), b) mode de la rupture expérimentale 141
Figure 136 : comparer les résultants numériques pour trois valeurs de la vitesse de chargement – Mur 2 – Essai 2..... 142
Figure 137 : Dimensions du mur et noms des assemblages des briques -essai 9..... 159
Figure 138 : Dimensions des assemblages des briques -essai 9..... 160
Figure 139 : Dimensions des assemblages des briques -essai 9..... 161
Figure 140 : Réception des Big-Bag 162
Figure 141 : Ouverture des Big-Bag sur film plastique 162
Figure 142 : Écrêtage à l'aide du caddie..... 163
Figure 143 : Granulométrie du mélange 166
Figure 144 : Bétonnière recevant le mélange..... 168
Figure 145 : Vue sur la banche et le fouloir..... 169
Figure 146 : Vue sur les tiges filetées de la banche 170
Figure 147 : Mur badigeonné à la chaux..... 172
Figure 148 : pesée du mur..... 173
Figure 149 : Transport du mur 173
Figure 150 : Assise du mur et Réglage de la verticalité..... 174
Figure 151 : Positions approximative des prélèvements..... 175
Figure 152 : Presse pour la fabrication d'éprouvettes cylindriques..... 178
Figure 153 : Echantillons prismatiques fabriqués par compactage statique 178
Figure 154 : Echantillon recouvert de paraffine..... 179
Figure 155 : Pesée sous eau..... 179
Figure 156 : A droit : échantillons 2 et 3, A gauche : échantillon 1 182
Figure 157 : Courbe de séchage des éprouvettes cylindriques..... 182
Figure 158 : Courbe de séchage des éprouvettes cylindriques..... 184

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure 159 : Dispositifs anti-frettage et anti-déversement 184
Figure 160 : résistance en compression en fonction de la densité sèche des éprouvettes 185
Figure 161 : Dispositif traction par fendage 186

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Liste des tableaux

Tableau 1 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sucres type 1 54
Tableau 2 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sucres type2 54
Tableau 3 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sucres type 3 54
Tableau 4 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 55
Tableau 5 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 55
Tableau 6 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 55
Tableau 7 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 et le plan inclinable 55
Tableau 8 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 et le plan inclinable 56
Tableau 9 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 et le plan inclinable 56
Tableau 10 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales des essais 1, 2,3 et 4 58
Tableau 11 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 5 61
Tableau 12 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 6 62
Tableau 13 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 7 65
Tableau 14 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 8 67
Tableau 15 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 8 69
Tableau 16 : les angles de la ruine expérimentale et numérique - essai type 1 72
Tableau 17 : les angles de la ruine expérimentale et numérique 76
Tableau 18 : les angles de la ruine expérimentale et numérique pour l'essai type 3 78
Tableau 19 : Résultats des études existantes 91
Tableau 20 : Les hauteurs des couches et masses des murs au moment des essais 101
Tableau 21 : caractéristiques mécaniques des couches adaptées pour la modélisation 120
Tableau 22 : Caractéristiques mécanique d'Interface plaque /mur – Mur 6 – Test1 121
Tableau 23 : Les caractéristiques mécaniques des interfaces entre les couches 121
Tableau 24 : Nomination des modèles numériques pour le mur 6 – Test 1 124
Tableau 25 : Caractéristiques mécanique d'Interface plaque /mur – Mur 2 – Test3 130
Tableau 26 : temps des calculs pour différents maillages – Essai 3- Mur2 137
Tableau 27 : Le chargement atteint aux ruptures et le temps des calculs en fonction de la vitesse du chargement 142
Tableau 28 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 157
Tableau 29 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 158
Tableau 30 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 158
Tableau 31 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 et le plan inclinable 158
Tableau 32 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 et le plan inclinable 158

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 33 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 et le plan inclinable 158
Tableau 34 : Relevés et résultats des échantillons 176
Tableau 35 : Teneur d'eau des murs 1 et 2 177
Tableau 36 : Caractéristiques des éprouvettes cylindriques..... 183
Tableau 37 : résistance en compression en fonction de la densité sèche des éprouvettes 184
Tableau 38 : résistance en traction des éprouvettes 186

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 1

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

1.1 Introduction

La maçonnerie est l'art de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires, liés ou non par un mortier. La construction en maçonnerie est une des plus anciennes méthodes de construction à travers les siècles. De nos jours, l'utilisation de la maçonnerie dans la construction est une pratique généralisée dans de nombreux pays. Les éléments constitutifs essentiels sont : les éléments « corps » (brique, pierre, ...) et les éléments « joints », qui sont en général constitués de mortier. Dans le cas où on se dispense de l'utilisation de mortier, on parle d'une maçonnerie a joint sec. Un important nombre d'anciennes constructions en maçonneries en Europe est construites en maçonnerie sans joint, ces types de structures sont généralement extrêmement vulnérables par rapport aux forces sismiques. Dans cette première partie nous allons présenter brièvement la maçonnerie et sa classification, ensuit nous allons présenter le comportement mécanique de maçonneries aux joints secs lorsqu'elles sont soumises à un chargement latéral. Finalement, la méthode de construction de maçonneries dite par imbrication des briques sera présentée.

1.2 Différents types de maçonnerie sans mortier

1.2.1 La maçonnerie à joints vifs

La « maçonnerie à joints vifs » désigne une maçonnerie de pierres de taille, appareillées sans mortier : les pierres, extraites de carrière, ont leurs faces soigneusement dressées pour s'ajuster aux pierres qui les jouxtent.

1.2.2 La maçonnerie en pierres sèches

La maçonnerie à pierres sèches (dite aussi maçonnerie à sec), et comme le montre le Figure 1 , est une technique de construction consistant à assembler, sans aucun mortier des moellons, des plaquettes, des blocs, des dalles, bruts ou ébauchés, pour monter un mur ou une voûte.



Figure 1 : A droite : Pierre sèche en plaquettes brutes à Saignon (Vaucluse), France, source Wikipédia , A gauche : Joint vif, Machu Picchu, Pérou, vers 1440 , source Wikipédia

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

1.2.3 La maçonnerie avec joints en mortier

C'est le type le plus commun, où les joints sont constitués d'un mortier, ce type offre une multitude de choix quant aux types et agencements de maçonneries.

1.3 L'appareil

L'appareil de la maçonnerie est défini comme la manière avec laquelle ses éléments sont assemblés. Le Figure 2 montre les principaux types d'appareil sont résumés comme suit (Coignet and Coignet 2007) :

- L'appareil irrégulier : les pierres de grosseur et de forme variable sont disposées librement.
- L'appareil assise : les pierres, de taille variable, sont ébauchées et posées sans un ordre particulier.
- L'appareil réglé : les pierres sont mises en place comme dans l'appareil assise mais les pierres de la même rangée ont plus ou moins la même hauteur.
- L'appareil à alternance d'assises régulières: quand les pierres sont disposées sur des rangées dont la hauteur varie en alternance.
- L'appareil à assises régulières : quand les pierres ont toutes la même hauteur mais des longueurs variables.
- L'appareil régulier: quand les pierres ont toutes les mêmes dimensions et sont disposées en assises régulières.

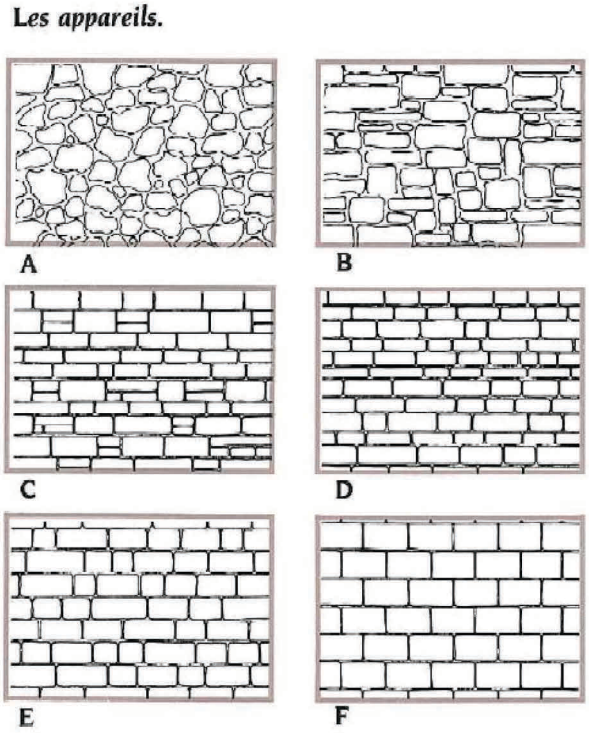


Figure 2 : Types d'appareils : A) L'appareil irrégulier B) L'appareil assise , C) L'appareil réglé , D) L'appareil à alternance d'assises régulières , E) L'appareil à assises régulières , F) L'appareil régulier (Coignet and Coignet 2007)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

1.4 Comportement mécaniques des structures en maçonnerie à joints secs sous chargement latéral

Les murs de structures en maçonnerie sont les principaux composants qui supportent et transmettent les charges comme les charges sismiques. Cela explique le grand intérêt porté au mur ou voile lors d'une étude sismique de structures en maçonnerie. Les monuments historiques en maçonnerie, sont en générale soit construits en pierres aux joints secs sans mortier, ou bien avec mortier de chaux, dont la résistance au cisaillement et la force de liaison sont bien inférieures à la résistance au cisaillement des briques ou des blocs de pierre. Ainsi, les ruptures induites lors de charges sismiques, sont généralement des fissures qui se propagent dans les lits de mortier ou à l'interface bloc/mortier. Plusieurs études ont montré que la présence du mortier n'a aucun effet sur les mécanismes de la rupture sismique des structures pour ce type de maçonnerie (Abrams 1996). D'autres études ont montré que, pour les structures en maçonnerie avec mortier, les courbes de contrainte/cisaillement expérimentales peuvent être reproduites numériquement, lorsqu'on retient pour les joints un critère de Mohr-Coulomb linéaire simple, caractérisé par un angle de frottement et une cohésion modestes (Piattoni et al. 2011a) . Ces résultats justifient donc le choix de mener des essais expérimentaux sur les murs en maçonnerie avec des joints secs (sans mortier) pour déterminer les mécanismes des ruptures sous une charge horizontale. Concernant ce type d'essais, peu d'études expérimentales ont été menées, on peut citer les travaux de RESTREPO-VELEZ and MAGENES (2003), qui consistent en une série d'essais statiques à grande échelle sur des murs en maçonnerie à joints secs. Ces essais ont pour objectif d'étudier la vulnérabilité sismique de structures maçonnées. On peut citer également le travail de (MARZAHN 1998) qui a conduit une série d'essais sur des murs en maçonnerie à joints secs chargés en cisaillement ainsi que des murs en maçonnerie à joints mortier, ce qui permet de d'en comparer le comportement.

Lourenço et al. (2005) ont conduit des essais sur des murs de refend en maçonnerie en pierres sèches soumis à une combinaison d'un chargement latérale et d'un chargement de compression dans le plan. Les résultats expérimentaux montrent que la rigidité des murs augment avec la force verticale appliquée (effet de confinement). Cette dernière influence également le mode de rupture. Dans le cas des murs soumis à un chargement vertical d'une petite intensité, la rupture s'est produite par la rotation et le glissement d'une partie du mur comme le montre le Figure 3. Cependant, dans les cas de chargements de confinements plus importants (Figure 4), des ruptures internes dans les pierres ont commencé à se produire.

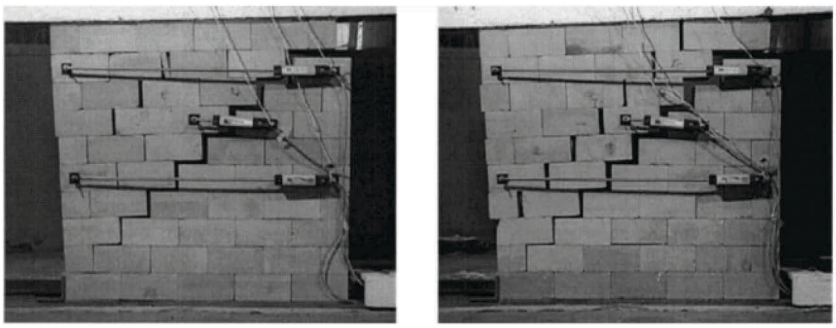


Figure 3 : Modes de rupture des murs en cas de faible confinement - (Lourenço et al. 2005)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

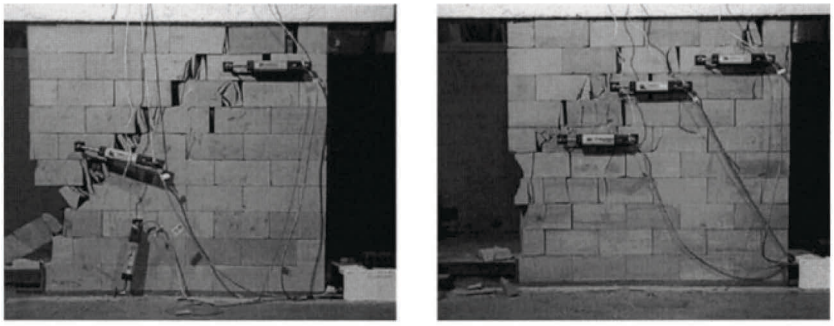


Figure 4 : Modes de rupture des murs en cas de confinement important - (Lourenço et al. 2005)

SHI and D'AYALA (2006) ont conduit des séries d'essais de basculement quasi statiques pour obtenir des informations sur les dommages dans le plan des murs de maçonnerie. Deux séries d'essais où des briques à échelle ¾ et ½ ont été utilisées. Les résultats obtenus ont été comparés avec les travaux théoriques de D. D'Ayala (2003). Les conclusions générales suivantes ont pu être tirées : La résistance des murs en maçonnerie chargés dans le plan est influencée par plusieurs facteurs comme la géométrie du mur en maçonnerie, le nombre de briques dans les deux directions, horizontale et verticale, et la forme des briques. En ce qui concerne le mécanisme d'endommagement, Il est caractérisé par la formation d'une fissure diagonale à partir de la première brique de la première rangée du bas (voir Figure 5). Le mode de rupture démarre d'un mode de rupture par glissement entre les blocs à un mode de rupture par basculement qui se manifeste progressivement avec la diminution du rapport L/H du mur. Entre les deux phases, on note la présence d'un mode mixte caractérisé à la fois par le glissement entre les blocs et le basculement du mur. Dans la plupart des cas, le comportement des murs traduit un mécanisme d'endommagement mixte. Suite à ces derniers essais, il a été également conclu que pour le même rapport L/H, la résistance du mur diminue avec l'augmentation des nombres de blocs utilisés dans les deux directions, horizontale et verticale (Figure 6).

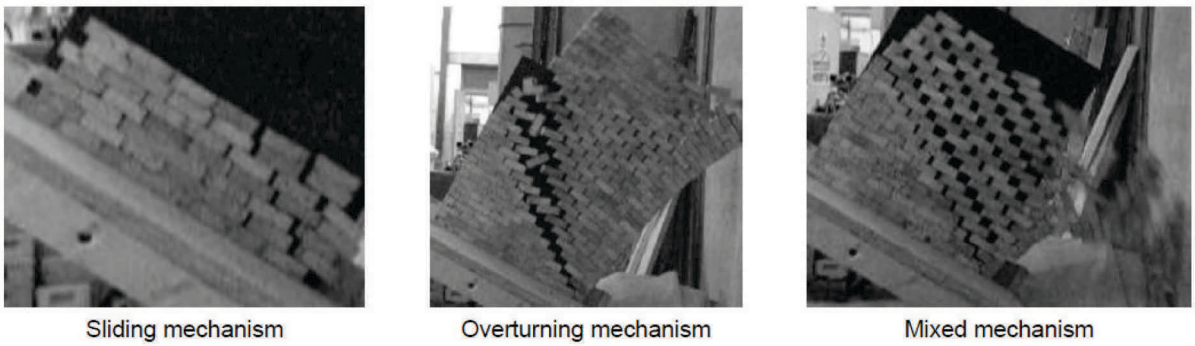


Figure 5 : Mécanismes d'endommagement dans le plan de murs en maçonnerie (SHI and D' AYALA 2006)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

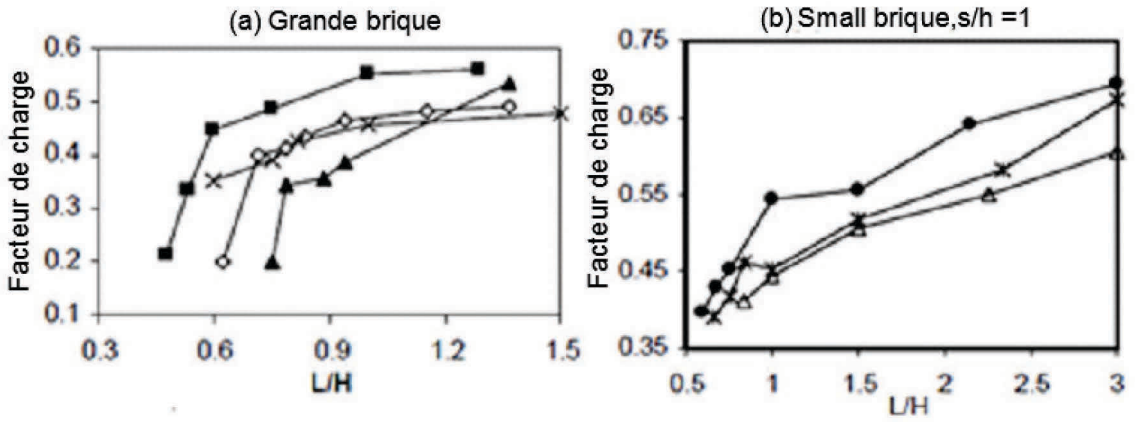


Figure 6 : Facteur de chargement en fonction du rapport L/H

Shi et al. (2008) ont mené une séries d'essais de basculement sur des structures en maçonnerie à joints afin d'étudier leur comportement hors plan. L'effet de la connexion entre le mur principale et les murs de refends a été étudié. Cinq mécanismes de rupture ont été détectés en fonction de la liaison entre le mur principal et les murs de refends, comme le montre la Figure 7. Dans le cas de conditions de liaisons symétriques entre le mur principal et les deux murs de refends, si cette liaison est assez faible, le mur principal se ruine suivant le mécanisme A (Figure 7 – a), suivi par la ruine des deux murs de refends. Si la liaison est assez forte, les premières trois rangées du mur principal se ruinent totalement avec une partie des rangées correspondantes dans les murs de refends, ce qui nous donne le mécanisme B2 (Figure 7 – d). Le Mécanisme G se produit pour des valeurs de L / H supérieur à 1,5 (Figure 7 – e). Dans le cas de la liaison non symétrique entre le mur principal et les deux murs de refends, la partie du mur principal avec une liaison faible se ruine d'une manière similaire au mécanisme A, tandis que la partie avec une forte liaison s'effondre avec une petite partie des murs de refends (Figure 7 – b et c).

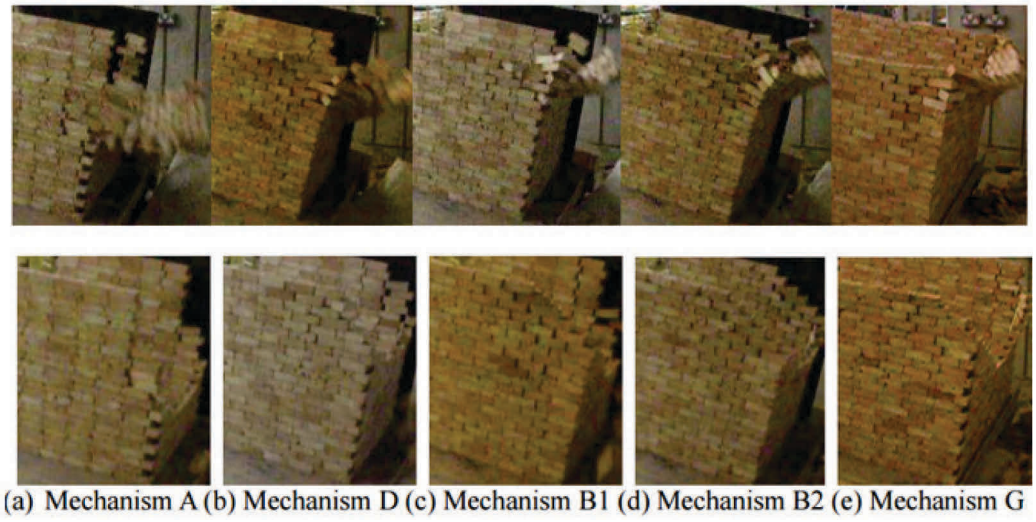


Figure 7 : Modes de ruptures des murs en maçonneries chargement hors plan (Shi et al. 2008)

Restrepo Vélez and Magenes (2010) ont testé un certains nombres de structures avec des configurations différentes sur une table inclinable afin de valider une simple procédure

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

d'analyse, proposée à l'origine par D. D'Ayala (2003), qui permet d'étudier les mécanismes d'endommagement des structures en maçonnerie, induits par des actions sismiques.

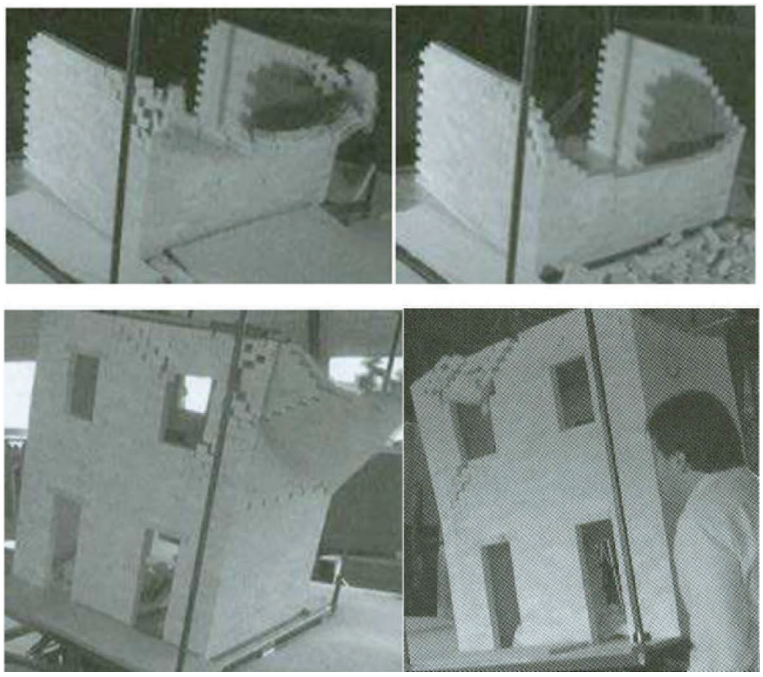


Figure 8 : Mécanisme de rupture d'une maison en maçonnerie chargée hors plan ((Restrepo Vélez and Magenes 2010)

1.5 Imbrication des blocs

L'imbrication des blocs offre plusieurs avantages, notamment réduire le coût grâce à la simplicité avec laquelle les blocs peuvent être posés et alignés. En effet, pour ce type de maçonnerie, le nombre de maçons nécessaires pour réaliser la construction, peut être réduit. En plus, l'assemblage de blocs, qui se fait quasiment à sec, réduit largement la quantité de mortier, normalement utilisé pour les joints verticaux et horizontaux dans le cas d'une maçonnerie normale, ce qui offre des économies supplémentaires en termes de coûts et de temps. Finalement la stabilité et la durabilité des structures où l'imbrication des blocs est utilisée comme un pattern de construction, sont supérieures à celles qui sont offertes par la construction en agencement traditionnelle (agencement en zig – zag). Ce système est pratiqué en Afrique depuis des milliers d'années (les pyramides en Egypte en sont un bon exemple). Depuis 1980, un grand intérêt est porté sur ce système, qui est devenu aujourd'hui un grand concurrent sur le marché des autres systèmes. Le comportement mécanique de ce système a été étudié par plusieurs chercheurs : (Gazzola and Drysdale 1989) (Drysdale and Gazzola 1991) (Harris et al. 1992) (Thanoon et al. 2007) (Sanada et al. 2008) (Ali et al. 2013) (Anand and Ramamurthy 2014) (Lin et al. 2015) (Liu et al. 2016).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 9 : Exemple de construction avec des blocs imbriqués –Inde, source Wikipédia

Par exemple, Liu et al. (Liu et al. 2016) ont réalisé une série de tests cycliques afin d'évaluer le comportement de compression- cisaillement des différentes formes d'imbrications des joints. Les résultats ont été comparés avec les résultats des essais obtenus sur des blocs avec un agencement traditionnel comme le montre la Figure 10. Les résultats ont montré que la résistance des assemblages en cas d'imbrication est en général, plus élevée que dans le cas d'un agencement simple (joint horizontal). Il a été conclu également que l'imbrication circulaire (Figure 10 - c), est la forme préférable, cela est dû au fait que les joints circulaires peuvent absorber plus d'énergie de dissipation dans le plan et ils présentent en outre, un meilleur comportement hors plan durant un chargement sismique, par rapport aux joints avec une imbrication rectangulaire et trapézoïdale.

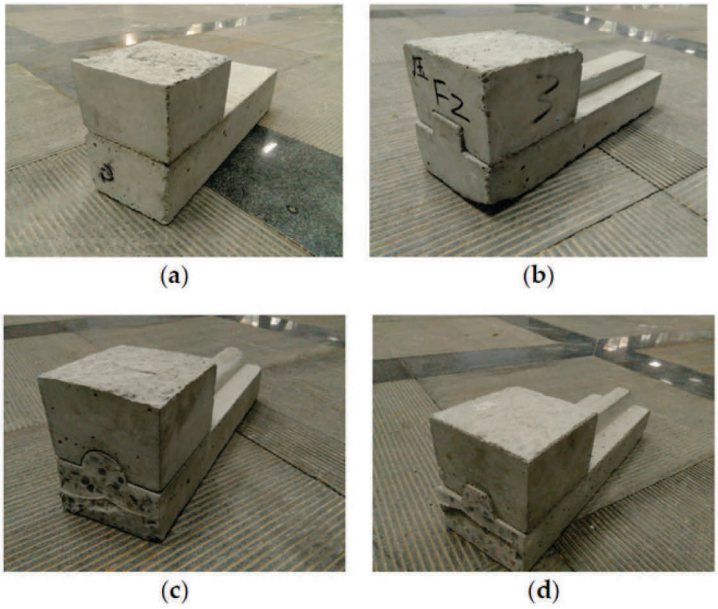


Figure 10 : Briques avec différentes formes d'imbrications: (Liu et al. 2016)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

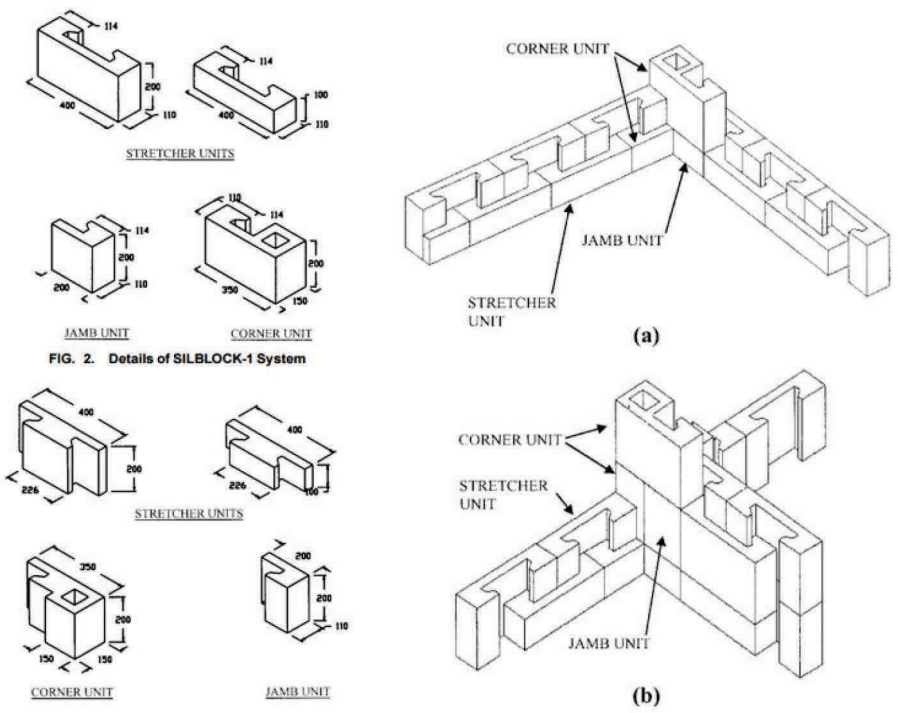


Figure 11 : Système d'imbrication de maçonneries (Anand and Ramamurthy 2014)

Anand and Ramamurthy (2014) ont développé un système d'imbrication de maçonnerie en béton (Figure 11), puis ils ont conduit des essais sur des murets soumis à une compression axiale, compression non axiale et à une flexion parallèle et perpendiculaire aux joints. Les résultats ont été comparés avec les résultats des essais sur des murets avec un agencement traditionnel (joints en mortier). La comparaison montre que le système avec imbrication a une résistance plus élevée dans les cas de compression axiale et non axiale. En revanche, les résistances des deux systèmes sous un chargement de flexion perpendiculaire au joint sont proches alors que le système avec imbrication est plus résistant en cas de flexion parallèle aux joints.

1.6 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents types de maçonneries et les méthodes d'appareillage. D'un point de vu mécanique, nous nous sommes intéressés au comportement des structures en maçonnerie qui subissent un chargement latéral. Des études expérimentales sur des structures en maçonnerie à joints secs, consistant en des essais de basculement, ont été présentées. Les résultats ont montré que le chargement vertical appliqué augmente la rigidité du mur lorsque ce dernier subit un chargement latéral et influence par conséquent le mode de rupture qui dépend fortement des dimensions géométriques de la structure. Les observations expérimentales ont montré que le mode de rupture hors plan est très sensible au type de liaison entre le mur principal et le mur de refend. Finalement, la méthode de construction de maçonnerie dite par imbrication a été présentée. Cette dernière semble très intéressante en terme économique, par la facilité de mise en œuvre, le temps de construction, l'économie par rapport à la quantité de mortier utilisée, et l'amélioration notable du comportement mécanique quant à la résistance, dans la plupart des cas de chargements.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 2

Approches numériques pour la modélisation numérique de la maçonnerie

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

2.1 Introduction

Malgré la simplicité de la construction en maçonnerie, la modélisation numérique de son comportement mécanique, représente un véritable défi en raison de la présence des joints entre les blocs qui peuvent être ou non remplis de mortier. A cette complexité, s'ajoute les variétés des matériaux composants les unités de maçonnerie, l'épaisseur du joint, l'agencement des blocs ou appareillage, et enfin la qualité de mise en œuvre.

D'après (Asteris et al. 2014a) et (Lourenço et al. 2007) , les différentes méthodes pour modéliser la maçonnerie pourraient être classifiées sous trois groupes essentiels : Macro Modélisation , Modélisation microscopique simplifiée et la Modélisation microscopique détaillée (voir Figure 12). Dans ce chapitre nous allons présenter les différentes approches numériques utilisées pour modéliser la maçonnerie, en particulier, la méthode des éléments discrets dans 3DEC sera exposée et détaillée.

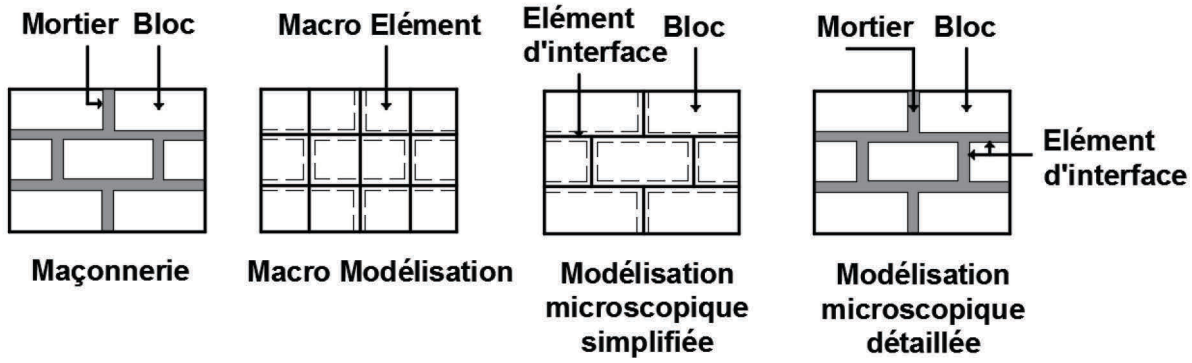


Figure 12 : Stratégies de modélisation de la maçonnerie (Asteris et al. 2014a)

2.2 Macro-modélisation

Dans cette approche, les blocs, les joints de mortier et les interfaces bloc/mortier, sont modélisés dans l'ensemble par un milieu continu homogène Figure 12, c'est-à-dire, qu'il n'y a pas de distinction entre les blocs et les joints dans le modèle, la maçonnerie est modélisée comme un milieu homogène, isotrope ou un milieu continu anisotrope. Bien que cette approche est préférée pour l'analyse des structures de maçonnerie à grande échelle, elle ne convient pas à l'analyse détaillée des contraintes d'un panneau en maçonnerie avec des petites dimensions, faute de pouvoir capturer tous les modes de ruptures possibles dans ce cas (Asteris et al. 2015). L'influence des joints de mortier qui représentent les zones de rupture les plus probables ne peut être pris en compte en utilisant cette stratégie.

Comme exemple, on peut citer le modèle développé par Lourenço et al. (1998) basé sur la plasticité, celui de Papa et al. (2000) basé sur les dommages continus. Ces deux derniers ont été développés et vérifiés pour l'analyse des murs en maçonnerie chargés dans leur plan. (Lourenço et al. 1998) ont développé un modèle homogène anisotrope pour la l'analyse de la maçonnerie. Dans ce modèle, le comportement global est déterminé par la valeur moyenne des contraintes et des déformations. Bien que ce modèle peut être adapté pour les structures

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

de maçonnerie à grande échelle, il peut être invalidé pour des murs de maçonnerie à petite échelle ou des structures de maçonnerie avec de grandes unités de maçonnerie (grands blocs), dans lequel le comportement de bloc, influence de façon primordiale le comportement global du mur.

El-Dakhakhni et al. (2006) ont développé un macro-modèle pour l'analyse des murs en maçonneries chargés dans le plan, dans les cas de maçonneries avec et sans renforcements. Dans ce modèle, un mur de maçonnerie est modélisé par un milieu homogène équivalent, deux séries de plans de faiblesses ont été modélisées afin de simuler les joints verticaux et horizontaux. L'avantage de ce modèle est qu'il peut produire les différents modes de rupture possibles, les cas où les fissures se produisent dans les blocs, et ceux où elles apparaissent au niveau des joints verticaux, ou horizontaux, et dans les cas où le mode de rupture est combiné (rupture dans les blocs et aux niveaux des joints).

Asteris et al. (2014b) présentent une méthodologie pour le design des structures en maçonnerie sous un chargement sismique. La méthode et basée sur l'évaluation des dommages de la maçonnerie en utilisant une fonction polynôme de degré 3, l'applicabilité de cette méthode est vérifiée par l'analyse des dommages des bâtiments en maçonnerie existant dans différents pays avec trois différents niveaux de sismicité.

2.3 Modélisation microscopique simplifiée

Dans ces approches, les briques sont représentées par des éléments continus de la même taille que les blocs originaux à laquelle est ajoutée l'épaisseur de joint. Le joint de mortier est également modélisé comme une interface d'épaisseur nulle (Figure 12). Plusieurs approches basées sur la macro modélisation ont été développées, on cite la méthode des Éléments Finis discontinus, et la méthode des éléments discrets qui va être plus détaillée par la suite.

2.3.1 Méthode des éléments discrets

La méthode des éléments discrets (MED), considère les matériaux comme un assemblage de blocs ou de particules liées entre elles à travers des contacts. Cette méthode, qui a été développée initialement par Cundall (1971) afin de traiter les problèmes de mécaniques des roches, est basée sur la seconde loi de Newton et une loi force-déplacement appliquée au contact. Selon (Cundall and Hart 1992), une méthode numérique est dite "discrète" si elle permet les rotations et les déplacements finis des blocs et de nouveaux contacts entre les blocs ou particules, automatiquement détectés pendant le calcul. Plus tard cette approche a été étendue à d'autres domaines qui nécessitent une étude détaillée du contact entre les blocs ou les particules de sol et d'autres matériaux granulaires (Ghaboussi and Barbosa 1990). Plus récemment l'approche a été appliquée avec succès pour modéliser les structures de maçonnerie par : (Tan Trung Bui 2012) , (Papaloizou and Komodromos 2012) , (Papaloizou and Komodromos 2009) , (Komodromos et al. 2008) , (Azevedo et al. 2000). Généralement, dans les études précédentes, il a été constaté que les modes de la rupture sont peu ou non influencés par la déformabilité des blocs. Plusieurs approches ont été développées à partir de la Méthode des Eléments Discrets et ont été appliquées sur le cas de structures en maçonnerie, on peut citer l'analyse de déformation discontinue qui a été appliquée sur l'étude numérique

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

des structures en maçonnerie par (Yagoda-Biran and Hatzor 2010), une approche couplée éléments discrets/éléments finis (FDEMs) appliquée pour la simulation numérique de maçonnerie par (Owen et al. 1998), (Komodromos 2004), et finalement la méthode des éléments distincts (MED) qui va être détaillée dans le paragraphe ci-dessous.

2.3.1.1 Méthode des éléments distincts

La méthode des éléments distincts est une méthode explicite basée sur les principes de différences finies. Cette méthode est présentée dans le code UDEC (Universal élément distinct Code) et 3DEC, développé pour un usage commercial par ITASCA, pour l'analyse statique ou dynamique des problèmes de systèmes composés de blocs (ITASCA 2004a) (ITASCA 2004a), et les codes PFC 2D et PFC 3D pour les simulations de flux de particules pour les problèmes de matériau granulaire (ITASCA 2004c). Dans la méthode des éléments distincts, les briques ou blocs des maçonneries sont représentés comme un ensemble de blocs rigides ou déformables. Le choix entre les blocs rigides ou déformables dépend du type de structure et de l'importance de la déformation des blocs. Dans cette méthode, le contact entre les blocs ne se représente pas comme des éléments de joint, les joints de mortier sont représentés indirectement à travers une interface d'épaisseur nulle entre les blocs. Plusieurs études numériques ont été menées sur des structures en maçonnerie en utilisant la méthode des éléments distincts (code UDEC et 3DEC), on peut citer : (ROTS 1997), (Dumova-Jovanoska and Churilov 2008), (Mohebkhah and Tasnimi 2007), (Giamundo et al. 2014), (Sarhosis et al. 2008), (Giamundo et al. 2014), Azevedo et al. (2000), (Sarhosis and Sheng 2014).

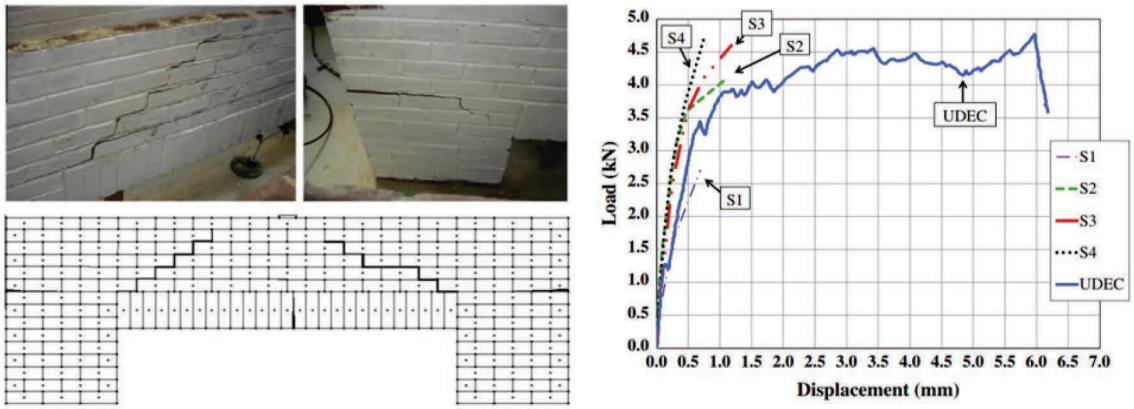


Figure 13 : A gauche : Mode de rupture expérimentale VS mode de rupture numérique (UDEC), A droite : comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques de UDEC , Maçonnerie a faible liaison , (Giamundo et al. 2014)

Par exemple Giamundo et al. (2014), ont mené une étude numérique afin d'évaluer la pertinence de la méthode des éléments finis et de la méthode des éléments distincts, pour analyser le comportement de la maçonnerie de faible résistance. La comparaison avec les résultats expérimentaux sur différents types de maçonnerie, avec différents niveaux de résistances, a permis de valider les deux méthodes. Cependant les résultats ont montré que,

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

pour une maçonnerie à faible liaison, la méthode MED a donné de meilleurs résultats, en particulier pour reproduire le comportement jusqu'à la rupture. En revanche, dans le cas d'une unité de maçonnerie à faible résistance, le comportement expérimental a été reproduit plus fidèlement par la méthode des éléments finis MEF. La modélisation avec la méthode des éléments distincts n'était pas capable de reproduire le comportement non linéaire des blocs dans ce cas (voir Figure 14).

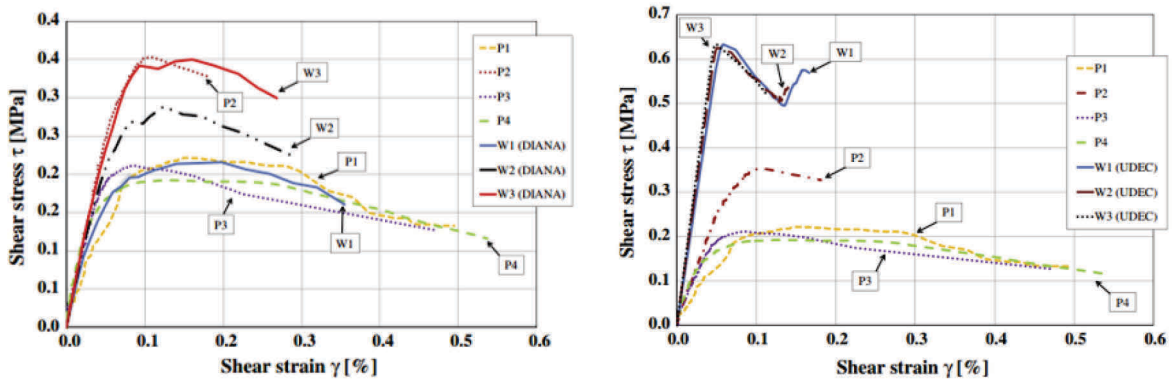


Figure 14 : A droite : Résultats expérimentaux et numériques UDEC, A gauche :Résultats expérimentaux et numériques DIANA , Maçonnerie a faible liaison , (Giamundo et al. 2014)

Mohebkhah and Tasnimi (2007) ont effectué une étude numérique avec UDEC sur un mur de refend en maçonneries à joints secs, testé par Lourenço et al. (2005). Il a été constaté, comme le montre la Figure 15, que le mode de rupture diagonale à travers les joints verticaux et horizontaux a été reproduit par la méthode des éléments distincts, et la courbe charge-déplacement obtenue à partir de l'analyse 3DEC est en bon accord avec la courbe expérimentale.

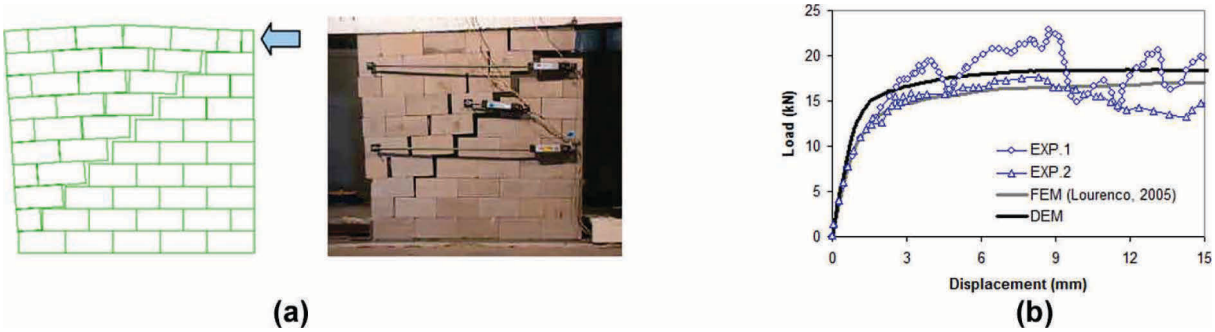


Figure 15 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (MEF and MED) (Mohebkhah and Tasnimi 2007): (a) mode de rupture numérique et expérimental; (b) courbes force – déplacement

Giordano et al. (2002) ont étudié la validité de l'approche non linéaire de la méthode des éléments finis (logiciel CASTEM 2000) et la méthode des éléments distincts (UDEC) en comparant les résultats des modélisations numériques avec ceux obtenus à partir d'essais expérimentaux sur une structure en maçonnerie correspondant aux façades du monastère de São Vicente de Fora à Lisbonne. La Figure 16 montre les résultats expérimentaux et les résultats numériques. La courbe charge-déplacement obtenue à partir de l'analyse CASTEM

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

est en bon accord avec la courbe expérimentale, même si elle est légèrement plus rigide. Le modèle UDEC reproduit bien la courbe expérimentale, avec une légère surestimation de la charge maximale. Selon Giordano et al. (2002), cela est dû au choix d'un comportement élastique linéaire des blocs.

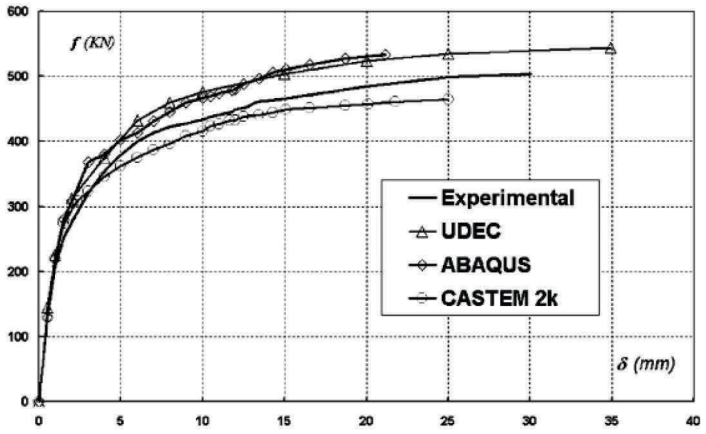


Figure 16 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (Giordano et al. 2002)

Malgré les limites de chaque modèle, il est évident que les deux méthodes, ont réussi à reproduire globalement l'essai expérimental. Par contre, la principale difficulté de la modélisation avec la méthode des éléments finis (MEF) est qu'il est indispensable de fournir une méthode facile pour le remaillage des contacts lorsque de grands déplacements sont autorisés. Une telle limite peut être facilement surmontée par la méthode des éléments distincts qui est capable d'accueillir des mailles compatibles aux grands déplacements. Le principal inconvénient sur le modèle UDEC est la loi de comportement des blocs qui reste limité lorsque la déformabilité des blocs doit être prise en compte.

(BUI 2013) a mené une comparaison entre les résultats numériques obtenus sur 3DEC et les résultats expérimentaux de Bicanic et al. (2002), obtenus sur un mur en maçonnerie à joints secs, sous l'effet d'affaissement du sol. Les résultats expérimentaux et numériques sont en bon accord et les lignes de rupture obtenues numériquement sont similaires aux résultats observés dans les essais, comme le montre la Figure 17.

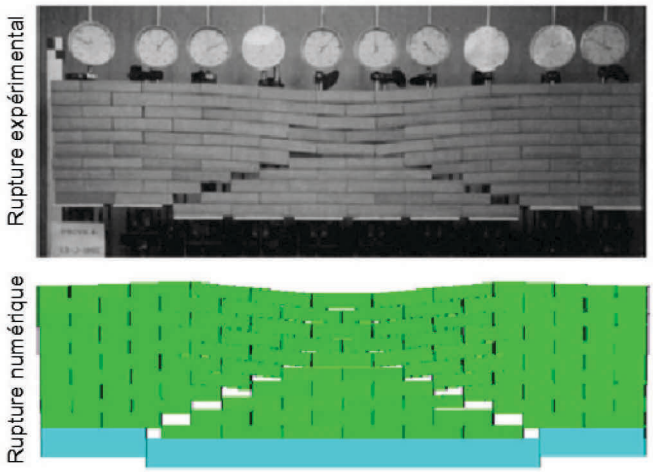


Figure 17 : Comparaison des faciès de fissuration: essai et calculs (BUI 2013)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

(BUI 2013) a mené également une modélisation numérique par la méthode des éléments distincts (code 3DEC) pour des essais quasi statiques correspondant à un basculement de la structure mené par (Restrepo Vélez and Magenes 2010). On présente ici les résultats des deux essais. La comparaison des mécanismes de rupture entre les essais et calculs, est présentée en Figure 18. La comparaison montre un très bon accord entre les modes de ruptures expérimental et numérique.

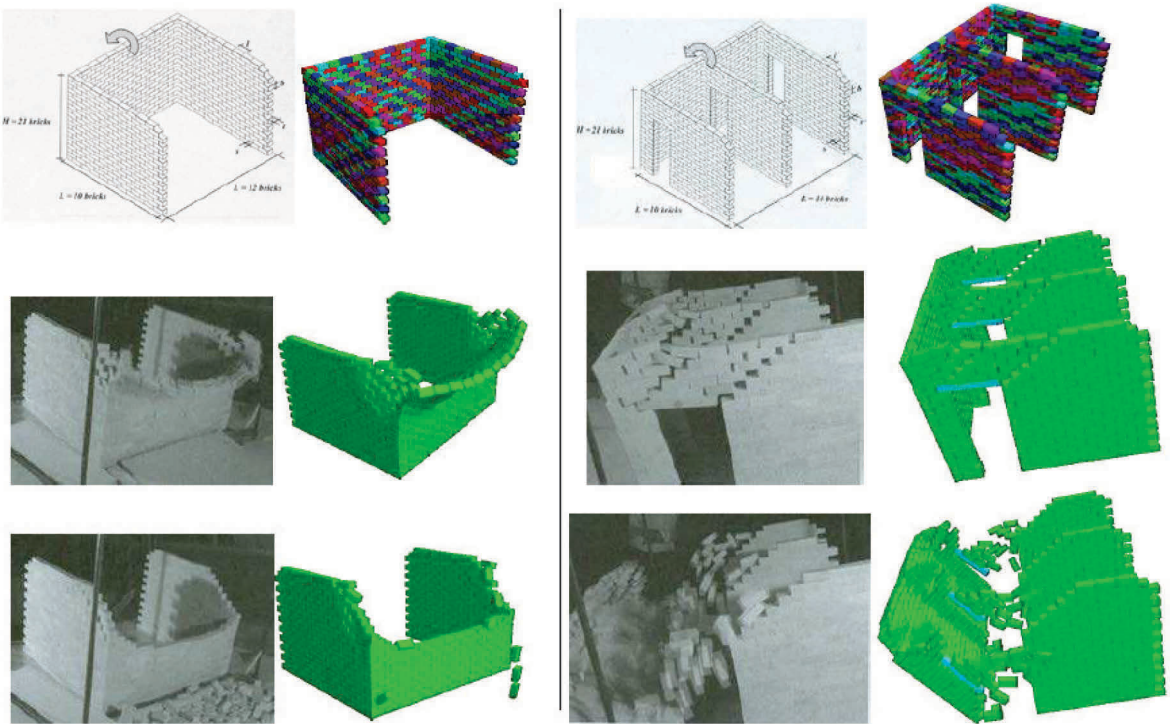


Figure 18 : Modes de rupture expérimental et simulations : (BUI 2013)

2.3.1.2 Méthode des éléments distinct dans 3DEC

Il existe deux types de blocs qui peuvent être modélisés dans le code 3DEC : blocs rigides, qui ont six degrés de liberté (trois en translation et trois en rotation), et les blocs déformables, qui sont subdivisés en interne en tétraèdres qui ont trois degrés de liberté à chaque sommet (ou nœud). Les deux types de blocs ne sont pas autorisés dans un même modèle, il faut choisir un seul type de bloc dans le modèle, soit rigide ou bien déformable.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

2.3.1.2.1 Equations du mouvement

2.3.1.2.1.1 Blocs rigides

Les équations du mouvement de translation pour un seul bloc peuvent être exprimées par l'équation suivante :

$$\ddot{u}_i + \alpha \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} + g_i \tag{2.1}$$

où $\ddot{u}_i$ = accélération au centre du centroïde du bloc

$\dot{u}_i =$ vitesse du centroïde du bloc

$\alpha =$ Constante de l'amortissement visqueux

$F_i =$ Somme des forces agissant sur le bloc (la somme des forces produit par les forces de contact et les forces extérieures)

$m =$ Masse du bloc

$g_i =$ Vecteur d'accélération de gravité

Le mouvement de rotation d'un corps rigide est décrit par les équations d'Euler, où le mouvement est exprimé dans les axes d'inertie principaux du bloc :

$$\begin{aligned} I_1\dot{\omega}_1 + \alpha I_1\omega_1 + (I_3 - I_2)\omega_3\omega_2 &= M_1 \\ I_2\dot{\omega}_2 + \alpha I_2\omega_2 + (I_1 - I_3)\omega_1\omega_3 &= M_2 \\ I_3\dot{\omega}_3 + \alpha I_3\omega_3 + (I_2 - I_1)\omega_2\omega_1 &= M_3 \end{aligned} \tag{2.2}$$

Où I_1, I_2, I_3 : les moments d'inertie principaux du bloc

$\dot{\omega}_1, \dot{\omega}_2, \dot{\omega}_3$: les accélérations angulaires autour des axes principaux

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$: les vitesses angulaires autour des axes principaux

M_1, M_2, M_3 : les composants du moment de torsion appliqués au bloc.

Le choix des blocs rigides, en général, se fait dans le cas de calcul quasi-statique, ou les valeurs des vitesses sont petites, donc les équations de mouvement rotationnel peuvent être simplifiées par supprimer la partie non-linéaire dans les équations ci-dessus. En plus, les forces d'inertie sont petites par rapport aux forces totales appliquées aux blocs, une représentation précise de tenseur d'inertie n'est pas nécessaire, donc seul un moment d'inertie approximatif *I*, est calculé basé sur une distance moyenne du centre aux sommets du bloc. Cela permet aux équations ci-dessus d'être représentées dans le repère global. En insérant un terme d'amortissement visqueux, les équations deviennent :

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

$$\dot{\omega}_i + \alpha\omega_i = \frac{M_i}{I} \tag{2.3}$$

Où ωi et Mi, sont représentés dans le repère global.

Un schéma explicite des différences finies centrées est appliqué pour intégrer les équations du mouvement des blocs. Les vitesses transrationnelles et rotationnelles à un moment t en termes des valeurs aux mi- intervalles, sont décrites par les expressions suivantes :

$$\dot{x}_i^{(t)} = \frac{1}{2}[\dot{x}_i^{(t-\Delta t/2)} + \dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)}] \tag{2.4}$$

$$\omega_i^{(t)} = \frac{1}{2}[\omega_i^{(t-\Delta t/2)} + \omega_i^{(t+\Delta t/2)}] \tag{2.5}$$

Les accélérations sont calculées comme :

En insérant ces expressions aux équations du mouvement translationnel et rotationnel, respectivement, la solution des vitesses au temps $[t + \Delta t / 2]$ est obtenue comme :

$$\dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} = \left[D_i \dot{x}_i^{(t-\Delta t/2)} + (\frac{F_i^{(t)}}{m} + g_i)\Delta t \right] D_2 \tag{2.6}$$

$$\omega_i^{(t+\Delta t/2)} = \left[D_i \omega_i^{(t-\Delta t/2)} + (\frac{M_i^{(t)}}{m}\Delta t) \right] D_2 \tag{2.7}$$

où $D_1 = 1 - (\alpha \frac{\Delta t}{2})$ et $D_2 = \frac{1}{1 + \alpha \frac{\Delta t}{2}}$

Les incrémentations de translation et rotation sont données par :

$$\Delta x_i = \dot{x}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \tag{2.8}$$

$$\Delta\theta_i = \theta_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \tag{2.9}$$

La position du centre du bloc est mise à jour par:

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \Delta x_i \tag{2.10}$$

$$u_i^{(t+\Delta t)} = u_i^{(t)} + \Delta u_i \tag{2.11}$$

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Les nouvelles positions des sommets de bloc sont données par :

$$x_i^v(t+\Delta t) = x_i^v(t) + \Delta x_i + e_{ijk}\Delta\theta_j\left[x_k^v(t) - x_k(t)\right] \tag{2.12}$$

2.3.1.2.1.2 Blocs déformables

Dans plusieurs applications, la déformation des blocs ne peut pas être ignorée, et par conséquent, les blocs ne peuvent pas être considérés comme rigides. Le choix des blocs déformables est possible dans 3DEC, qui sont discrétisée intérieurement aux éléments tétraèdres. La complexité des déformations de ce type de blocs, dépend du nombre des éléments constitutifs dans les blocs. L'utilisation des éléments tétraèdres élimine le problème de l'effet (hourglass) qui peut se produire dans les polyèdres avec déformation constante. L'équation du mouvement pour un nœud s'écrit comme suit :

$$\ddot{u}_i = \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j ds + F_i}{m} + g_i \tag{2.13}$$

Où ds : la surface qui enveloppe la masse « m », est regroupée au point nodal ;

n_j : Le vecteur normal unitaire

$\ddot{u}_i$: L'accélération au point nodal I

$\Delta\sigma_{ij}$: L'incrément de tenseur de contrainte

F_i : La force nodale

g_i : Vecteur d'accélération de gravité

La force nodale est la somme de trois termes :

$$F_i^I = F_i^z + F_i^c + F_i^l \tag{2.14}$$

Ou F_i^c : Les forces de contact transmis au nœud

F_i^l : Les forces extérieures

F_i^z Les forces nodales qui correspondirent aux contraintes des éléments dans les zones adjacents. Elles sont calculées par :

$$F_i^z = \int_c \sigma_{ij} n_j dS \tag{2.15}$$

Où σ_{ij} est le tenseur de contrainte.

n_j Est le vecteur normal unitaire

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

L'incrément de tenseur de contrainte $\Delta\sigma_{ij}$ est calculé par la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_{ij} = \lambda\Delta\varepsilon_v\delta_{ij} + 2\mu\Delta\varepsilon_{ij} \tag{2.16}$$

λ, μ : Les coefficients constants de Lamé

$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{22}$: L'incrément de déformation volumique

δ_{ij} Est le symbole de Kronecker, qui est égale à 1 si $i = j$ et égale à zéro si $i \neq j$

Enfin, l'incrément de déformation est calculé par :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2}\left[\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}\right] \tag{2.17}$$

$$\Delta\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left[\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}\right]\Delta t \tag{2.18}$$

2.3.1.2.2 Contacts dans 3DEC

2.3.1.2.2.1 Indentification des blocs voisins

Avant que la géométrie relative d'une paire de blocs puisse être examinée par le programme, les paires des candidats doivent être identifiés. Le temps pris pour cette recherche augmente quadratiquement avec le nombre de blocs, Il est donc prohibitif, de vérifier toutes les paires possibles. En deux dimensions, il est possible de mettre en place une structure des données "canonique" qui représente les vides entre les blocs automatiquement (Cundall 1980). Il est alors simple de balayer les vides locaux entourant un bloc, afin d'obtenir une liste de tous les blocs ou un contact peut se former. Le temps de recherche pour ce système, augmente linéairement avec le nombre de blocs, mais malheureusement, la structure de données ne se traduit pas trois dimensions. La méthode qui a été utilisée dans les programmes BALL et TRUBAL, qui traite des modèles disques et sphères (Cundall et Strack 1979a), est adoptée ici pour l'identification des blocs voisins.

L'espace contenant le système des blocs est divisé en 3D de cellules rectangulaires. Chaque bloc est mis dans une cellule enveloppe. L'enveloppe d'un bloc est définie comme la plus petite forme, avec des côtés parallèles aux axes de coordonnées, qui peuvent contenir le bloc entier. Chaque cellule stocke, sous forme d'une liste liée, tous les blocs existants à l'intérieur de cette cellule. La figure 1.6 illustre la carte d'un espace à deux dimensions (comme il est difficile d'illustrer le concept en trois dimensions). Une fois que tous les blocs ont été mis dans l'espace de la cellule, il est facile d'identifier les blocs voisins d'un bloc donné.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

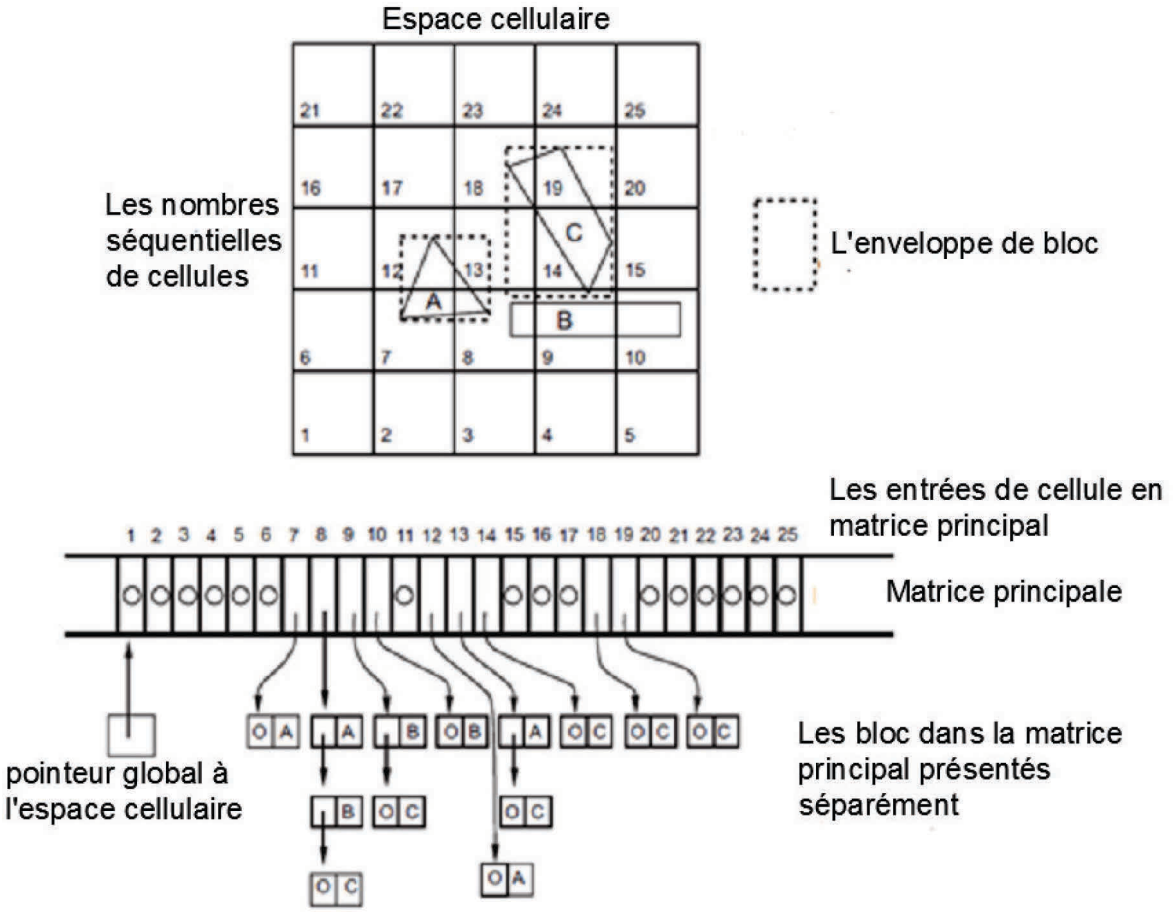


Figure 19 : Exemples d'une carte d'un espace à deux dimensions - (Itasca 2002)

2.3.1.2.2.2 Détection du contact

Quand deux blocs ont été identifiés en tant que blocs voisins, le contact entre eux est examiné : s'ils ne sont pas en contact, l'écart maximal entre eux doit être déterminé, les blocs séparés par plus d'une certaine tolérance peuvent être ignorés. Cependant un "contact" est encore considéré pour les blocs séparés par moins de cette tolérance. Bien que le contact ne comporte pas des forces de contact, il est examiné à chaque cycle de calculs. De cette façon, les forces d'interaction commencent à agir dès que les blocs se touchent.

L'approche la plus simple est de tester toutes les possibilités de contact entre les deux blocs. En trois dimensions, il existe six types de contacts : sommet-sommet, sommet-arête, sommet-face, arête-arête, arête-face, face-face. Si le premier bloc (bloc A) a v_A sommets, e_A bords et f_A faces, et la seconde bloc (bloc B) a v_B sommets, e_B bords et f_B faces, le nombre total de toutes les possibilités de contacts combinés est (Cundall 1988) :

$$N = (v_A + e_A + f_A)(v_B + e_B + f_B) \tag{2.19}$$

Par exemple, pour deux blocs cubiques, on a 676 possibilités de contacts. Les tests des contacts dépendent quadratiquement au nombre des sommets (ou arêtes, ou faces). Par

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

ailleurs, pour le contact sommet-face, ce n'est pas évident de montrer si le sommet est au-dessous ou en-dessous de la face. Cela n'est pas facile à faire rapidement, la définition d'un vecteur d'unité normal est nécessaire. Cependant, la détermination de ce vecteur est simple dans certains cas (les cas avec la présence d'une face), mais difficile dans les autres cas (surtout, pour les contacts arête-arête, arête-sommet, sommet-sommet). En utilisant ce schéma de test direct, l'identification de l'interstice maximal entre deux blocs n'est pas une tâche triviale.

2.3.1.2.2.3 L'idée d'un plan commun

Les difficultés mentionnées dans le précèdent paragraphe, proviennent du test direct entre un polyèdre et un autre. Plusieurs difficultés vont disparaître si le problème peut être divisé par deux parties : le premier est de déterminer un plan commun, ce qui coupe l'espace entre deux blocs par deux ; le deuxième, est de tester chaque bloc séparément pour contacter le plan commun. Le «plan commun» est comme une plaque métallique d'une épaisseur nulle. Ce plan est positionné, par la translation et la rotation, de manière à ce que l'interstice entre les deux sommets les plus proches, sur deux blocs voisins, et le plan commun soit égal. Pour les blocs interpénétrés, l'interstice devient négatif, mais la même logique est appliquée.

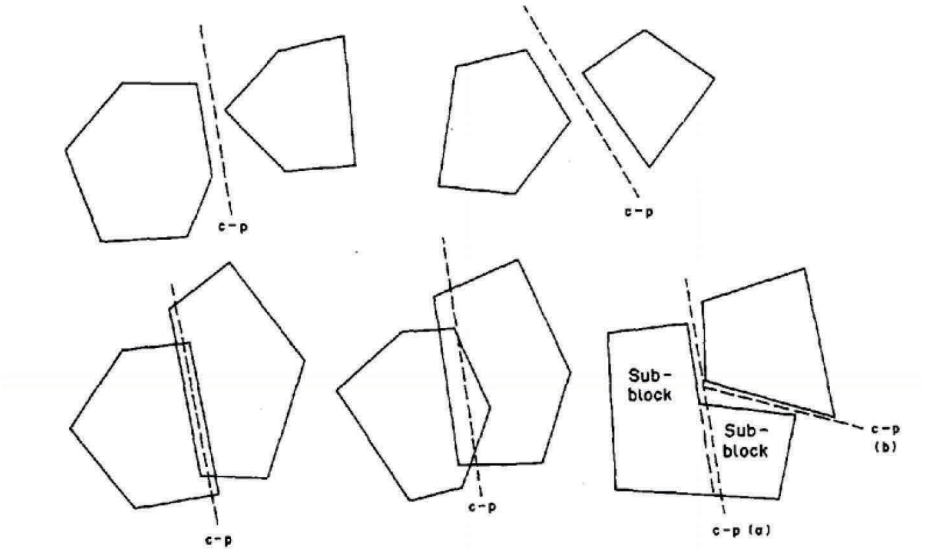


Figure 20 : Plan commun entre deux blocs (Itasca 2002)

En adaptant cette méthode, le nombre de tests dépend linéairement du nombre de sommets (par rapport à la dépendance quadratique précédente). Puisque, on va tester les sommets du bloc A avec le c-p, et tester séparément les sommets du bloc B avec le c-p, le nombre total de test N dévient :

$$N = v_A + v_B \tag{2.20}$$

Pour l'exemple des deux blocs cubiques, le nombre de tests devient 16 au lieu de 676 pour la méthode du test direct.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

2.3.1.2.2.4 Mécanique du contact

Une fois que la position de contact x_i^c est déterminée, le déplacement du contact est calculé par le déplacement relatif entre les blocs à cette position. A chaque step, la vitesse relative au point de contact est donnée dans le cas des blocs rigides par :

$$V_i = \dot{x}_i^B + e_{ijk}\omega_j^B(C_k - B_k) - \dot{x}_i^A - e_{ijk}\omega_j^A(C_k - A_k) \tag{2.21}$$

Avec A_i, B_i sont les positions des centres des blocs A et du bloc B, respectivement

$\dot{x}_i^A$ et $\dot{x}_i^B$ sont les vitesses des blocs A et du bloc B respectivement à la position du contact.

ω_i^A, ω_i^B sont les vitesses angulaires des centres des blocs A et du bloc B, respectivement

e_{ijk} est le symbole de Levi-Civita, les indices i, j, k prennent les valeurs 1 à 3, et représentent les composants d'un vecteur ou tenseur dans le système de coordonnées global.

Dans le cas des blocs déformables, la vitesse V_i^F peut être calculée par une interpolation linéaire des trois vitesses des sommets sur la face :

$$V_i^F = W_a V_i^a + W_b V_i^b + W_c V_i^c \tag{2.22}$$

Les facteurs de pondération peuvent être calculées en transformant les coordonnées des sommets a, b et c dans un système de référence local, avec un axe perpendiculaire au plan de la face. Le facteur de pondération, Wa, est donnée par **:**

$$W_J = \frac{Y^c X^b - Y^b X^c}{(X^a - X^c)(Y^b - Y^c) - (Y^a - Y^c)(X^b - X^c)} \tag{2.23}$$

Les deux autres facteurs peuvent être obtenus par permutation circulaire de l'exposant a, b et c.

Apres avoir déterminé la vitesse relative de contact, l'incrément de déplacement de contact est calculé par :

$$\Delta U_i = V_i \Delta t \tag{2.24}$$

Ce qui peut être décomposé en une composante normal et une de cisaillement. L'incrément de déplacement normal est donné par :

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

$$\Delta U^n = \Delta U_i n_i \tag{2.25}$$

Et le vecteur d'incrément de déplacement de cisaillement (exprimée en coordonnées globales) par :

$$\Delta U_i^s = \Delta U_i - \Delta U_j n_i n_j \tag{2.26}$$

Les incréments de déplacement de contact sont utilisés pour calculer les incréments des forces élastiques. Les compositions normales et cisaillées des incréments de force sont :

$$\Delta F_n = -K_n \Delta U^n A_c \tag{2.27}$$

$$\Delta F_i^s = -K_s \Delta U_i^s A_c \tag{2.28}$$

OU : A_c est la surface de contact

Les forces totales de cisaillement et les forces normales de contact sont mises à jour

$$F^n := F^n + \Delta F^n \tag{2.29}$$

$$F_i^s := F_i^s + \Delta F_i^s \tag{2.30}$$

Le vecteur force de contact qui représente l'action du bloc A sur le bloc B est donné par :

$$F^c = -(F^n\ n_i + F_i^s) \tag{2.31}$$

Dans le cas des blocs rigides, les forces de contact sont ensuite ajoutées aux forces et aux moments qui agissent sur le centre des deux blocs. La somme des forces et moments du bloc A est mise à jour :

$$F_i^A := F_i^A - F_i \tag{2.32}$$

$$M_i^A := M_i^A - e_{ijk}(c_j - A_j)F_k \tag{2.33}$$

Où c_j est le vecteur de position du contact. De même pour le bloc B :

$$F_i^B := F_i^B - F_i \tag{2.34}$$

$$M_i^B := M_i^B - e_{ijk}(c_j - B_j)F_k \tag{2.35}$$

Dans le cas d'un bloc indéformable, les forces de contact sont distribuées aux nœuds. Pour le contact sommet-face, sur le bloc-sommet, la force est ajoutée directement sur la force nodale. Sur le bloc-face, elle est distribuée sur les trois nœuds de face en utilisant une interpolation :

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

$$F_i^a := F_i^a \pm F_i W_a \tag{2.36}$$

$$F_i^B := F_i^b - F_i W_b \tag{2.37}$$

$$F_i^c := F_i^c \pm F_i W_c \tag{2.38}$$

2.3.1.2.3 Loi de Mohr- coulomb

Le modèle constitutif des joints dans 3DEC est la généralisation de la loi de frottement de Coulomb. Cette loi fonctionne de façon similaire à la fois pour les contacts entre les blocs rigides et pour les contacts entre les blocs déformables. Les deux critères : rupture par cisaillements et rupture en traction sont considérés, et le joint de dilatation est inclus. Dans le domaine élastique, le comportement est régi par les raideurs normales et tangentielles, Kn et Ks, Pour un joint intact (sans glissement ou de séparation précédente), la force de traction maximum autorisée est donnée par l'équation :

$$T_{\max} = -TA_c \tag{2.39}$$

Ou T : la résistance à la traction du joint

La force de cisaillement maximale autorisée est donnée par :

$$F_{\max}^s = cA_c + F^n \tan\phi \tag{2.40}$$

Ou c : la cohésion de joint

ϕ : L'angle de friction de joint

Une fois que l'apparition d'une rupture en traction ou une rupture par cisaillement est identifiée dans le contact, la résistance à la traction et la cohésion sont pris égal à zéro : $T_{\max} = 0$ et $F_{\max}^s = F^n \tan\phi$ **.** **L**a perte instantanée de la résistance se rapproche du comportement de joint dit (displacement-weakning) .Les nouvelles forces de contact sont corrigées comme suit (à noter que la force de compression normale est positive) :

Pour la rupture en traction : Si $F^n < T_{\max} \rightarrow F^n = 0$ **et** $F_i^s = 0$

Pour la rupture au cisaillement : Si $F^s > F_{\max}^s \rightarrow F_i^s := F_i^s \frac{F_{mas}^s}{F^s}$

Ce déplacement donne une dilation de

$$\Delta U^n(dil) = \Delta U^s \tan\psi \tag{2.41}$$

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Où ψ est l'angle de dilatation

La force normale doit être corrigée afin de prendre en compte l'effet de dilatation

	$F^n := F^n + K_n A_c \Delta U^s \tan\psi$	(2.42)

Les joints présentent une diminution de l'angle de dilatation lorsque l'état de frottement résiduel est proche. Dans 3DEC, les joints peuvent être empêchés de se dilater indéfiniment en utilisant une limite du déplacement de cisaillement ($U^s_{\lim}$). Lorsque l'amplitude du déplacement de cisaillement est plus de $U^s_{\lim}$, l'angle de dilatation est fixé à zéro.

La dilatation est une fonction de la direction du cisaillement. La dilatation augmente si l'incrément de déplacement de cisaillement est dans le même sens que le déplacement de cisaillement totale, et elle diminue si l'incrément de cisaillement est dans la direction opposée.

Ce modèle de joint est illustré sur la figure 1.14 dans le cas où la cohésion est nulle.

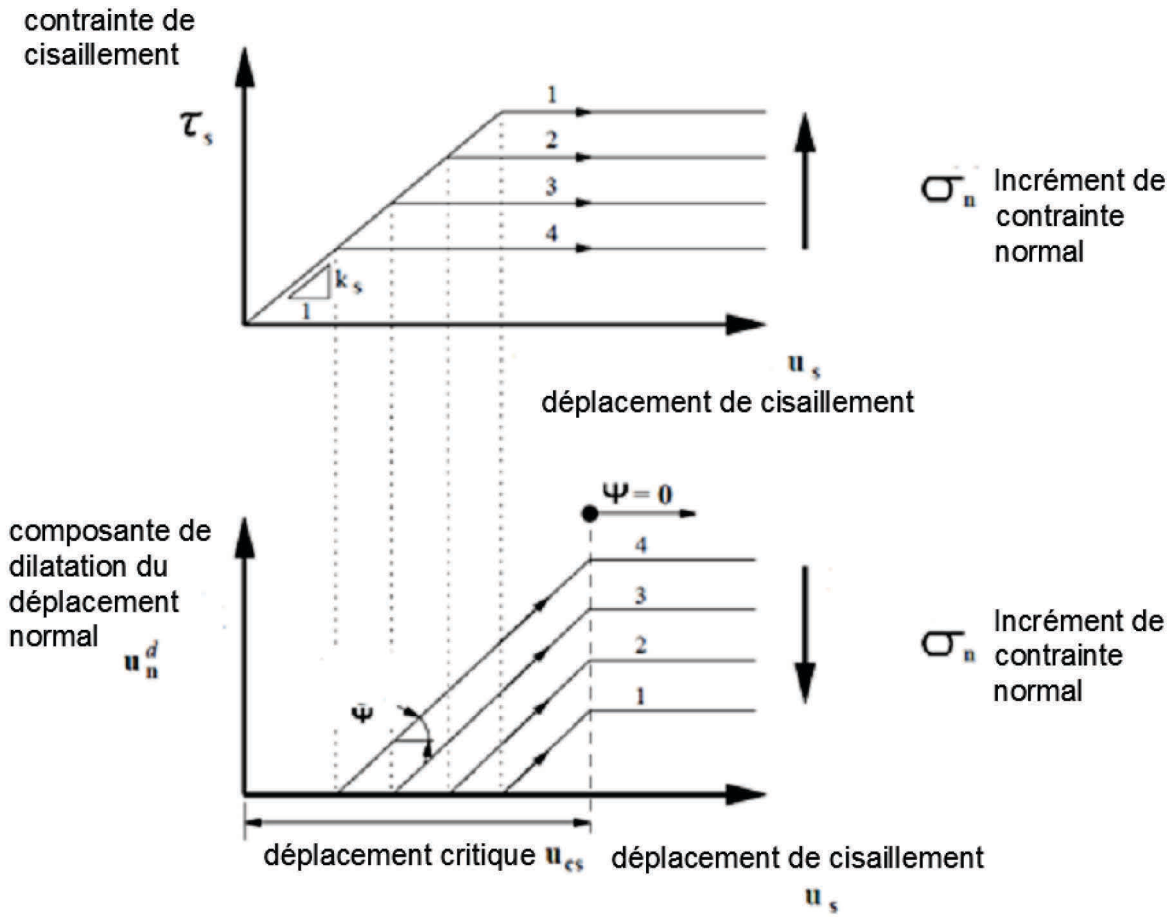


Figure 21 : Critère de Mohr Coloumb – cas de la cohésion nulle

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

2.3.1.2.4 Amortissement

La mécanique de l'amortissement est utilisée dans la MED pout résoudre deux genres de problèmes : les solutions statiques (pas d'inertie) et les solutions dynamiques. Pour simuler le problème quasi-statique (quand la vitesse de charge ou de décharge est suffisamment basse pour que les effets inertiels puissent être négligeables), l'approche est similaire à la technique de la dynamique de la relaxation proposée par Otter et al. (1966). Les équations du mouvement sont amorties afin d'atteindre un état d'équilibre le plus rapidement possible. L'amortissement est proportionnel à la vitesse : l'intensité de la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse des blocs. Les deux méthodes d'amortissement dans 3DEC sont l'amortissement local et l'amortissement global, ces deux méthodes sont comparées par Cundall (1987) ; qui a montré que les deux méthodes donnent la même solution. Le choix de l'amortissement local peut être préféré pour les analyses impliquant des changements soudains de charge, ou lorsque des valeurs différentes d'amortissement sont nécessaires dans les différentes régions du modèle. Adapter l'amortissement local est lié à la commande (DAMP LOCAL), et adapter l'amortissement global est lié à la commande (DAMP AUTO), l'amortissement global est par défaut dans les analyses statiques dans 3DEC. Pour les analyses dynamiques, l'amortissement dans la simulation numérique doit reproduire approximativement les pertes d'énergie dans le système lorsqu'il est soumis à un chargement dynamique. Dans ce cas, l'amortissement de Rayleigh est utilisé.

2.4 La modélisation microscopique détaillée

Dans cette approche, les blocs, les joints de mortier et l'interface entre les blocs et les joints sont modélisés. L'inconvénient essentiel de cette méthode est la nécessité d'un grand temps de calcul. Cette méthode est utilisée principalement pour simuler des essais sur de petits échantillons afin de déterminer la distribution des contraintes dans la maçonnerie (Zucchini and Lourenço 2007) (Lourenço and Pina-Henriques 2006).

2.5 Conclusion

Les approches de modélisation numériques sont divisées en trois catégories essentielles : Marco modélisation, modélisation microscopique simplifiée et modélisation microscopique détaillée, même si cette dernière semble l'approche la plus précise pour simuler le comportement réel de maçonneries, elle n'est utilisée que pour simuler le comportement des petites échantillons en maçonnerie, en raison des grands temps de calculs demandés. Cet 'inconvénient peut être partiellement surmonté en adaptant l'approche de modélisation microscopique simplifiée. Dans cette approche, la maçonnerie est modélisée comme un assemblage des unités discrètes qui représente les blocs, les joints (le mortier et les deux interfaces blocs /mortier), sont considérés comme des interfaces entre les unités distinctes, tandis que les unités sont légèrement élargies en taille afin de maintenir la géométrie de la maçonnerie. Parmi les méthodes adaptant cette approche, Il semble que la méthode des éléments discrets est plus adaptée pour simuler la réponse des structures en maçonnerie

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

soumises à un chargement statique ou dynamique. Dans cette méthode, les grands déplacements et les rotations entre les blocs, l'ouverture des fissures et même le détachement complet des blocs sont permis, une détection automatique des nouveaux contacts est réalisée pendant les calculs. La méthode des éléments discrets à l'aide du code 3DEC développée par ITASCA [ITA 2002], a été présentée et détaillée. Dans l'approche de macro-modélisation, la maçonnerie est considérée comme un milieu homogène anisotrope. Cette approche est très intéressante pour simuler les structures de maçonnerie à grande échelle, car elle permet une nette réduction du temps de calcul, donc plus économique en ressources informatiques. Ce n'est cependant pas le choix idéal pour les études détaillées et pour capturer les mécanismes de ruptures. Dans le prochain chapitre la méthode des éléments discrets (code 3DEC) sera appliquée pour modéliser des essais d'inclinaison des structures en maçonnerie dans et hors plan.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Modélisation par la méthode des éléments distincts de structures en maçonnerie chargés dans leur plan et hors plan

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

3.1 Introduction

Il est très courant de simuler le chargement sismique par une force horizontale constante qui est une fraction de la gravité de la Structure. Ceci est équivalent à l'application d'une accélération horizontale constante qui est une fraction de l'accélération due à la gravite de la structure. Une telle «charge statique équivalente» ne tient pas compte des effets dynamiques, mais elle peut fournir une mesure approximative de la charge latérale que la structure pourrait supporter avant l'effondrement. Une des façons d'appliquer la charge statique équivalente est d'incliner la surface du sol. Cette stratégie induit une combinaison de l'accélération verticale et horizontale de la structure. Par conséquent, le basculement n'est pas exactement le même que dans le cas de l'application d'une accélération horizontale constante du sol. Ce qui nous intéresse est le rapport entre l'accélération verticale à horizontale, le fait que les contraintes au sein de la structure sont réduites n'est que d'une importance secondaire.

La structure est soumise à une combinaison de l'accélération verticale $\ddot{u}_v$ et horizontale $\ddot{u}_h$ liées par la relation ci-dessous via l'angle d'inclinaison α :

$$\gamma = \frac{\ddot{u}_h}{\ddot{u}_v} = \tan \alpha \qquad (3.1)$$

La surface du sol est inclinée jusqu'à ce que la ligne de poussée ne soit pas contenue dans la structure, c'est-à-dire, jusqu'au point où elle touche la surface extérieure de la structure. À ce stade, un mécanisme dit «four-hinge» se forme et la structure va s'effondrer. (M.J. DeJong 2009) a expliqué l'inclinaison de la ligne de poussée par une analyse du basculement d'un bloc. Le bloc dans la Figure 22 est seulement sollicité par la gravité, donc la ligne de poussée est verticale vers le bas à partir du centre de masse. Dans l'état initial (avant l'inclinaison), la ligne de poussée reste dans le bloc, ainsi le bloc est stable. Si le bloc est incliné, la ligne de poussée restera dans le bloc jusqu'à l'angle critique de l'inclinaison du sol a_{cr} , comme illustré à la Figure 22. Au-delà de l'angle critique, la ligne de poussée sort du bloc avant d'entrer dans le support, et le bloc va basculer en tournant autour d'une articulation qui se crée au coin en bas à droite. Grâce à la valeur de l'angle critique α_{crit} qui correspond à l'angle du basculement de la structure, on peut calculer la valeur de l'accélération horizontale critique exprimée comme une fraction de la gravité selon la relation suivante :

$$a_{critique} = g \times \sin \alpha_{crit} \qquad (3.2)$$

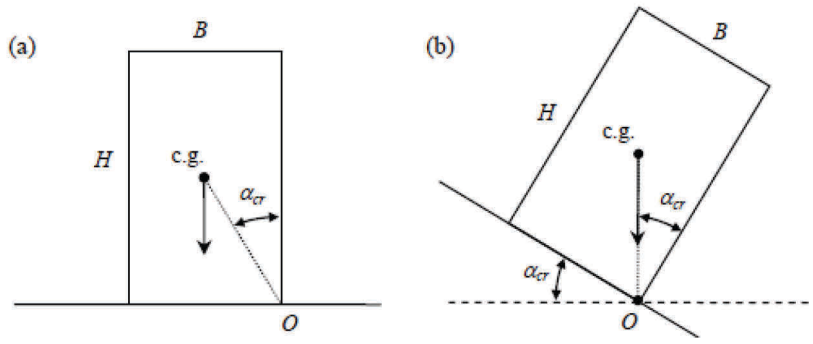


Figure 22 : Analyse du basculement d'un bloc (M.J. DeJong 2009)

Dans cette partie, nous allons présenter un ensemble d'essais menés sur maquette. La représentativité de la maquette n'est pas la question ici, mais la problématique essentielle est

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

la pertinence de la modélisation par la méthode des éléments distincts pour ce type de configurations. Des maquettes ou modèles réduits seront mis en place et testés sur un plan inclinés, afin de tenter de représenter le comportement de murs en pierres sèches. Plusieurs manipulations ont été étudiées avec des essais de complexité croissante, toujours afin de voir si la modélisation est capable de reproduire le mode de rupture. Murs constitués de morceaux de sucre sous chargement hors et dans le plan, maison en morceaux de sucre, l'effet d'un toit et d'une ouverture sont aussi étudiés. Enfin, des essais d'inclinaison sur des murs en maçonnerie dont l'unité principale est la brique ont été également conduits. Une modélisation par la méthode des éléments distincts (code 3DEC) a été réalisée pour les différents essais afin de valider cette méthode pour ce type de configurations.

3.2 Étude expérimentale :

3.2.1 Essais sur table inclinable

3.2.1.1 Description du banc d'essais :

Le dispositif expérimental se compose d'une table en bois inclinable de dimensions 42cm x 42cm comme le montre la Figure 23. L'inclinaison est contrôlée à l'aide d'une manivelle actionnée manuellement par un opérateur, l'essai est donc en quasi-statique. Le dispositif est solidement ancré sur un châssis lourd et un massif relié au sol pour éviter les possibles vibrations parasites accidentelles qui peuvent donner lieu à des effondrements précoces. Un inclinomètre, fixé à cette table, est relié à une centrale d'acquisition qui permet de capturer de façon précise l'angle d'inclinaison en fonction du temps, et par conséquent quantifier les angles correspondant à la rupture de la structure. Le comportement de la structure au cours de l'essai est également enregistré par une caméra.

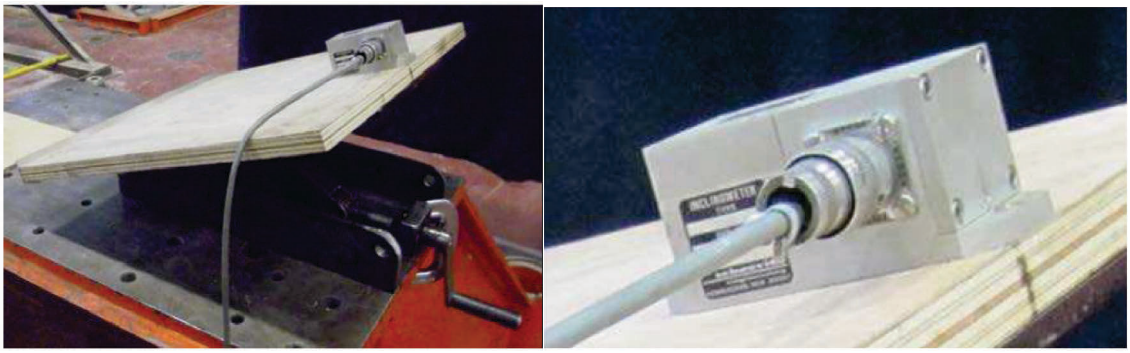


Figure 23 : Photo du dispositif expérimental

3.2.1.2 Caractéristiques Mécaniques

Une étape préliminaire qui précède les essais sur structures a été consacrée à un certain nombre d'essais qui nous ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des blocs utilisés, tels que l'angle de frottement entre les morceaux de sucre et aussi l'angle de frottement entre les blocs de sucre et la table en bois.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

3.2.1.2.1 Caractéristiques des blocs de sucre :

Au total, on compte trois types de blocs de sucres utilisés dans les essais nommés comme suit

- Type n°1 : sucre roux à base rectangulaire
- Type n°2 : sucre blanc à base rectangulaire
- Type n°3 : sucre blanc à base carrée

Les blocs de sucre ne sont pas tous parfaitement identiques, par conséquent leurs dimensions et leur densité ont été identifiées comme la moyenne sur un échantillon de 10 morceaux de sucre (voir annexe 1). Les caractéristiques des blocs de sucre utilisées sont résumées dans les tableaux suivants

BLOCS DE SUCRE – TYPE 1	
Longueur	27,4 mm
Largeur	18,2 mm
hauteur	18,2 mm
Densité	1,000

Tableau 1 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sucres type 1

BLOCS DE SUCRE – TYPE 2	
Longueur	27,5 mm
Largeur	17,7 mm
hauteur	11,9 mm
Densité	1,018

Tableau 2 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sucres type2

BLOCS DE SUCRE – TYPE 3	
Longueur	18,3 mm
Largeur	18,3 mm
hauteur	12,1 mm
Densité	0,983

Tableau 3 : caractéristiques géométriques et mécaniques des sucres type 3

3.2.1.2.2 Caractéristiques de l'interface

3.2.1.2.2.1 Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre

Afin de mesurer l'angle de frottement entre les morceaux du sucre, deux blocs superposés sont positionnés sur la table. Le bloc inférieur étant calé contre la butée, le plateau est progressivement incliné jusqu'à observer le glissement du bloc supérieur (voir Figure 24).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 24 : Essai visant à déterminer l'angle de frottement entre les blocs de sucre

Les tableaux suivants présentent les résultats pour chaque type de blocs de sucre :

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 1(morceau de sucres blancs rectangulaires)									
	Série	1	2	3	4	5	6	7	Moyenne
Valeurs	1	23	26,6	27,9	27,9	30,3	32,7	33,4	28,7
	2	20,7	28,6	28,5	30,07	31,8	32	-	

Tableau 4 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 (morceaux de sucres roux)									
	Série	1	2	3	4	5	6	7	Moyenne
Valeurs	1	37	40,6	40,9	40.9	41,07	41,07	-	38,7
	2	30,9	36,5	36,5	39,07	39,07	41,05	-	

Tableau 5 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 (morceaux de sucres blancs carrés)									
	N°	1	2	3	4	5	6	7	Moyenne
Valeurs	1	24,5	32,8	33.15	34,09	35,3	35,3	35,69	32.6
	2	26,3	30,7	31,01	33,0	34,05	34,31	36,4	

Tableau 6 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3

3.2.1.2.2.2 Angle de frottement entre bloc de sucre et le plan inclinable

Lors d'une modélisation numérique, il est important de connaitre la valeur de l'angle de frottement entre les blocs de sucre et le plateau inclinable en bois. Pour cela, on positionne un seul bloc sur la table progressivement inclinée jusqu'à l'observation du glissement du bloc sur le plateau (voir Figure 25). Les Tableaux 7, 8 et 9 présentent les résultats pour chaque type de blocs de sucre.

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 et la plan inclinable									
	Série	1	2	3	4	5	6	7	Moyenne
Valeurs	1	30.8	32.6	32.6	34.18	34.18	37.9	-	34.8
	2	28,05	34,2	34,2	34,2	39,78	39,78	39,78	

Tableau 7 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 et le plan inclinable

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 et le plan inclinable									
	Série	1	2	3	4	5	6	7	Moyenne
Valeurs	1	32,5	33,9	33,9	40,5	40.5	40.5	-	34.7
	2	25	27	27,8	32,15	36,4	37,8	40,5	

Tableau 8 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 et le plan inclinable

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 et la plan inclinable									
	Série	1	2	3	4	5	6	7	Moyenne
Valeurs	1	32,2	32,2	32,2	35.9	37	37.66	-	33.9
	2	29,7	31,07	31,07	32,41	36,55	39,01	-	

Tableau 9 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 et le plan inclinable



Figure 25 : Essai pour déterminer l'angle de frottement entre les blocs de sucres et la table inclinée

3.2.1.3 Essaie type 1 : mur en morceau de sucre sous chargement hors plan

3.2.1.3.1 Description de la structure

Nous avons commencé par une structure composée d'un mur principal et de deux murs de refends. Le mur principal, caractérisé par une hauteur h et une largeur L, est appuyé contre une barre métallique au niveau de la base du mur comme le montre la Figure 26. Quatre structures avec différents types de blocs ont été testées. Concernant la première configuration (voir Figure 27), le sucre de type 1 a été utilisé, les dimensions du mur principal sont de 191.8×18.2×84.7 mm avec un rapport L/H égal à 2.26 alors que celles du mur de refend sont de 100.4x18.2x84.7mm. Concernant la deuxième configuration (voir Figure 28), le sucre de type 2 a été utilisé, les dimensions de la structure sont similaires à celles de la première configuration : un mur principal de taille 192.5×17.7×83.3 mm avec un rapport L/H égal à 2.31 alors que le mur de refend mesurent 100.2x17.7x84.7mm. Concernant la troisième configuration (voir Figure 29), le sucre de type 3 a été utilisé, les dimensions du mur principale sont de 182×18.2×84 mm avec un rapport L/H égale à 2.17 alors que celles du mur de refend sont de 91x18.2x84mm. Finalement, la quatrième configuration (voir Figure 30) concerne une structure composée de l'ensemble des types de sucre n°2 et n°3. Pour ce cas, les

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

dimensions du mur principal sont de 182.4×18.2×84 mm avec un rapport L/H égale à 2.17 alors que celles du mur de refend sont de 109.4x18.2x84mm. Le choix, d'un même apport L/H pour les quatre configurations, nous permet d'analyser l'effet du type de sucre utilisé. Afin de garantir une fiabilité des résultats expérimentaux, chaque essai est répété deux fois.

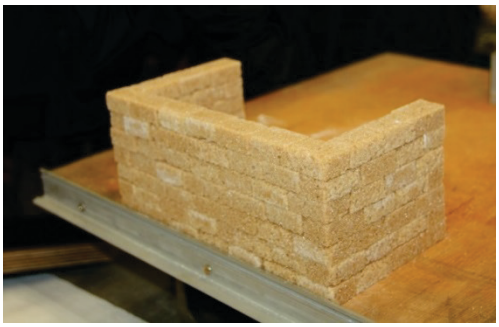


Figure 26 : Essai type 1 : Mur principal et deux murs de refend

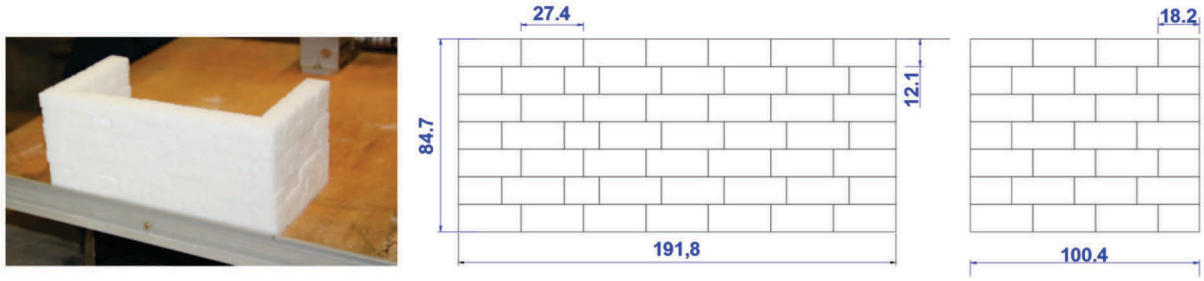


Figure 27 : Essai 1 : Mur principal et deux murs de refend - sucre de type 1

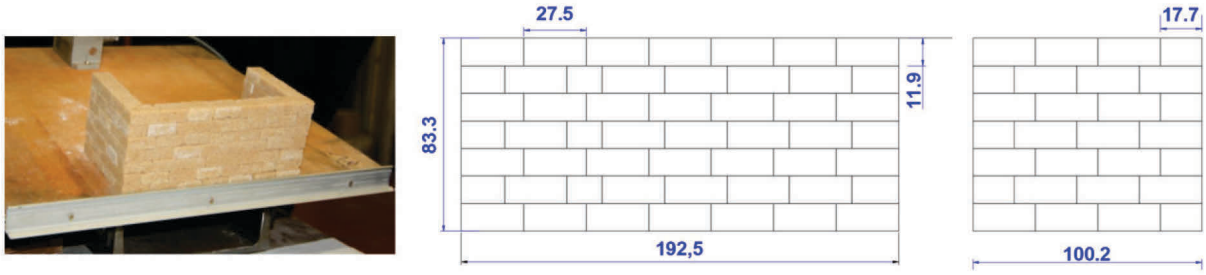


Figure 28 : Essai 2 : Mur principal et deux murs de refend - sucre de type 2

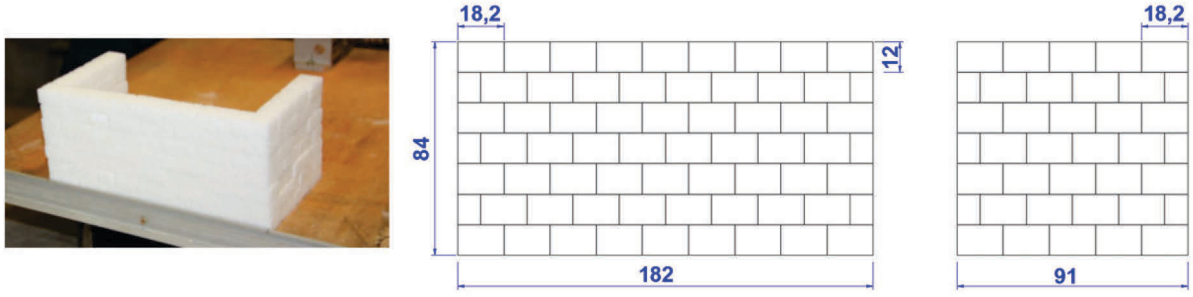


Figure 29 : Essai 3 : Mur principal et deux murs de refends- sucre de type 3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

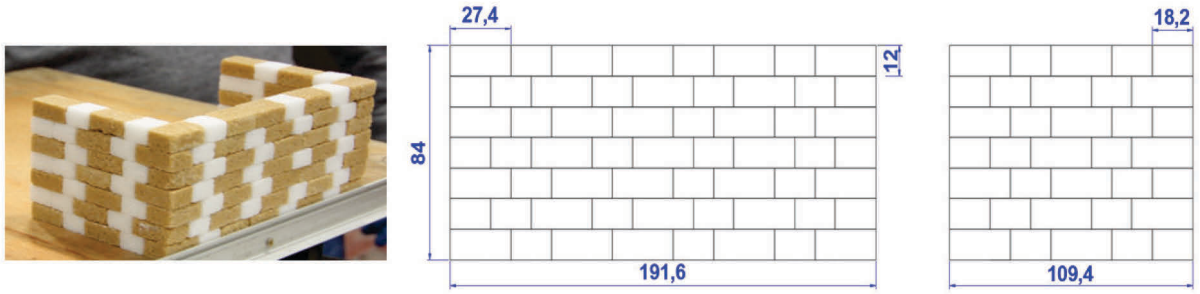


Figure 30 : Essai 4 : Mur principale et deux murs de refend - sucres de type 2 et 3

3.2.1.3.2 Résultats expérimentaux :

Les modes de rupture pour les quatre configurations sont présentés dans les figures 31 , 32 , 33 et 34. On constate que les modes de ruptures sont assez similaires pour les quatre configurations : la rupture s'est produite essentiellement sous l'effet de la flexion du mur principal. Cependant, dans les murs de refend, on a noté un mode de rupture par torsion (voir Figure 35). Les angles de rupture sont indiqués dans le Tableau 10:

Essai	Sucre utilisés	L/H (Mur principale)	Angle de la rupture (°)	Moyenne (°)	Accélérations maximales (g)
1	type 1	2.26	14.68	14.54	0.251
			14.4		
2	type 2	2.31	14.2	13.95	0.239
			13.7		
3	type 3	2.17	11.9	11.35	0.197
			10.8		
4	type 2 et 3	2.17	10.96	11.915	0.206
			12.87		

Tableau 10 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales des essais 1, 2,3 et 4

Malgré la différence importante entre les angles de frottements entre les blocs pour les deux premières configurations (1 et 2), les angles critiques sont très proches avec un écart de 4%. Cela peut s'expliquer par le fait que la ruine, comme nous l'avons mentionné, s'est produite par la flexion du mur principal et non pas par le glissement entre les blocs. Ce mode de rupture est influencé par le rapport L/H, une observation également rapportée dans (BUI 2013). Vu les rapports L/H assez proches pour les deux configurations, l'angle de rupture est également proche pour les deux cas. La configuration avec un rapport L/H assez important a donné lieu à un angle de rupture plus important.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Par ailleurs, l'angle critique obtenu pour la troisième configuration, constituée des petits blocs carrés, est plus faible que celui obtenu pour les structures constituées de gros blocs avec un écart relatif de 21.9 % par rapport à la première configuration, et de 18.6 % par rapport la deuxième configuration. Cela est dû à l'utilisation des blocs de petite taille qui augmente proportionnellement le nombre des joints, où les zones de faiblesse se concentrent, et par conséquent diminue la rigidité globale de la structure.

Concernant la quatrième configuration, l'angle de rupture est inférieur à celui de la deuxième configuration où des gros blocs ont été utilisés, avec un écart de 14.7%, et supérieur à celui de la troisième configuration, où des petites blocs ont été utilisés, avec un écart de 7 %. Ces résultats nous permettent de conclure qu'une discrétisation plus fine des blocs ne change pas le mode de rupture mais diminue la résistance globale de la structure.

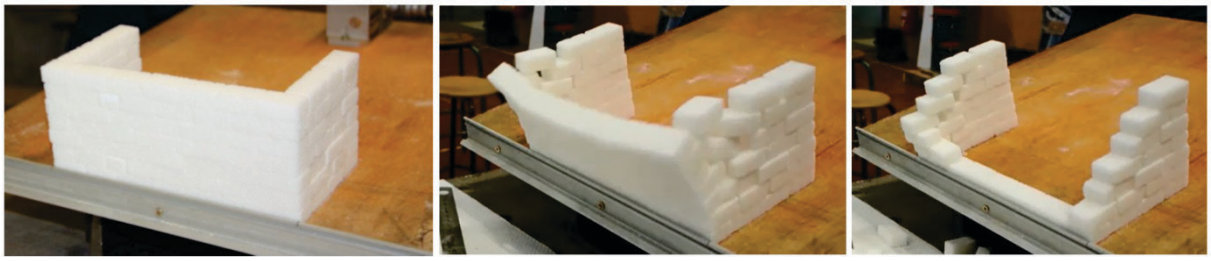


Figure 31 : Processus de rupture de l'essai 1



Figure 32 : Processus de rupture de l'essai 2

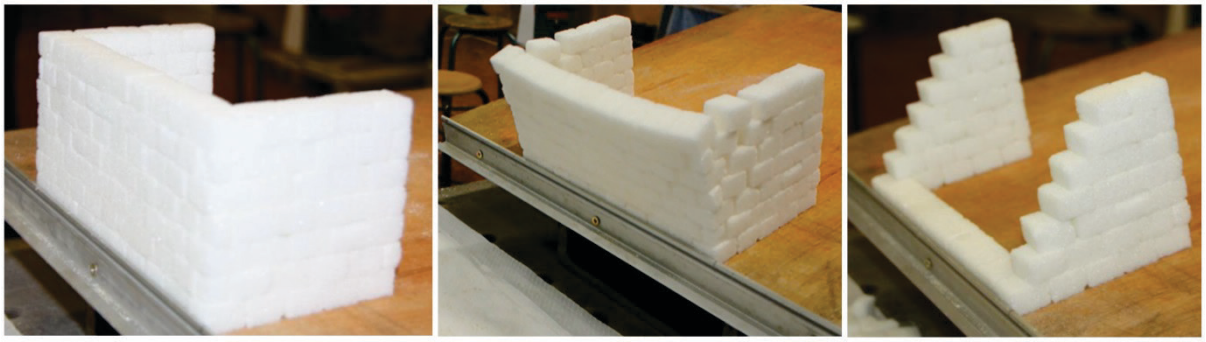


Figure 33 : Processus de rupture de l'essai 3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 34 : Processus de rupture de l'essai 4

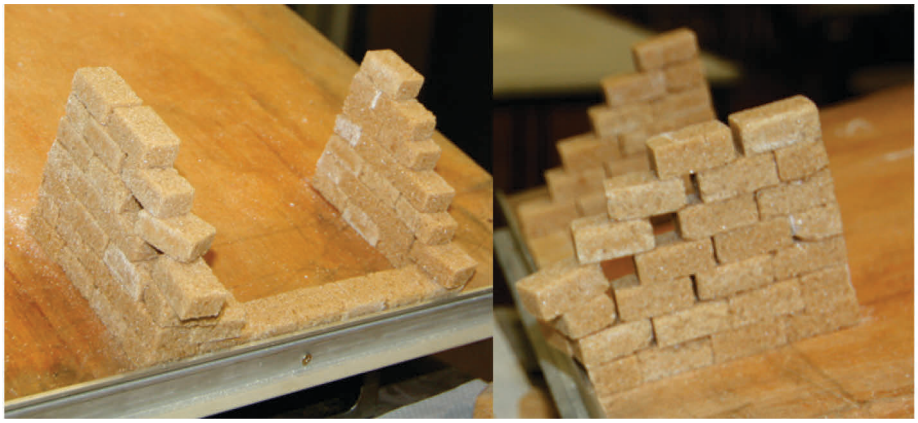


Figure 35 : Torsion des murs de refends- essai 2

3.2.1.3.3 Effet d'une toiture légère

Pour étudier l'effet de la toiture, nous considérons un essai (essai 5), où nous avons testé la même structure que dans l'essai 2, composée d'un mur principal et de deux murs de refend, où des gros blocs de sucre roux ont été utilisés. Le mur principal est sollicité hors plan en ajoutant un toit léger caractérisé par une masse de 204g. Le déroulement de l'essai est similaire aux précédents. On a observé que la rupture de la structure correspond à un angle moyen de l'ordre de 21.73°.

On constate que la présence de la toiture augmente l'angle de rupture par rapport au cas sans toiture, l'écart est de 35 %. Cependant, le mode de rupture est resté inchangé, et se caractérise par la flexion du mur principal et la torsion et le glissement des murs des refends. L'augmentation de l'angle de rupture peut s'expliquer de la manière suivante : la présence de la toiture renforce la liaison entre le mur principal et les deux murs de refends qui travaillent ensemble face à la sollicitation imposée par la structure, et par conséquent la résistance de la structure augmente.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

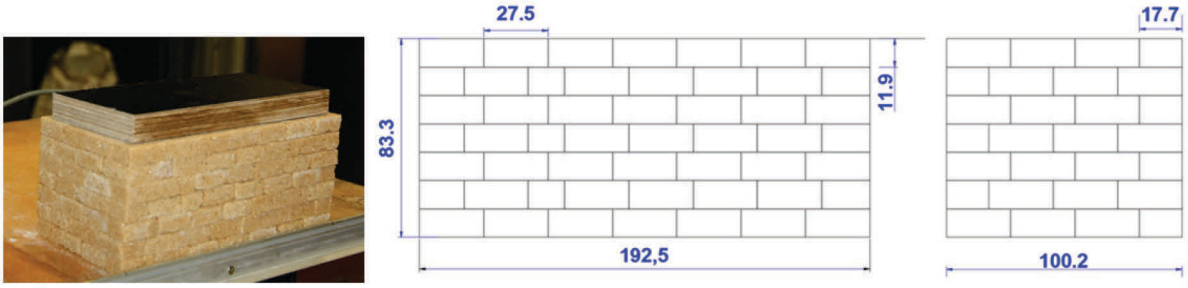


Figure 36 : Essai 5 - Mur principal et deux murs de refends - sucre de type 2



Figure 37 : Mode de rupture – Essai 5

Essai	Angle de la rupture (°)	Moyenne (°)	Accélérations maximales (g)
5	21.56	21.73	0.370
	21.9		

Tableau 11 : Angles de ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 5

3.2.1.4 Essai type 2 : Maison sous chargement hors plan

3.2.1.4.1 Maison sans ouverture :

3.2.1.4.1.1 Description de la structure

Dans cet essai, on considère une structure rectangulaire sans toiture constituée de 4 murs, les dimensions sont de 191.8x118.6mm. Comme précédemment, l'essai est réalisé deux fois en utilisant uniquement des blocs de sucre de type 2.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

3.2.1.4.1.2 Résultats éxperimentaux

Les angles de rupture sont résumés dans le Tableau 12 . On note que l'angle critique obtenu pour le mur amont est plus petit que celui du mur aval, l'écart est de l'ordre de 27%.

essai	Angle de la rupture du mur amont (°)	Moyenne (°)	Angle de la rupture du mur aval (°)	Moyenne (°)
6	14.8	14.3	21.8	21.9
	13.8		22	

Tableau 12 : Angles de ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 6

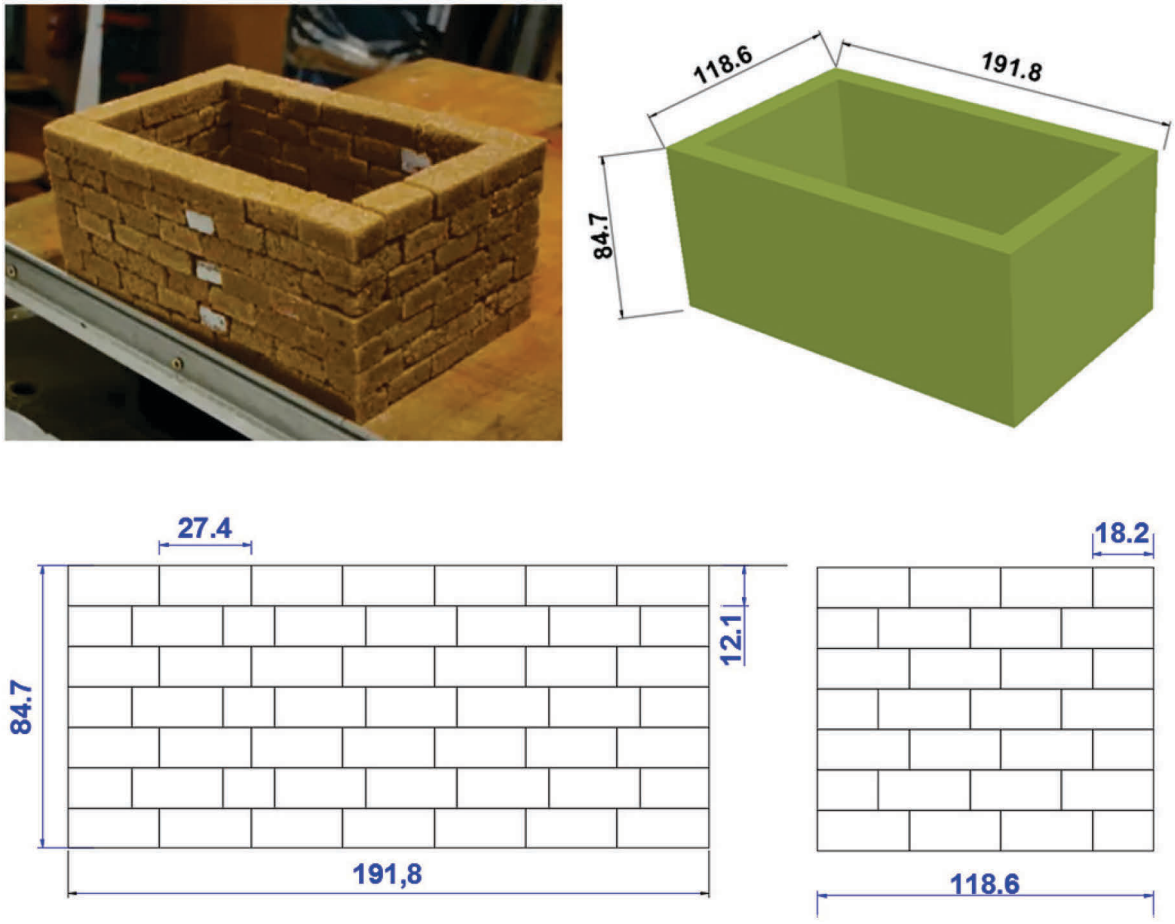


Figure 38 : Essai 6 – maison de quatre murs (blocs type 2)

Au début de la ruine, le mode de rupture a eu lieu sous l'effet de la flexion du mur principal amont et des glissements dans les murs de refends (voir Figure 39). Ensuite, la flexion du mur principal a entraîné directement la ruine (voir Figure 40). La résistance du mur aval est plus importante vu que les deux murs de refends ont continué à travailler en torsion avec le mur

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

aval. On peut conclure que, dans le cas d'un chargement dynamique, le comportement des murs principaux va être différent en fonction de la direction de sollicitation.



Figure 39 : Processus de rupture de l'essai 6 – rupture mur amont

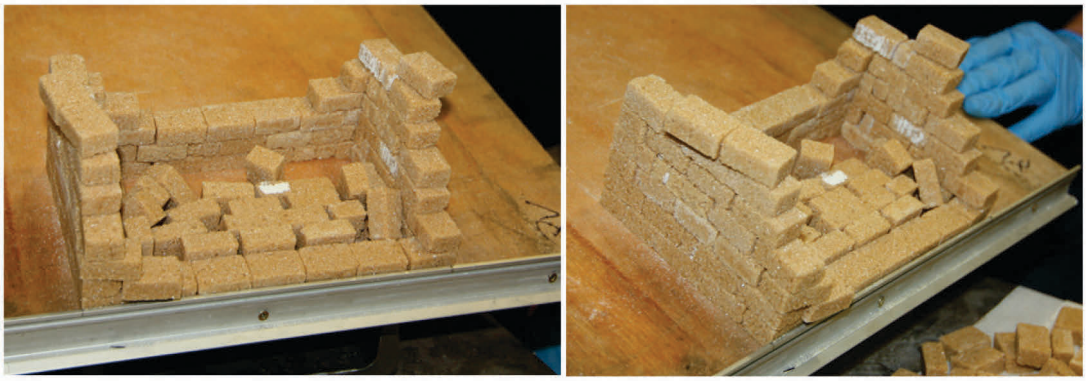


Figure 40 : Processus de rupture de l'essai 6 – rupture mur aval

3.2.1.4.2 Maison avec ouverture

3.2.1.4.2.1 Description de la structure

Dans cet essai, nous testons une structure complète présentée à la Figure 42 caractérisée par les dimensions 192.5x83.3x100.2 mm avec une ouverture de dimensions 54 mm x 36.3mm. La surface de l'ouverture représente approximativement 12% de la surface totale du mur principal. Les blocs utilisés sont de type 1 dont les caractéristiques ont été décrites précédemment. Les blocs de sucre au-dessus de l'ouverture sont bien liés entre eux afin de jouer le rôle du linteau comme le montre la Figure 41.

3.2.1.4.2.2 Résultats expérimentaux

La Figure 41 illustre les résultats expérimentaux obtenus. On observe, dans ce cas, un mode de rupture différent par rapport aux précédents cas, caractérisé par un basculement instantané des deux murs. Dans ce cas, il est difficile de distinguer les angles de rupture de chaque mur (mur aval et mur amont), on parlera ainsi d'un angle de rupture de la structure globale. En effet, l'ouverture a diminué la rigidité totale de la structure qui a entrainé une rupture prématurée avec un angle moyen de 14.8° (Tableau 13) inférieur à celui de l'essai 6 qui correspond au cas d'une structure sans ouverture avec un écart relatif de 32%.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 41 : Blocs de sucre collés au-dessus de l'ouverture – essai 7

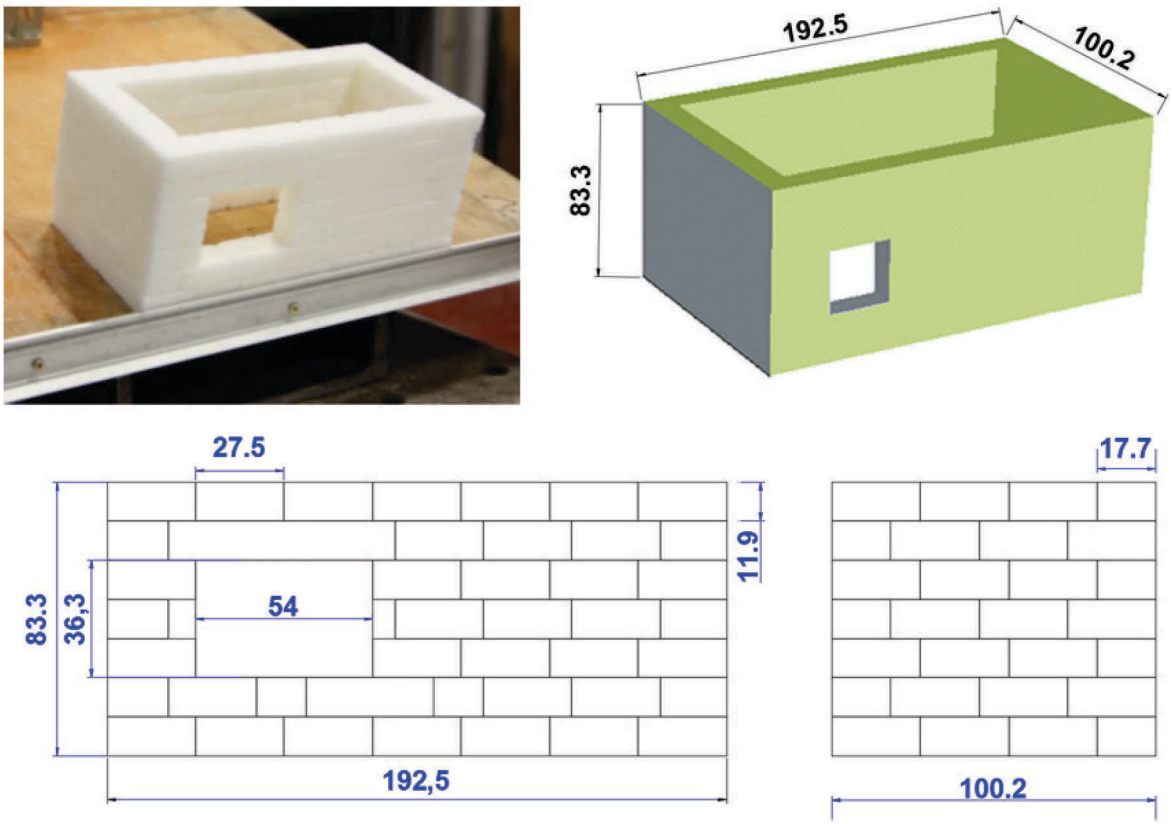


Figure 42 : Essai 7 – maison de quatre murs avec une ouverture (blocs type 2)

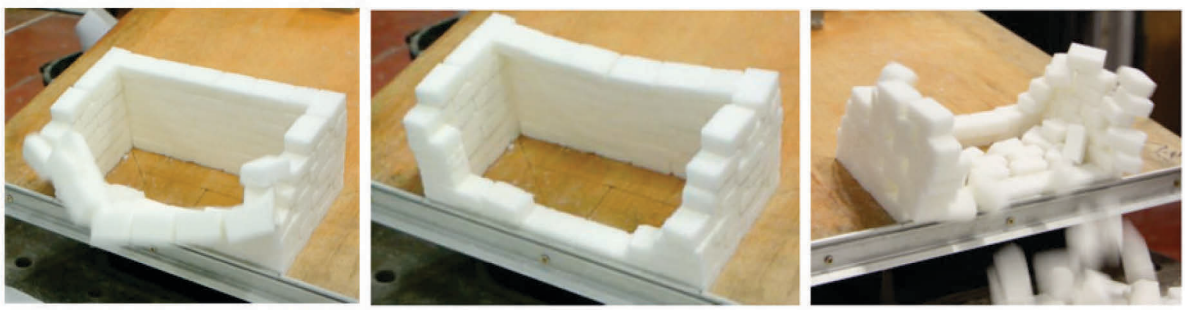


Figure 43 : Processus de rupture de l'essai 7

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Essai	Angle de la rupture	Moyenne (°)	Accélération maximale (g)
7	15.09	14.845	0.256
	14.6		

Tableau 13 : Angles de ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 7

3.2.2 Essais sur des murs en briques

Dans ce type d'essais, on teste des structures avec une géométrie plus représentative qu'on décrira dans la suite. L'étude est similaire à celles des deux premiers essais menés sur les murs en sucre. Deux essais sur deux différents murs ont été réalisés qu'on nomme essai 8 et essai 9. Dans le premier, on étudie le comportement d'un mur classique caractérisé par un agencement traditionnel des briques alors que dans le deuxième, on analyse l'effet de l'imbrication des briques.

3.2.2.1 Description du banc d'essai

Le dispositif expérimental comme le montre la Figure 44 est constitué d'un socle métallique rigide articulé à une de ses extrémités. Son inclinaison peut être modifiée à l'aide d'une manivelle actionnée manuellement par un opérateur. Le mur de maçonnerie en joints secs est disposé sur un socle métallique qui est initialement en position horizontale (angle d'inclinaison de 0°). Une butée vient bloquer le déplacement horizontal de la première rangée de blocs. Un inclinomètre est fixé au plan inclinable qui permet de relever de façon précise l'évolution de l'angle d'inclinaison en fonction du temps, ce qui permet de quantifier les angles associés à l'apparition de ruptures locales et à la ruine globale de la structure. L'évolution de l'essai est filmée avec une caméra afin de visualiser les modes de ruptures.

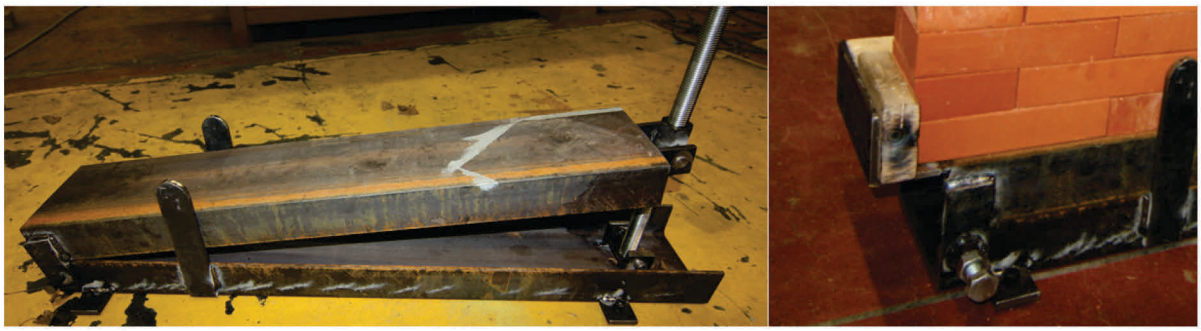


Figure 44 : A gauche : le socle métallique, A droit : butée bloquant le déplacement horizontal de la première rangée de blocs

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

3.2.2.2 Caractéristiques mécaniques

Dans une étape préliminaire qui précède les essais sur les deux murs, un certain nombre d'essais ont été menés pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des blocs utilisés, ainsi que l'angle de frottement entre les briques.

3.2.2.2.1 Caractéristiques des briques en béton

L'unité principale utilisée pour construire ce mur est la brique en béton dont les dimensions sont de 220x105x50 mm et d'une masse volumique de 2200 Kg/m3.

3.2.2.2.2 Détermination de l'angle de frottement entre les briques

Afin de mesurer l'angle de frottement entre les briques en béton, les mêmes procédures ont été adoptées que dans le cas des morceaux de sucre. Deux briques en béton superposées sont positionnées sur la table inclinable comme dans la Figure 45. La brique inférieure étant calée contre la butée, le plateau est progressivement incliné jusqu'à l'observation du glissement de la brique supérieur par rapport à la brique inférieure (voir Figure 45). Après une série des essais, l'angle de frottement moyen mesuré avoisine 38.1° (voir annexe 1).

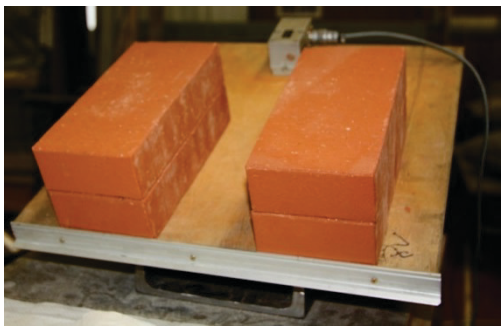


Figure 45 : Essai pour déterminer l'angle de frottement entre les briques en béton

3.2.2.3 Mur en brique avec agencement traditionnel

3.2.2.3.1 Description de la structure

La structure étudiée dans ce cas est composée d'un mur en maçonnerie simple caractérisé par les dimensions 950x600x105 mm et un agencement traditionnel entre les briques comme l'illustre la Figure 46. L'angle d'inclinaison du socle métallique sera progressivement augmenté de façon quasi-statique jusqu'à l'observation de la rupture.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

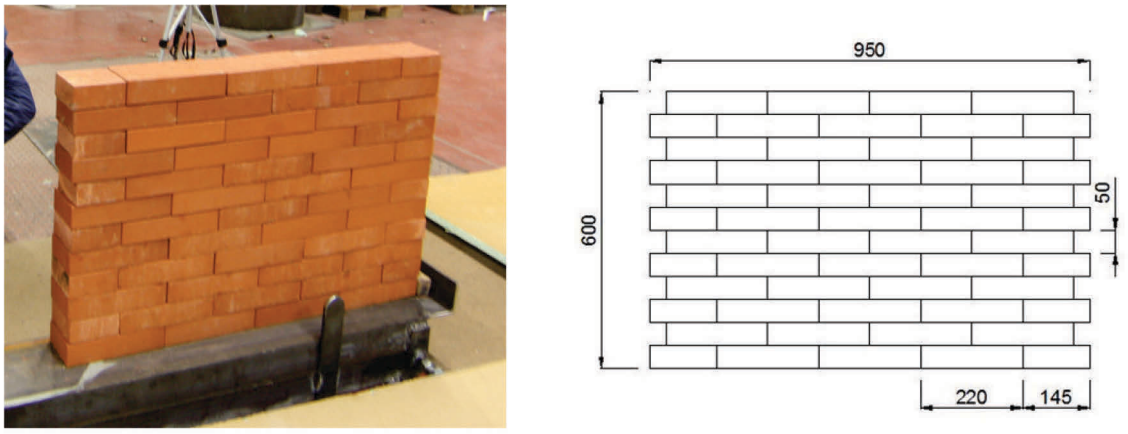


Figure 46 : Essai 8 – mur en briques en béton

3.2.2.3.2 Résultats des essais

L'essai a été répété deux fois, les angles de ruine pour les deux tests sont montrés dans le Tableau 14 ci-dessus :

Essai	Angle de la rupture (°)	Moyenne (°)	Accélération maximale (g)
8	35.9	36.5	0.595
	37.1		

Tableau 14 : Angles de ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 8

Dans cet essai le mur est sollicité principalement dans son plan, on constate que le mode de rupture observé expérimentalement s'est produit principalement sous l'effet de cisaillement et le glissement entre les blocs (voir Figure 47).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

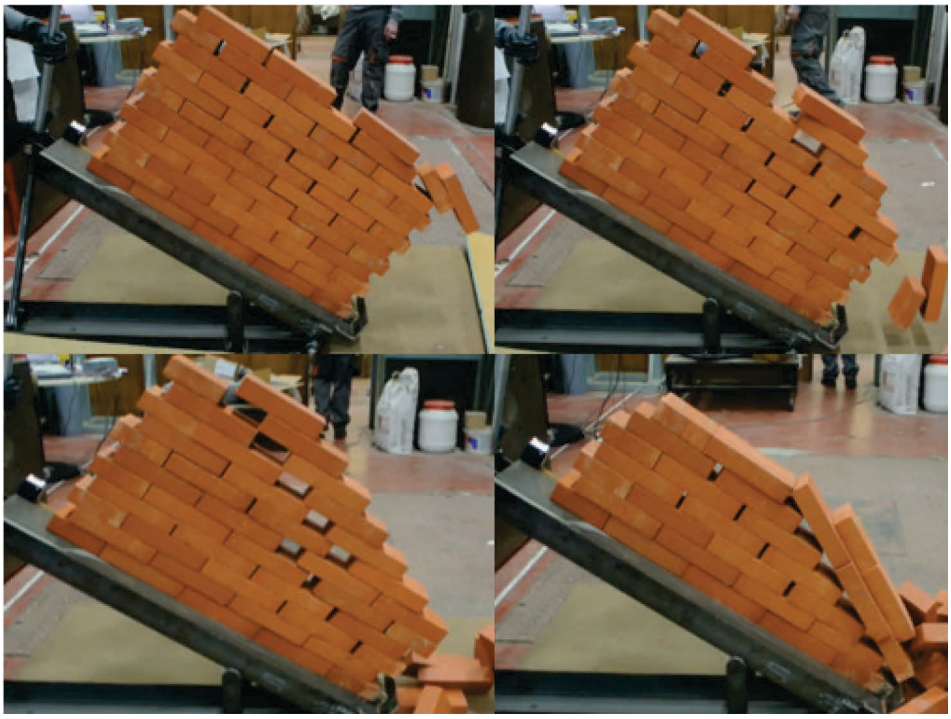


Figure 47 : Processus de rupture de l'essai 8

3.2.2.4 Mur en brique avec imbrication

3.2.2.4.1 Description de la structure

Les dimensions du deuxième mur sont de 945x570x105 mm, les briques en béton utilisées précédemment ont été collées avec un mortier afin de constituer des blocs plus gros, de tailles et de formes variables comme cela est visible sur la Figure 48, le but est d'étudier l'effet de l'imbrication des briques. Les détails et les dimensions pour chaque assemblage des briques sont présentés dans l'annexe 2.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

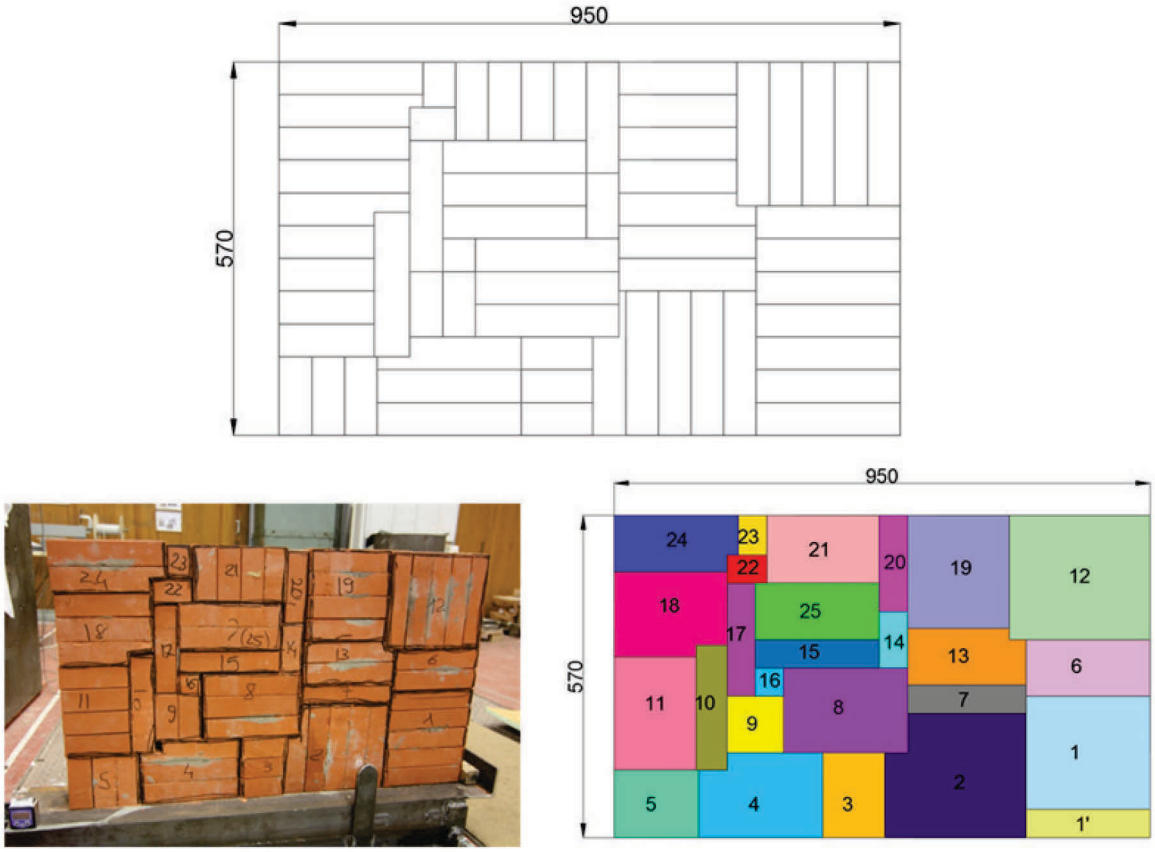


Figure 48 : Mur en briques – Essai 9

3.2.2.4.2 Résultats de l'essai

Les observations expérimentales nous indiquent que la rupture du mur s'est produite, par deux formes. Au début la rupture s'est produite par le basculement des assemblages des blocs pour une inclinaison de 25.7° (voir Tableau 15). En fait chaque assemblage travaille comme un seul bloc, quand le pourcentage L/H est assez petit pour l'assemblage, l'angle critique de basculement est atteint avant l'angle critique de frottement. La deuxième partie du mur s'est ruinée vers un angle de 30.8° par cisaillement et le glissement entre blocs (Figure 48). La troisième partie du mur, ou les blocs sont imbriqués entre eux, est restée jusqu'à un angle de 50° (l'angle maximal de l'inclinaison du socle métallique).

Essai	Angle de la rupture (°)	Accélération maximale (g)
9	25.7	0.434

Tableau 15 : Angles des ruptures et accélération expérimentales maximales de l'essai 8

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

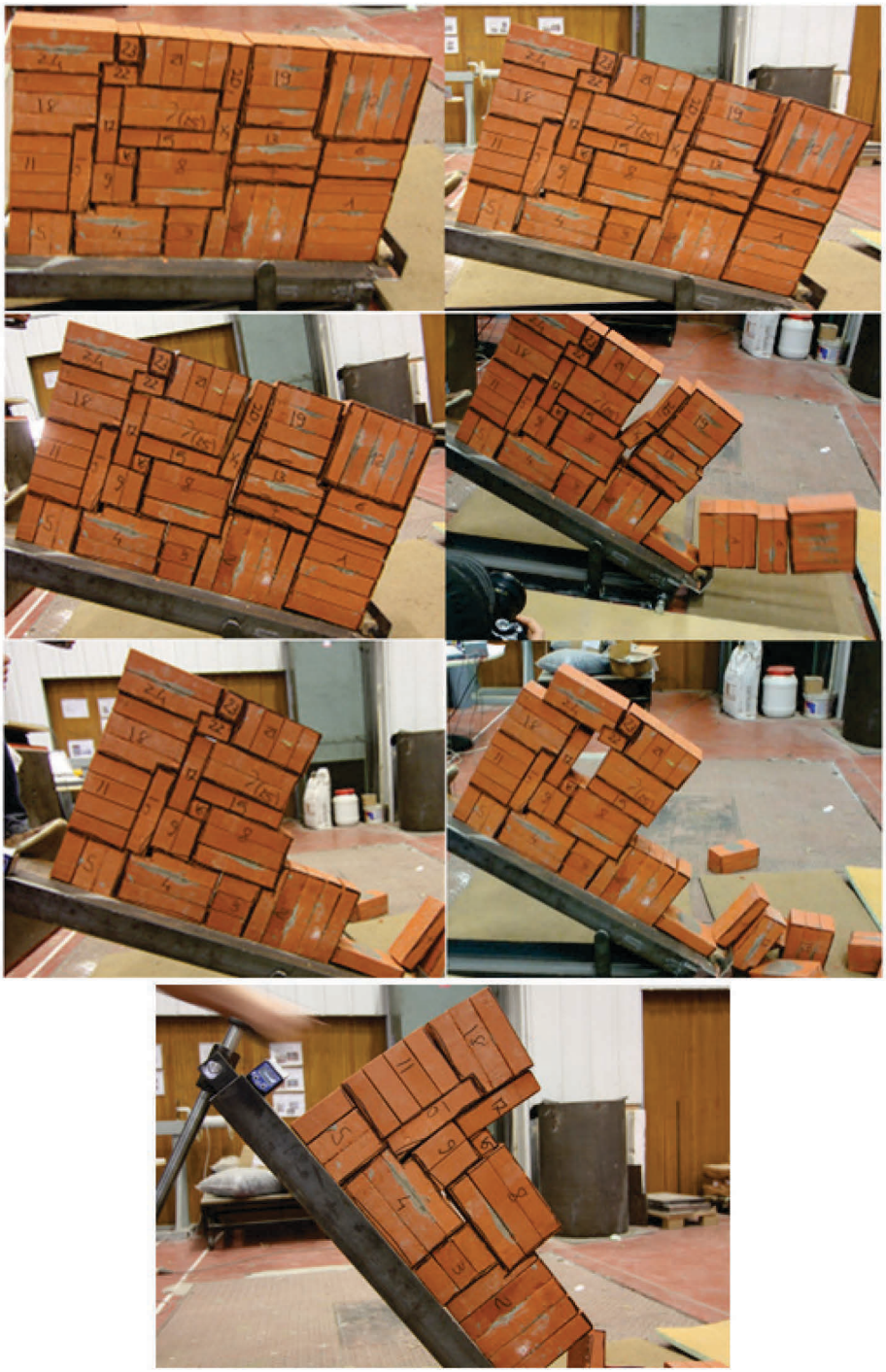


Figure 49 : Processus de rupture de l'essai 9

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

3.3 Modélisations numériques

Dans cette partie, on présente les résultats numériques pour les différents essais abordés précédemment. La modélisation numérique est réalisée par la méthode des éléments distincts (code 3DEC). La comparaison entres les résultats expérimentaux et numériques nous permettra de conclure sur la pertinence et les limites de la méthode des éléments distincts pour ce type de modélisation. La comparaison concernera les angles correspondants à la ruine et les modes de rupture.

3.3.1 Validation numérique de l'essai type 1 : Mur Principal avec deux murs de refend

3.3.1.1 Description du model

Le modèle numérique se compose d'une table inclinable et de la structure à tester (Figure 50). La table est divisée en deux parties : un support fixe par rapport à toutes les directions, représenté par la région 1 sur la Figure 50, puis une plaque nommée région 2 qui peut effectuer uniquement une rotation autour de l'axe z dans le plan xy. Vu que la rotation ne peut pas être imposée directement sur le logiciel 3DEC, on ajoutera une barre, nommée région 3, en contact avec la plaque (région 2) qui peut se translater uniquement selon l'axe y et par conséquent faire tourner la plaque. Cette chaine de mouvements entrainera, bien évidemment, la rotation de la structure. L'ensemble des éléments constituant le modèle se comporte comme des corps rigides non déformables car, premièrement, on a constaté qu'un modèle déformable par rapport à la structure ne change pas de façon significative les résultats, puis l'application d'une rotation uniforme au niveau de la base de la structure est une tâche assez délicate et difficile à mettre en œuvre sur le logiciel 3DEC.

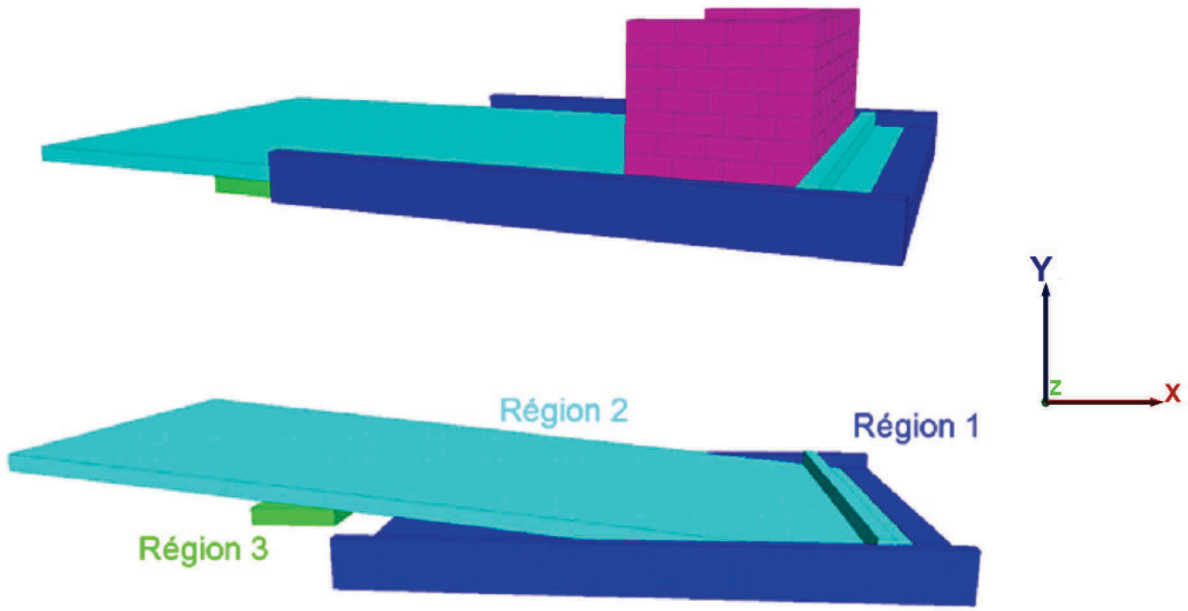


Figure 50 : Modèle numérique 3DEC de l'essai type 1

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Les caractéristiques mécaniques des blocs en sucre et des interfaces dans le modèle numérique sont choisies à partir des essais expérimentaux présentés dans la section précédente qui ont permis à déterminer les angles de frottement entre les blocs de sucre et le plan inclinable. Les valeurs moyennes obtenues sont alors adoptées dans la modélisation, en incluant les caractéristiques mécaniques du matériau bois. Les valeurs de la cohésion et de la résistance à la traction à l'interface sont nulles, ainsi que les valeurs de la rigidité normale et tangentielle sont faibles à l'interface afin de simuler les joints secs. Dans la modélisation de l'essai 4, où deux types de blocs avec deux différents angles de frottement à l'interface ont été utilisés, la valeur moyenne des deux angles de frottement a été adoptée.

3.3.1.2 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux

La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour les angles critiques, dans le cas des essais composés d'un mur principale et des deux murs des refends, est présentée dans le Tableau 16.

Essai	Configuration	Angle critique expérimental (moyenne) (°)	Angle critique modélisation (°)	écart (%)
1	mur principal avec deux murs de refends /blocs type 1	14.54	15.9	8,55
2	mur principal avec deux murs de refends /blocs type 2	13.95	15.5	10,00
3	mur principal avec deux murs de refends /blocs type 3	11.35	12.9	12,02
4	mur principal avec deux murs de refends /blocs type 2 et 3	11.92	14.5	17,79
5	mur principal avec deux murs de refends, présence d'un toit léger /blocs type 2	21.73	23	5,52

Tableau 16 : les angles de la ruine expérimentale et numérique - essai type 1

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

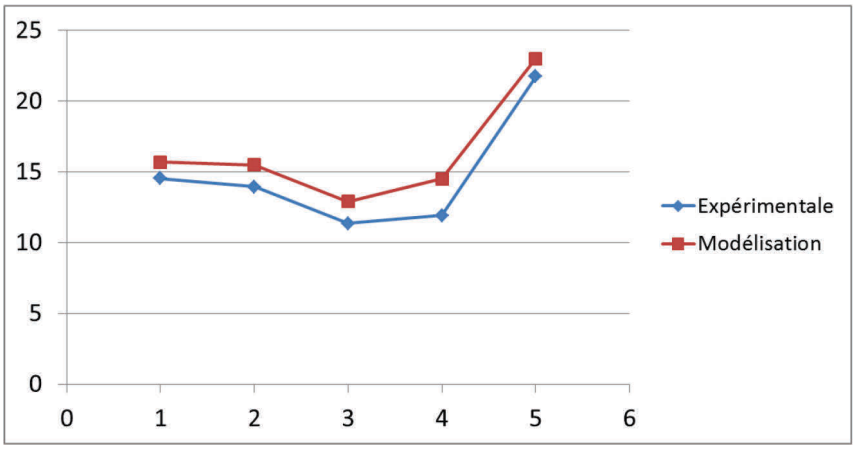


Figure 51 : Comparaison entre les angles de la ruine expérimentale et numérique - essai type 1

Un écart plus ou moins important entre les résultats numériques et expérimentaux est constaté. Cependant, quelques conclusions peuvent être tirées : les angles de la rupture numériques sont supérieurs à ceux obtenus expérimentalement. Ce décalage peut s'expliquer par l'effet de l'aspect hétérogène du milieu qui n'est pas pris en compte dans le calcul numérique : comme nous l'avons indiqué auparavant, les caractéristiques mécaniques des interfaces, introduites dans le code 3dec, correspondent à la valeur moyenne calculée à la base des essais expérimentaux. On rappelle qu'une seule valeur de l'angle de frottement entre les blocs a été adoptée, qui est la valeur moyenne même si les faces extérieures sont en contact avec des blocs de type différent. On constate également que l'écart maximal est obtenu dans l'essai 4, où deux différents types de blocs ont été utilisés.

Le Figures 52, 53 ,54 et 55 illustrent une comparaison entre les modes de ruptures expérimentales et numériques. On remarque que les résultats sont en bon accord. Les modes de rupture obtenus numériquement sont proches de ceux obtenus par les essais expérimentalement.

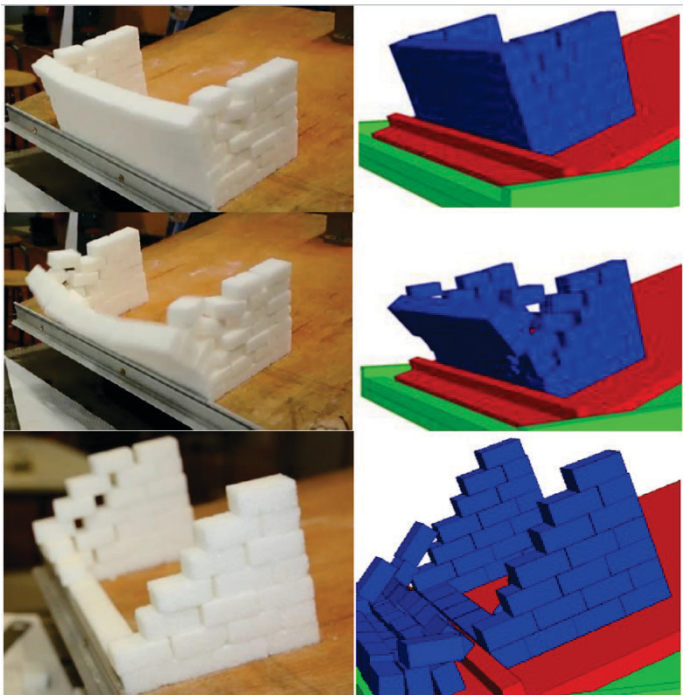


Figure 52 : Comparaison entre les processus de la rupture expérimentale et numériques –Essai 1

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

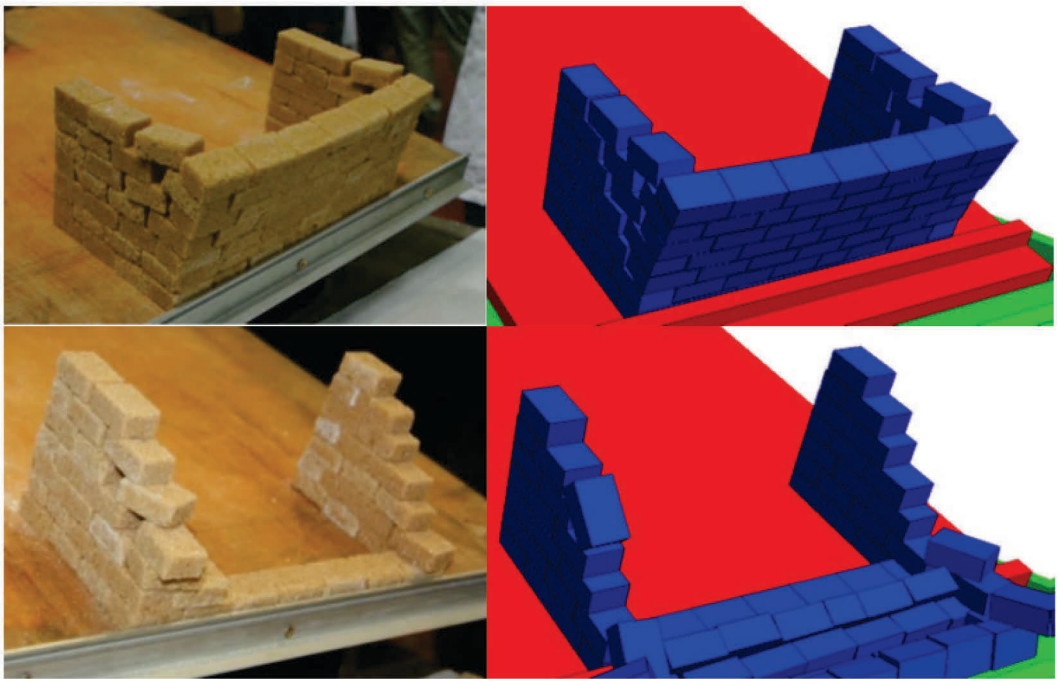


Figure 53 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 2

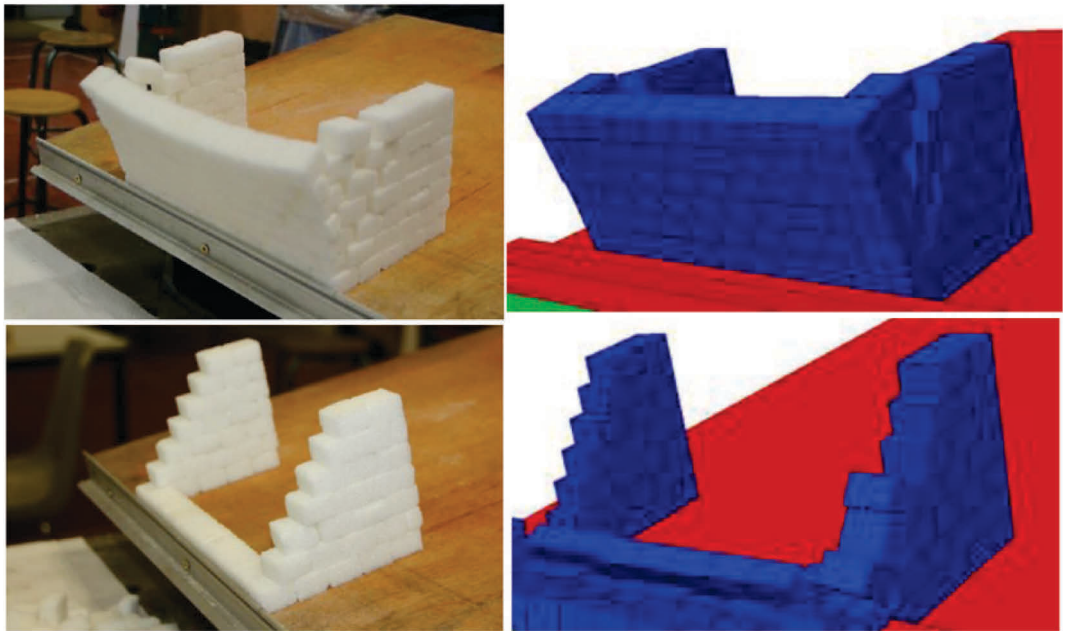


Figure 54 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

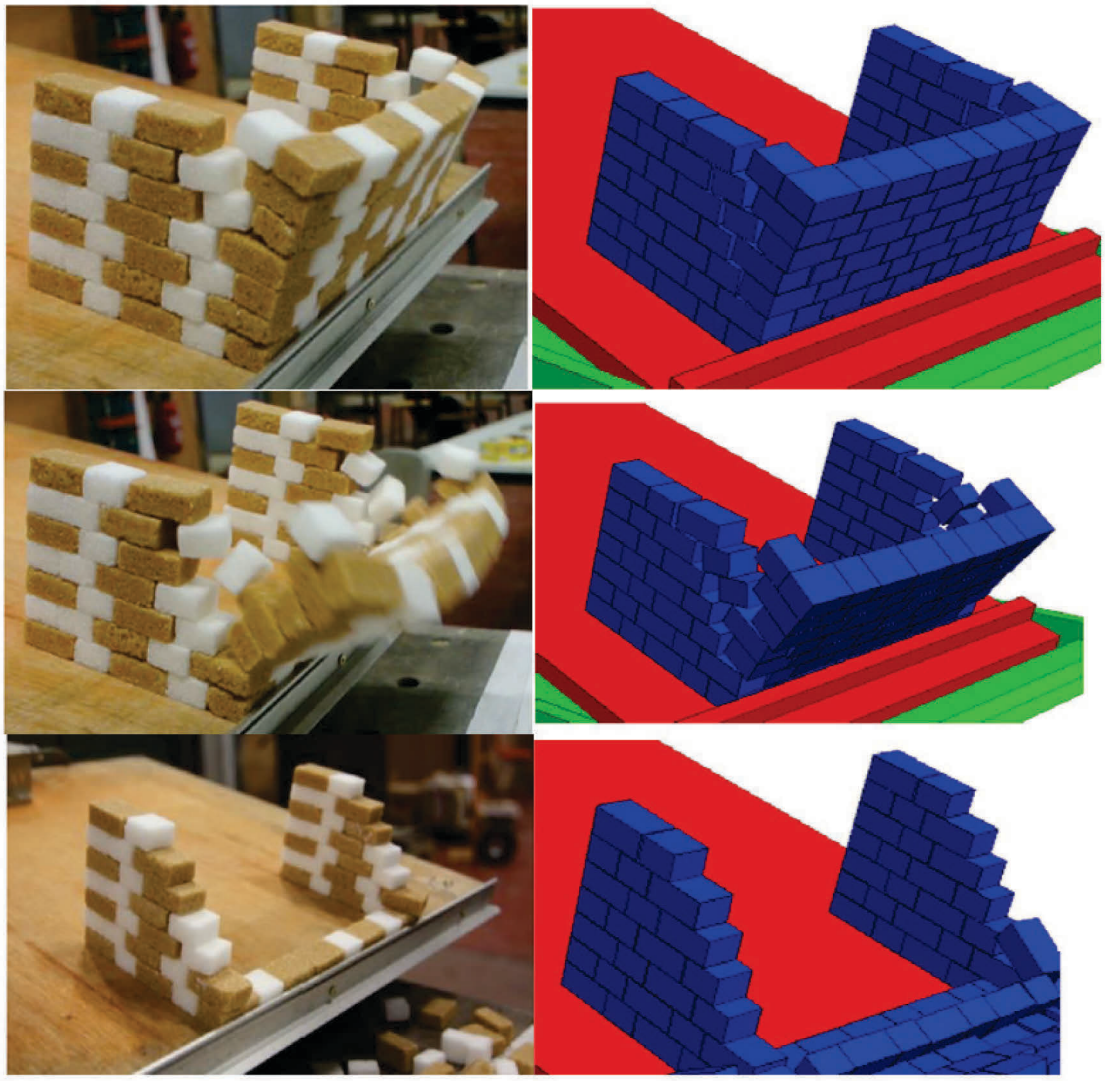


Figure 55 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques –Essai 4

3.3.1.3 Validation numérique de l'essai type 2 : Maison à quatre murs

3.3.1.3.1 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Le modèle numérique se compose d'une table inclinable et d'une structure représentant une maison. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques concernant l'essai type maison composée des quatre murs, avec et sans ouverture, est présentée dans le Tableau 17. La même conclusion peut être tirée que dans le cas précédent : les angles de la rupture obtenus numériquement sont plus importants que les angles de rupture obtenus expérimentalement.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Essai	Configuration	Angle critique expérimental (moyen) – mur amont / mur aval	Angle critique numérique mur amont / mur aval
6	(Maison sans ouverture – blocs type 2)	14.3/21.9	16/23
7	(Maison avec ouverture – blocs type 1)	14.85	16.5/16.5

Tableau 17 : Angles de ruine expérimentale et numérique

En outre, on a constaté que la rupture des deux murs principaux s'est produite au même instant donc avec le même angle. La même observation a été indiquée dans les conclusions expérimentales concernant l'essai 7 (maison avec ouverture). Ce qui permet de conclure quant à la pertinence du modèle numérique.

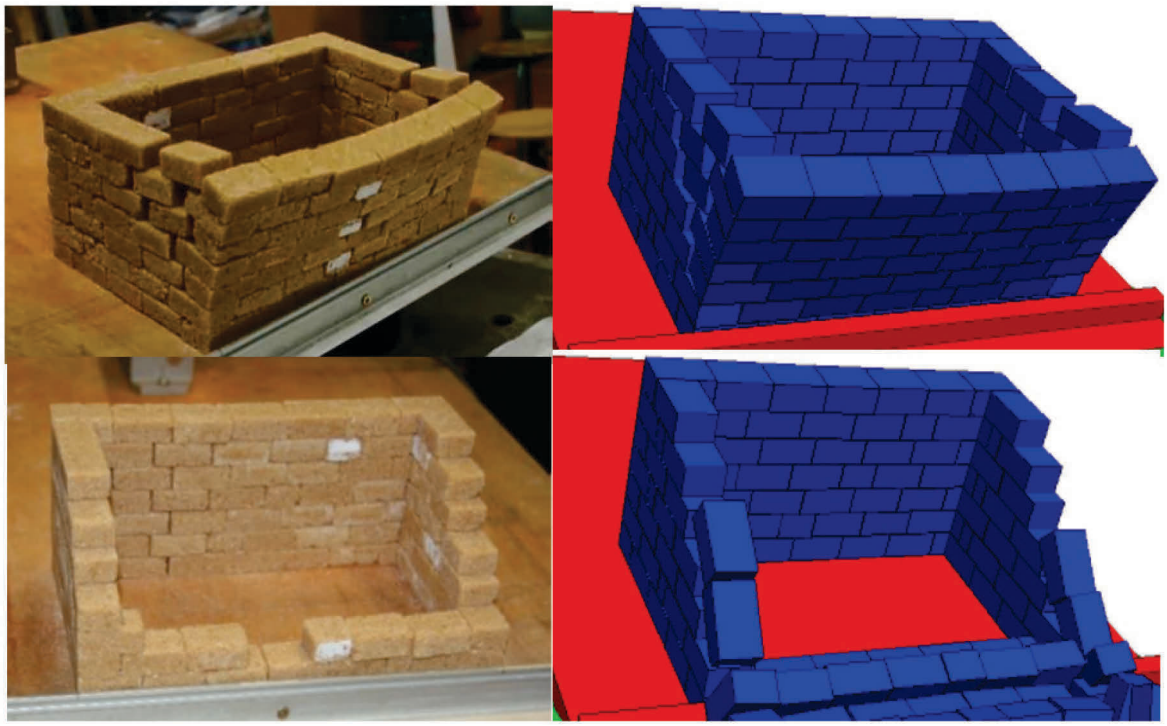


Figure 56 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques–Essai 6

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

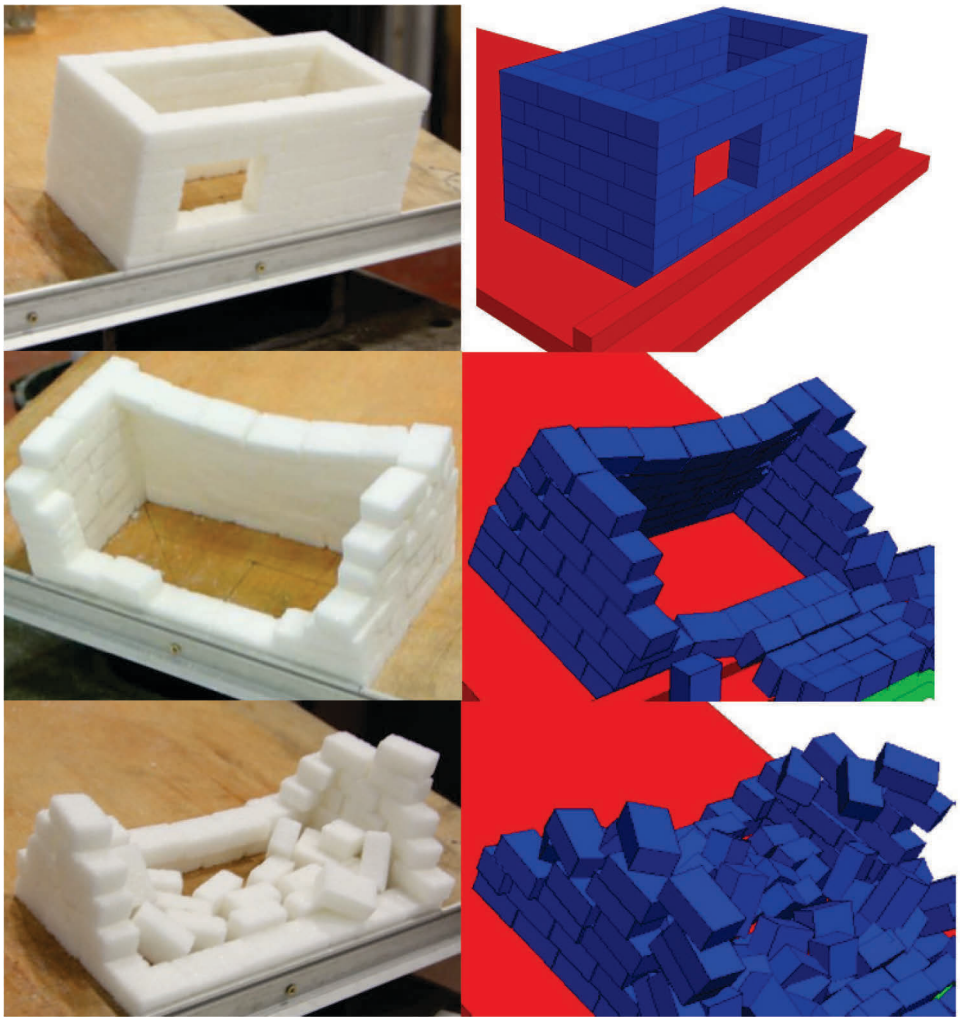


Figure 57 : Comparaison entre les processus de ruptures expérimentales et numériques–Essai 7

3.3.1.4 Validation numérique de l'essai type 2 : Mur en briques à l'échelle

3.3.1.4.1 Description de model 3DEC

Le modèle numérique reste presque inchangé et se compose du socle métallique et du mur à étudier comme l'illustre la Figure 58. Le socle métallique se compose de deux parties : la première, dite région 1, joue le rôle d'un support fixe puis une partie, dite région 2, qui peut effectuer une rotation dans le plan xy selon l'axe z. La même technique est utilisée dans ce cas, on impose un déplacement vertical à travers une barre dite région 3 qui entraine la rotation de l'ensemble composé de la plaque (région 2) et le mur.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

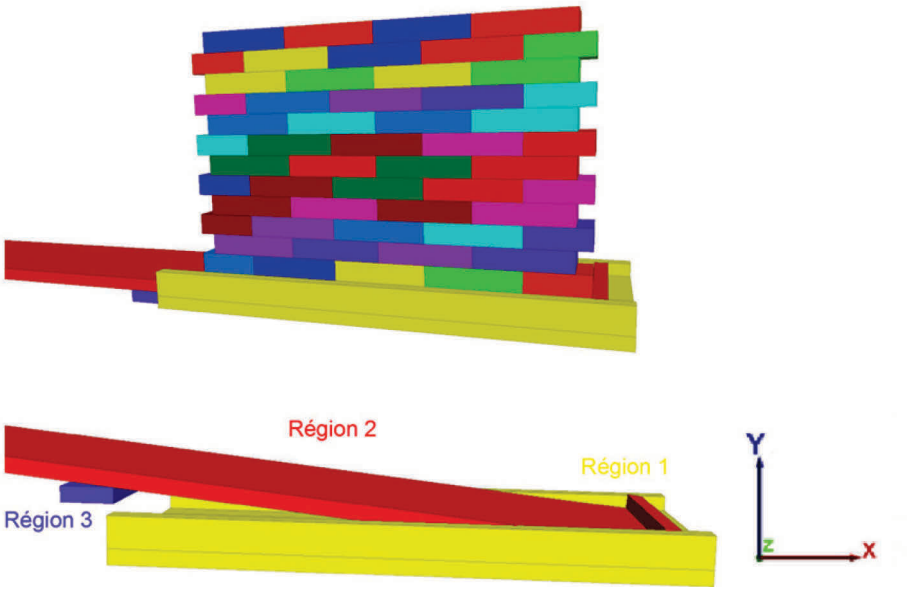


Figure 58 : Modèle numérique 3DEC de l'essai type 3 – Mur en briques avec agencement traditionnelle

Les caractéristiques des blocs ont été déterminées expérimentalement à l'aide des essais qu'on a abordés dans la partie traitant les résultats expérimentaux. Les blocs sont des briques de dimensions (220 mm x 105 mm x 50 mm). Leur densité 2200 KG / m3, l'angle de frottement moyen entre les blocs est de 38 °, l'angle de frottement entre le bloc et le socle métallique est fixé à 38.5 °, des valeurs nulles de la cohésion et l'angle de la traction, ainsi que de faibles valeurs de la rigidité normale et tangentielle au niveau des interfaces sont choisies afin de simuler le comportement d'un joint sec.

3.3.1.4.2 Comparaison entre les résultants numériques et les résultants expérimentaux

3.3.1.4.2.1 Mur en brique avec un agencement traditionnel des briques

Le Tableau 18 présente les angles de rupture obtenus numériquement et expérimentalement. On constate également que la modélisation numérique fournit des valeurs d'angle de rupture plus grandes que celles des angles de rupture expérimentales. Cependant, l'écart reste moyennement faible autour de 3 %, beaucoup moins important que celui constaté pour les essais sur les structures avec blocs de sucre.

Essai	Angle de rupture expérimental	Angle de rupture numérique	écart %
8	36,5	37.2	1,88
9	25,7	26.5	3.02

Tableau 18 : Angles traduisant la ruine : Essais et calculs numériques (essai type 3)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

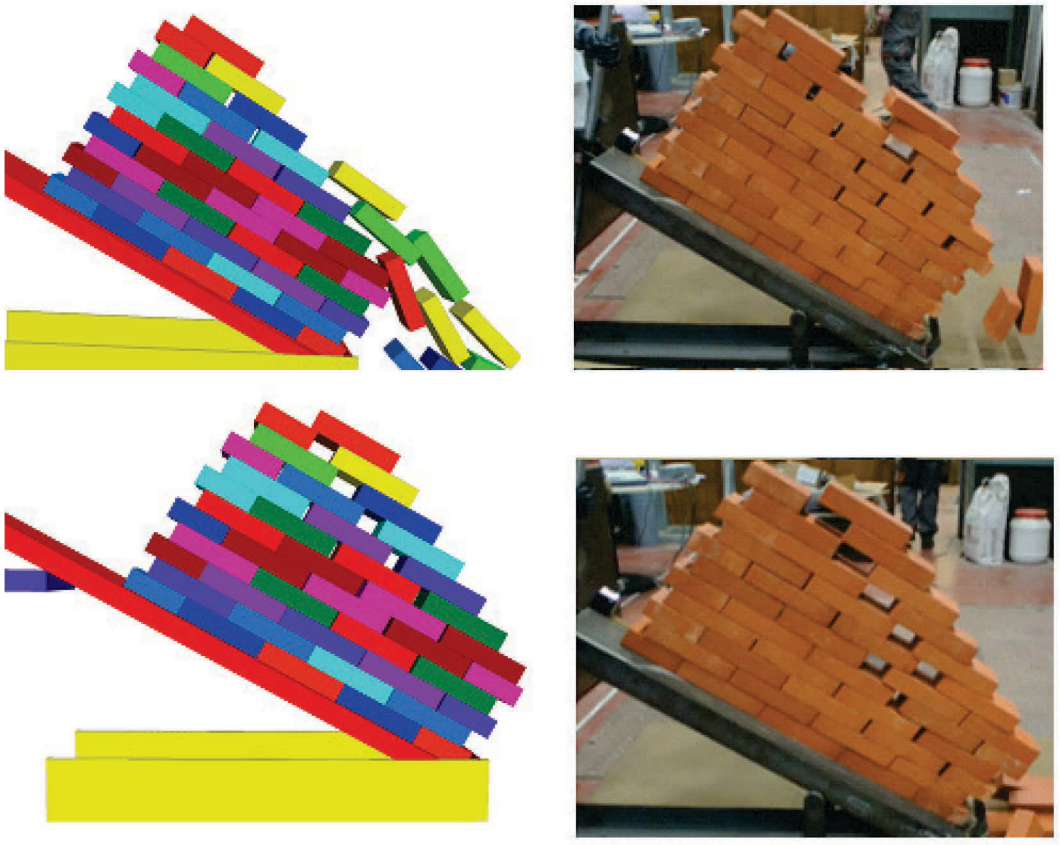


Figure 59 : Comparaison entre les processus expérimental (à droite) et numériques (à gauche) de la rupture – Essai 8

La comparaison des modes de rupture sur la Figure 59 montre que les résultats numériques et expérimentaux sont assez similaires. Sur l'essai 8 mené sur un mur en briques avec un agencement traditionnel, on trouve bien le mode de rupture produit par les glissements et les cisaillements entre les blocs.

De même, on constate les deux modes de rupture sur l'essai 9 (Figure 60) : tout d'abord par un basculement de l'ensemble des blocs puis par le glissement entre les blocs. Les modes de rupture, expérimentale et numérique, sont jugés proches et les résultats sont globalement satisfaisants.

3.4 Conclusion

Deux types d'essais ont été menés, la première porte sur le comportement des modèles réduits, où l'unité principale est des blocs en sucre, qui subissent une rotation sur un plan inclinable, le deuxième type concerne des murs en briques à l'échelle réelle. Les modes des ruptures obtenus sont en bon accord avec les résultats de la littérature. L'analyse des configurations avec un mur principal et deux murs de refend, nous a montré que le mécanisme de rupture est gouverné essentiellement par la flexion du mur principal. Cependant une interaction entre le mur principal et les deux murs de refend, traduit par une torsion dans la zone de liaison, a été remarqué, Cela nous montre l'importance de prendre l'effet des conditions aux limites en compte. Dans le cas du mur en blocs de briques, nous avons noté

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

une amélioration de la résistance de la partie du mur ou un pattern d'imbrication est utilisé. Des modélisations numériques par les éléments discrets sont réalisées afin d'évaluer la pertinence de cette méthode dans ces cas de configurations. La comparaison a été réalisée au niveau de deux points : premièrement, le mode de rupture puis l'angle correspondant à la ruine de la structure. Les résultats obtenus par la MED sont assez proches des résultats obtenus expérimentalement au niveau du mode de rupture. Quant aux angles critiques de rupture, un écart plus ou moins important a été noté entre la modélisation et les essais expérimentaux. En revanche, on a constaté pour les deux types d'essais que : les angles de rupture numériques sont plus élevés que ceux expérimentaux. Cet écart est plus important dans le premier type d'essais concernant les structures en blocs de sucre, cela peut être expliqué par l'hétérogénéité des propriétés mécaniques qui n'était pas prise en compte. Cependant, on a noté que l'écart est bien moins important et même négligeable dans le cas des essais sur des murs en briques. Les erreurs au niveau des valeurs des angles de ruptures sont moins importantes (autour de 3 %). Finalement, on conclut que la méthode des éléments distincts (MED) est une méthode pertinente et assez prometteuse pour la modélisation des structures en blocs où le contact entre les éléments est pris en compte.

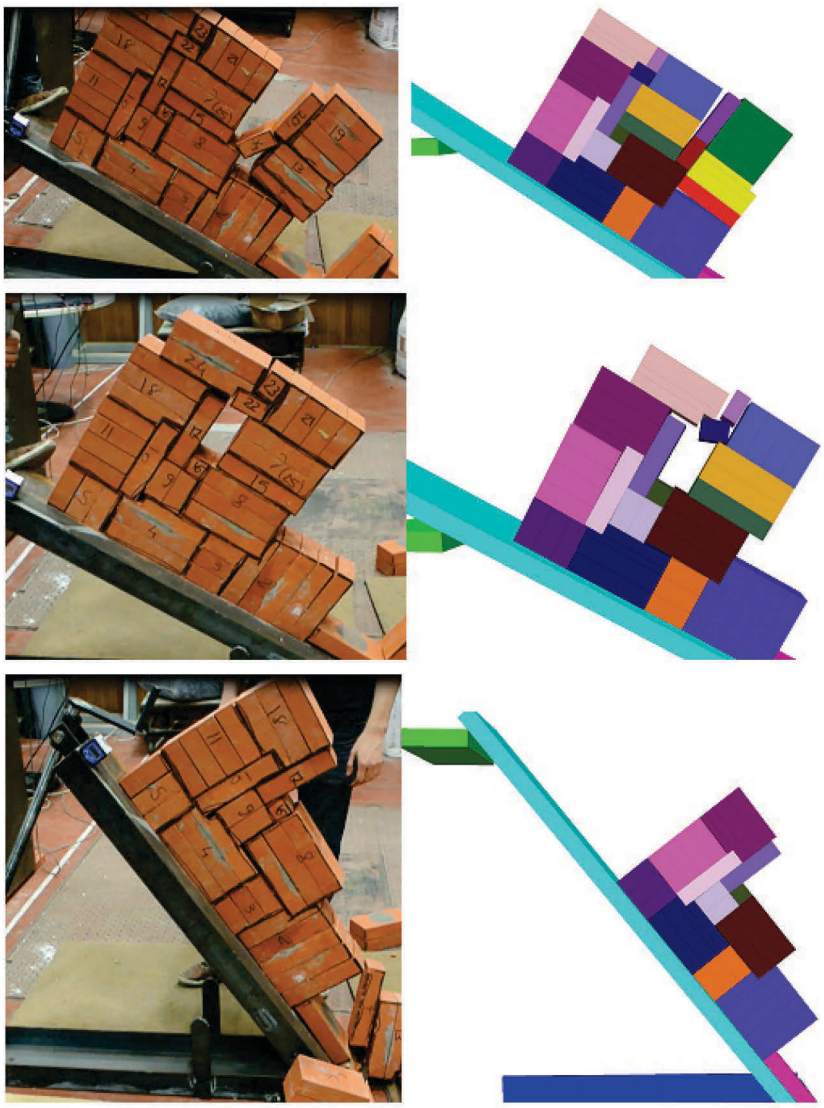


Figure 60 : Comparaison entre les processus expérimental et numérique de la rupture – Essai 9

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 4

Modélisation par la méthode des éléments distincts des murs en pisé chargés en cisaillement

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.1 Introduction

La construction d'habitation représente une part non-négligeable de la production de gaz à effets de serre. Elle représente au niveau européen plus de 40% de la consommation totale de l'énergie. La capacité à construire, rénover ou conserver les logements est une préoccupation importante et nécessaire pour assurer des conditions de vie satisfaisantes pour les générations future. Le matériau terre crue présente des caractéristiques intéressantes de ce point de vue .En effet c'est un matériau abondant, qui nécessite beaucoup moins d'énergie pour sa fabrication (très peu d'émissions de CO2), qui ne génère pas de déchets, et pour lequel on observe une excellente inertie thermique et une bonne régulation de l'humidité. Il a en outre l'avantage de pouvoir être mis en œuvre dans de nombreux pays, relativement facilement, ce qui en fait un atout dans un contexte de croissance démographique.

La terre crue est utilisée dans la construction depuis très longtemps. Ainsi, de nombreuses règles de construction, empiriques sont connues. Néanmoins, le comportement de ce matériau est très peu étudié d'un point de vue scientifique. Or il est nécessaire de comprendre parfaitement le comportement d'un matériau pour développer son utilisation à grande échelle (développer des processus de mise en œuvre efficaces, mettre en place des normes de sécurité…).

Dans ce contexte, le but de cette partie est dans un premier temps de faire un état des lieux des connaissances actuelles sur le matériau terre crue. Dans un deuxième temps, l'objectif est de répondre à la question : « les murs en terre résistent-t-ils au cisaillement ? ». L'enjeu principal de cette question est d'évaluer la capacité d'un bâtiment construit en terre crue à résister à des sollicitations horizontales et en particulier aux séismes. Afin d'apporter des réponses, des murs en terre crue (en pisé plus particulièrement) seront testés au cisaillement. Le matériau sera également testé à petite échelle. A la fin, des modélisations numériques avec la méthode des éléments discrets (MED) seront effectuées pour évaluer la puissance de cette méthode à simuler le comportement de ce matériau.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2 Le pisé – Etude bibliographie :

4.2.1 Introduction

Cette partie est consacrée à la présentation du matériau pisé. Dans un premier temps, on présente quelques généralités sur ce matériau, en particulier les avantages tirés de son utilisation en génie civil. Ensuite, on expose quelques résultats expérimentaux fournis par la littérature qui soulignent la complexité d'obtenir une information satisfaisante quant aux propriétés mécaniques du pisé. Finalement, on présente quelques études numériques menées par quelques auteurs qui montrent la robustesse des méthodes numériques existantes, en particulier la méthode des éléments discrets (MED) adoptée dans ce travail de thèse, à reproduire d'une part les modes de ruptures et, d'autre part, à fournir une estimation de la force ultime causant la rupture totale de la structure.

4.2.2 Le matériau pisé : généralités

Le site de Wikipédia fournit la définition suivante du pisé ("Pisé" 2016) : « *Le pisé est un système constructif en terre crue, comme la bauge ou le torchis. On le met en œuvre dans des coffrages, traditionnellement appelés banches. La terre est idéalement graveleuse et argileuse, mais on trouve souvent des constructions en pisé réalisées avec des terres fines*». On trouve également d'autres définitions du pisé, sans doute la plus connue est celle de Cointerau (Cointeraux 1791) : « *Le pisé est un procédé d'après lequel on construit les maisons avec de la terre, sans la soutenir par aucune pièce de bois, et sans la mélanger de paille ni de bourre. Il consiste à battre, lit par lit, entre des planches, à l'épaisseur des murs ordinaires, de la terre préparée à cet effet. Ainsi battue, elle se lie, prend de la consistance et forme un mélange homogène qui peut être élevé à toutes les hauteurs données pour les habitations (...)* »

Le pisé est un mode de construction à base de la terre crue adopté depuis des siècles et qui demeure répandu dans plusieurs pays au monde notamment la France et plus précisément dans la région Auvergne-Rhône-Alpes (ou Rhône-Alpes autrefois). La Figure 61 présente un exemple d'une ferme en pisé située en Isère. Les plus beaux exemples des structures en pisé se situent au sud de Yémen en Shibam (Figure 61), Surnommée la Manhattan du désert grâce à son architecture composée d'immeubles en forme de tour. Certains immeubles peuvent atteindre les 30 mètres de hauteur et disposer de 7 étages. La ville a été classée au patrimoine mondial de l'Unesco en tant que plus ancienne cité gratte-ciel du monde.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 61 : La ville de Shibam – Yémen, source Wikipédia

Le procédé de construction d'une telle structure est basé sur le tassement de la terre entre des banches faisant au moins 40 cm d'épaisseur avec des coups de pisoir. On peut même distinguer les traces des joints entre banches qui restent visibles après le démoulage. Les constructions en pisé existent également au Maroc pour la construction des Kasbah car la terre par son inertie thermique permet de se protéger des fortes chaleurs fréquentes dans la région, idem aux contreforts de l'Himalaya, en Chine, en Amérique du Sud et en Turquie. Aujourd'hui on estime que le pourcentage des constructions en terre habitées est de l'ordre de 1/4 (Jaquin 2013) alors qu'il était de 1/3 en 1982 selon Houben et Guillaud (HOUBEN and GUILLAUD 2005). La conservation des constructions en terre demande alors un entretien constant contre les agents nuisant à la durabilité : l'eau, la température, le vent,…) ((Hall and Djerbib 2004a), (Hall and Djerbib 2006a), (Hall and Djerbib 2006b)).

L'utilisation du matériau pisé dans les constructions est motivée par plusieurs raisons. Son caractère économique permet un net gain de consommation tout au long du cycle de vie d'un bâtiment allant de l'énergie de fabrication, comme l'a montrée l'étude de Morel (Morel et al. 2001), jusqu'à l'énergie de traitement des déchets après une éventuelle démolition. En effet, le recyclage est assez aisé sous l'action de l'eau, ainsi la terre recyclée peut être réutilisée ou rendue à la nature sans causer des problèmes environnementaux. Cependant, l'énergie consommée pendant la phase d'occupation reste une question ouverte malgré l'existence de certaines études ((Paul and Taylor 2008), (Venkatarama Reddy and Gupta 2005)) qui restent insuffisantes pour conclure. Outre son aspect économique et écologique, la terre possède également la propriété d'être un bon isolant acoustique (Miller and Miller 1982) et un élément de forte inertie thermique. Cette performance thermique a été rapportée dans plusieurs études basées sur la mesure de la résistance thermique comme celle de CSIRO (Friday 2000) ou encore celle de Hall et Allinson (Hall and Allinson 2009) qui ont observé que la résistance thermique ne varie pas considérablement avec la densité sèche choisie entre 1.98 et 2.12 .

Malgré les avantages cités ci-dessus la terre comme matériau est considérée comme non-standard vu qu'elle n'est pas produite selon un processus industriel (Bui et al. 2009) (Silva et al. 2013) et qu'elle est souvent fabriquée localement en utilisant le sol disponible sur le site dont les propriétés différent fortement avec le lieu. En outre, il existe peu de codes qui réglementent la construction en terre, on peut citer à titre d'exemple le code américain

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

NMRLD (NMRLD 2000) ou le code New zélandais Standards New Zealand (Standards New Zealand 1998a) (Standards New Zealand 1998b) (Standards New Zealand 1998c).



Figure 62: Ferme en pisé en Isère, région Rhône-Alpes (Source : Wikipédia)

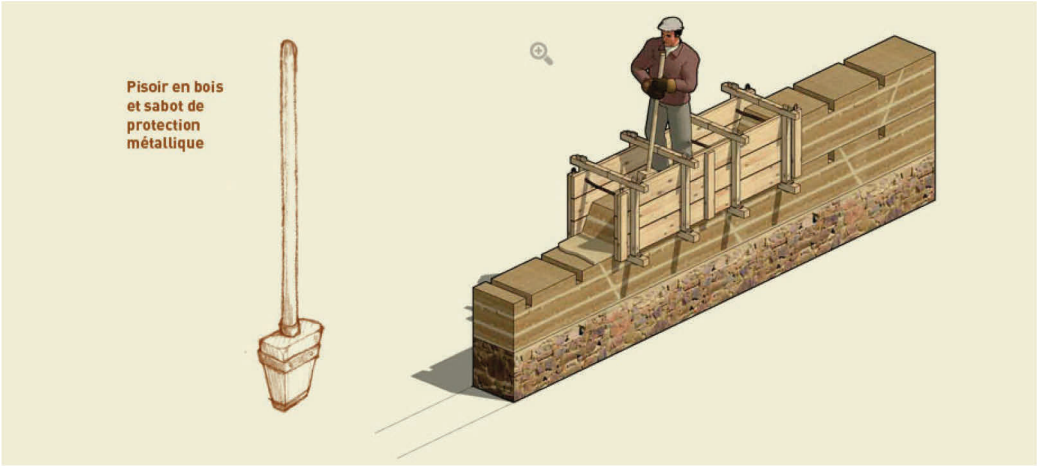


Figure 63: Mise en œuvre du coffrage du pisé

En général, on distingue deux techniques de pisé, pisé traditionnel et pisé moderne. Le pisé traditionnel est réalisé à l'aide de coffrages en bois et d'une dame manuelle comme l'illustre la (Figure 62). Il est monté sur un soubassement en maçonnerie (pierre, brique, galets) appareillée, hourdée au mortier de chaux. Dans la fabrication du pisé traditionnel un lien en chaux peut être appliqué au fond de banche et sur les côtés afin de renforcer la ligne de jointure horizontale entre banches, zone plus difficile à tasser. Une fois la banchée terminée, on la décoffre immédiatement et on attaque la banchée voisine. Dans la Figure 63, on peut voir un autre exemple illustratif du coffrage tiré des cahiers de l'Ecole d'Architecture Rurale de François COINTEREAUX qui démontre un savoir-faire dans le domaine datant du 18ème siècle.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

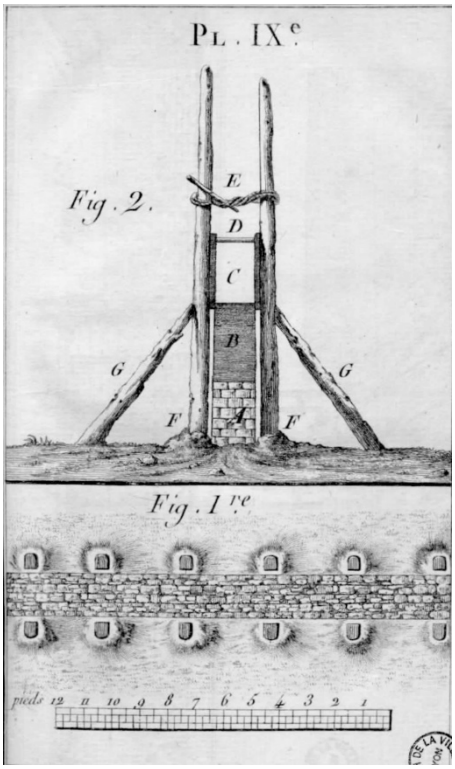


Figure 64: coffrage pour réaliser un mur en pisé (Cointeraux 1791)

Le pisé moderne se distingue du pisé traditionnel par les procédés de mise en œuvre. Cette technique emploie des méthodes de réalisation plus avancées comme la dame pneumatique afin de rendre la terre la plus comprimée possible et répondre aux exigences quant à la durabilité et le confort. Les coffrages actuels à progression linéaire ou grimpants permettent une réalisation plus rapide avec une variété de formes ouvrant de nouvelles possibilités architecturales. La Figure 64 présente un exemple de l'intérieur d'une maison contemporaine en pisé située aux États-Unis où on constate sur le mur à côté les différentes couches réalisées par une série de compactages successifs.



Figure 65: Maison en pisé aux Etats Unis (image tirée de la site www.maison-terre.com)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2.3 Stabilisation du pisé

En pratique, afin d'augmenter la résistance en compression du pisé et diminuer sa sensibilité à l'eau il convient d'ajouter un liant hydraulique comme la chaux ou le ciment. Actuellement, cette technique est largement utilisée dans la construction moderne permettant d'atteindre une résistance cinq fois celle d'un pisé traditionnel non-stabilisé.

Une analyse sur la consommation d'énergie de compactage a été menée par Venkatarama Reddy et al. (Venkatarama Reddy and Prasanna Kumar 2010) sur des murs en pisé mixé avec le ciment, de petites dimensions 155mm×600mm×700mm, en utilisant une proportion de ciment comprise entre 5 et 8%. Cette étude a montré que l'énergie de compactage permettant d'atteindre une densité sèche donnée augmente avec la proportion de l'argile (voir Figure 65). Plus récemment, Raju et Venkatarama Reddy (L Raju and B V Venkatarama Reddy 2015) ont proposé un modèle analytique de comportement liant les contraintes aux déformations obtenues à partir de plusieurs tests expérimentaux sur des échantillons ayant une proportion de ciment entre 7 et 10%.

La nécessité de la stabilisation du pisé est généralement motivée par deux raisons principales. La première concerne la durabilité du pisé vis-à-vis de la présence de l'eau. Comme le niveau des précipitations change d'un pays à l'autre, le besoin de la stabilisation doit être soigneusement étudié afin d'éviter des surcoûts de construction. La deuxième raison concerne la résistance à la compression du pisé qui dépend de la descente de charge sur les différents éléments de la structure.

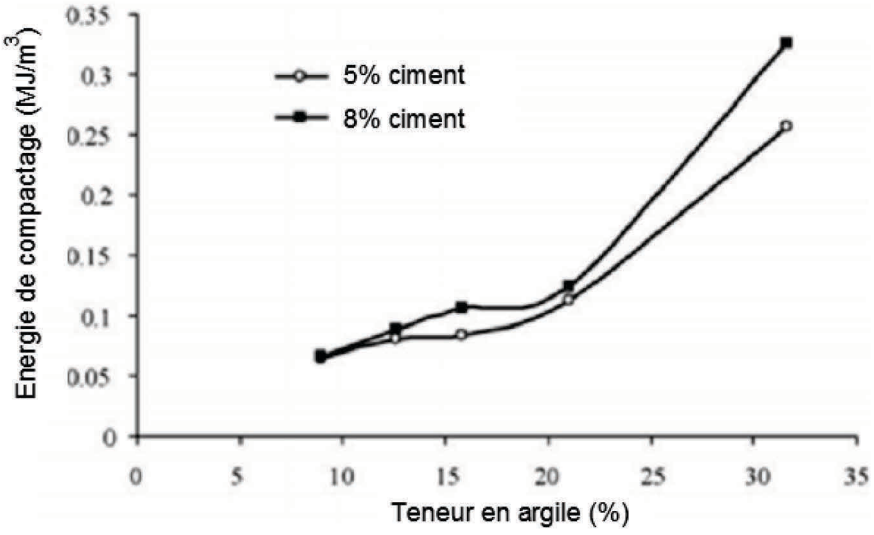


Figure 66: Variation de l'énergie de compactage en fonction de la proportion d'argile dans le pisé (Venkatarama Reddy and Prasanna Kumar 2010)

Dans ce travail de thèse, on considère uniquement le comportement des murs en pisé non-stabilisé sous différents types de chargements. L'objectif étant, d'évaluer la capacité portante d'éléments de structures (murets), et d'ensuite juger de la robustesse de la méthode des éléments discrets quant à la prédiction des limites de résistance et des modes de ruptures. Une

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

telle étude sera basée sur des comparaisons avec des résultats expérimentaux obtenus à partir des tests réalisés en laboratoire. L'ensemble de ces études constituent une suite du travail présenté dans (Bui et al. 2016) consacré essentiellement à la compression.

4.2.4 Comportement mécanique des structures en Pisé

4.2.4.1 Résultats expérimentaux

La connaissance du comportement mécanique d'un matériau tel le pisé est une étape primordiale pour une meilleure fiabilité des résultats numériques portant sur des structures. Pour un matériau qui ne résiste pas aux efforts de traction comme le pisé. La méthode la plus classique utilisée pour déterminer ses propriétés mécaniques consiste à réaliser des essais de compression simple. Aujourd'hui, il existe peu de recherches sur le comportement mécanique de la terre. Nous retenons les travaux essentiels de ((Maniatadis and Walker 2008), (Hall and Djerbib 2004b), (Bui 2009), …) qui méritent d'être présentés dans la suite.

L'une des difficultés rencontrées dans la préparation des essais au laboratoire est la représentativité de l'échantillon du matériau en site. Dans le cas du pisé, deux paramètres influencent directement le comportement de la terre, la teneur en eau et l'énergie de compactage qui varient d'un piseur à l'autre. Deux échantillons avec la même teneur en eau peuvent avoir une densité sèche différente si le nombre de coups est différents ce qui est le cas dans la pratique.

Un autre problème lié à la fabrication d'un échantillon en pisé est le choix d'un volume élémentaire représentatif. Le matériau pisé par sa structure interne est un matériau hétérogène sur une échelle de quelques millimètres qui peut varier jusqu'à une échelle de quelques centimètres. L'hétérogénéité résulte d'une part de la variation de la densité au long de chaque couche composant l'empilement qui est évidemment importante sur la partie supérieure en contact avec la damme et faible dans la partie inférieure, et d'autre part de l'adhésion non parfaite au niveau des interfaces entre les couches.

La densité sèche constitue un paramètre essentiel à déterminer pour le matériau terre vu qu'il est directement lié, par une relation de proportionnalité, à la résistance à la compression, autrement dit, plus la densité sèche augmente plus la résistance à la compression est élevée. Cette propriété est illustrée à la Figure 66 qui présente les évolutions de la résistance à la compression en fonction de la densité sèche pour des pisés stabilisés et non-stabilisés selon Morel et al. (Morel et al. 2007).

De l'autre côté, la densité sèche du pisé dépend à la fois de la teneur en eau et de l'énergie de compactage. Ce qui indique que la teneur en eau optimale de la fabrication d'un pisé n'est pas constante mais dépend également de l'énergie de compactage. On constate sur la (Figure 67), classique en géotechnique, que plus l'énergie de compactage augmente, plus la teneur en eau optimale diminue. Plus récemment, un ensemble d'essais de compression simple a été mené afin de déterminer l'effet de la teneur en eau sur les caractéristiques mécaniques du pisé (Bui et al. 2014a). Cette étude est portée sur plusieurs types d'échantillons qui diffèrent par leurs compositions (sableux, argileux, stabilisé) mais également par la teneur en eau qui varie de

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

l'état humide après la fabrication (11-13%) à l'état sec dans les conditions atmosphériques normales (1-2%). Les résultats ont montré qu'il est possible de sélectionner un coefficient de poisson entre 0.2 et 0.37 pour mener des calculs d'ingénierie en statique ou en dynamique. En outre, une augmentation légère en teneur en eau jusqu'à 4% dans un pisé sec entraine une variation négligeable de la résistance à la compression pour un pisé sableux et stabilisé alors qu'une variation de 10% a été observée pour un pisé argileux. Dans la même référence, l'effet de la succion (Olivier and Mesbah 1995) sur la résistance à la compression a été également analysé. Les résultats ont conclu que la succion et la résistance à la compression sont linéairement corrélées et augmentent dans le même sens. La même conclusion a été donnée antérieurement par Jaquin et al. dans (Jaquin et al. 2009) en étudiant un seul type de sol. Ils ont montré, en outre, que la teneur en eau dégrade la résistance à la compression du pisé lorsqu'elle est importante. Cependant, on peut noter que ces études manquent encore d'une analyse plus poussée sur l'influence de la composition du sol utilisée sur cette linéarité entre la succion et la résistance à la compression.

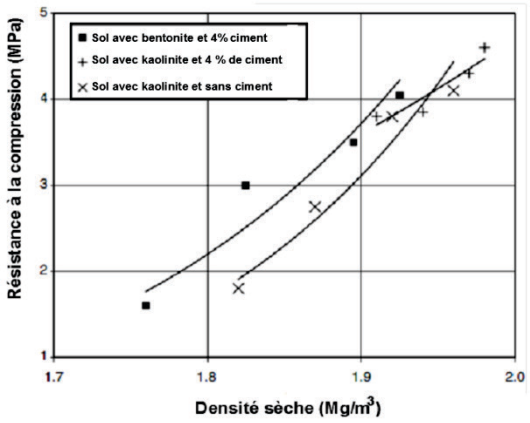


Figure 67: Résistance à la compression en fonction de la densité sèche (Morel et al. 2007)

Il existe peu de recherches dans la littérature portant sur le comportement du matériau pisé. Ces études diffèrent essentiellement du type du sol utilisé, de la taille des échantillons mais aussi du type des essais. Mesbah et al. (Mesbah et al. 2004) ont développé une méthode expérimentale afin d'évaluer un paramètre assez délicat à mesurer qui est la résistance à la traction vu que le pisé est un matériau quasi-fragile. Cette technique d'expérimentation a été appliquée par la suite sur des échantillons de terre renforcés par des fibres naturelles. Le comportement d'un pisé stabilisé a été également étudié par Venkatarama Reddy et Kumar (Venkatarama Reddy and Prasanna Kumar 2011) en utilisant des structures à plusieurs échelles où l'effet de l'élancement a été pris en compte. Walker ((Walker 2004), (Walker 1996)) a examiné le comportement des blocs en terre en étudiant l'influence des dimensions sur la résistance de la compression en utilisant de la terre stabilisée. Dans la même optique, Piattoni et al. (Piattoni et al. 2011b) ont testé des briques en terre, renforcées par des fibres naturelles, caractérisées par les dimensions 31×46×13 cm3 et 15×23×13 cm3 et ont montré que la diminution du rapport entre les dimensions entraine la croissance de la résistance à la compression, la même observation a été rapportée par Morel et al. (Morel et al. 2007). Concernant le pisé ordinaire, quelques résultats trouvés dans la littérature sont présentés dans le Tableau 19, Hall (Hall and Djerbib 2004b) et Lilley (Lilley and Robinson 1995) ont réalisé des tests sur des échantillons de petites tailles peu représentatifs des différentes hétérogénéités discutées auparavant. Maniatidis et Walker (Maniatadis and Walker 2008) ont compris les limites de ces études et ont réalisé des essais sur différentes tailles d'échantillons : cylindres de 10 cm de diamètre et 20 cm de hauteur ; des cylindres de 30 cm de diamètre et 60 cm de hauteur; des prismes de 30×30×60 cm3 (Voir Tableau 19). De même, Q.B. Bui (Bui 2009) a

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

étudié le comportement du matériau pisé à différentes échelles : BTC (bloc à terre comprimée), VER (volume élémentaire représentatif) et à l'échelle du mur lui-même. La dernière étude se distingue par le fait que le comportement du pisé a été étudié dans le sens perpendiculaire ou parallèle des lits en utilisant des échantillons de 40×40×65 cm3 et 20×20×40 cm3. La comparaison des deux sens a montré qu'il n'y a pas une différence signifiante des modules d'élasticité. Cette remarque est d'une importance capitale car elle autorise de supposer le pisé comme un matériau isotrope.

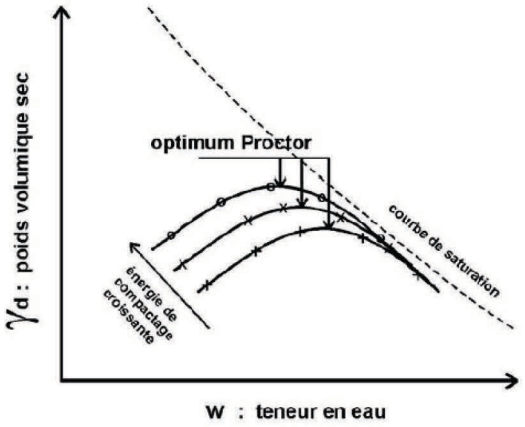


Figure 68: Relation entre la densité sèche et la teneur en eau de fabrication et l'énergie de compactage

Dans le cas du chargement de compression uni-axial, Q. Bui (Bui, Morel, Hans, & Meunier, 2009) a proposé une procédure d'homogénéisation des caractéristiques mécaniques dans chaque lit afin de tenir compte de l'hétérogénéité évoquée précédemment. Cette méthode repose sur trois hypothèses essentielles :

- Tous les lits sont plans et identiques (d'épaisseur e).
- Dans chaque couche, la densité sèche diminuait de façon continue de haut vers le bas. cependant, l'approximation de cette variation consiste à supposer qu'une couche de terre dammée se compose de deux parties homogènes différentes : la partie supérieure ayant une épaisseur eup, une densité dup, des modules correspondants Eup; la partie inférieure ayant une épaisseur elow, une densité dlow, des modules correspondants Elow (Figure 68 et Figure 69).
- L'adhérence entre les lits de terre est supposée parfaite.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Etude	d (kg/m3)	RC (MPa)	E (tangent)	Dimensions des échantillons (cm)	Elancement
Hall [Hall and Djerbib 2004b]	2020-2160	0.75	Non mesuré	Cubes de 10	1
Lilley [Lilley and Robinson 1995]	1870-2170	1.8-2.0	Non mesuré	Cubes de 15	1
Maniatidis [Maniatidis et al. 2007]	1850	3.88	205	d=10, h=20	2
Maniatidis [Maniatadis and Walker 2008]	1850	2.46	160	d=10, h=20	2
-	Non précisé	1.9	Non mesuré	d=30, h=60	2
-	1763	0.62	60	30×30×60	2
-	1971	0.84	65	30×30×60	2
-	2027	0.97	70	30×30×60	2
Q. Bui [Bui 2009]	1900	0.84	100	40×40×65	1.6
-	1900	0.92	100	20×20×40	2
-	1970	1.53	183	9.5×14×29.4	2

Tableau 19 : Résultats des études existantes concernant le pisé ordinaire

La seconde étape de l'homogénéisation consiste à distinguer les deux sens de chargements : chargement perpendiculaire et parallèle aux lits. Dans le cas d'un chargement dans le sens perpendiculaire aux lits (Figure 68), Q. Bui (Bui et al. 2009) a montré que le module de Young équivalent s'écrit sous la forme :

$$\langle E \rangle_v = \frac{e_{up} + e_{low}}{e_{up}/E_{up} + e_{low}/E_{low}} \tag{4.1}$$

Dans le cas d'une homogénéisation dans le sens parallèle aux lits (, le module de Young équivalent s'écrit sous la forme :

$$\langle E \rangle_h = \frac{e_{up}E_{up} + e_{low}E_{low}}{e_{up} + e_{low}} \tag{4.2}$$

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

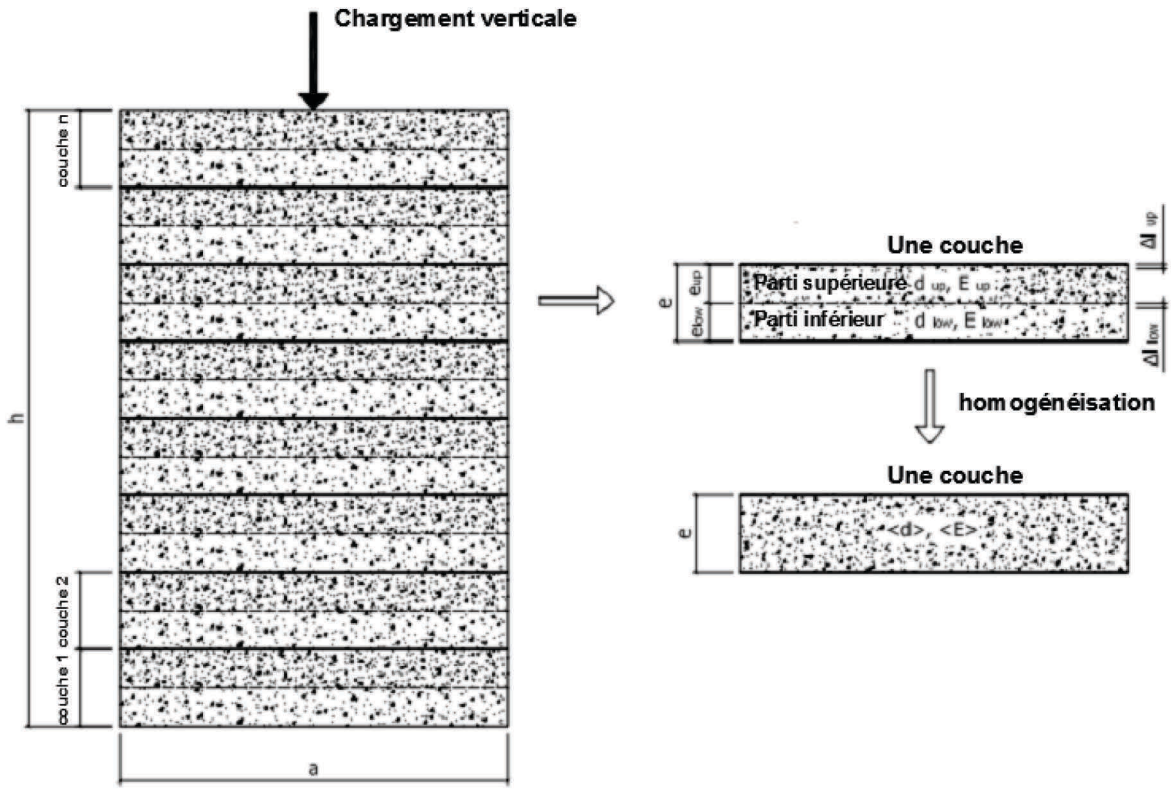


Figure 69 : A gauche : Disposition des couches dans le modèle de façon parallèle (au milieu). A droite : l'échelle microscopique sur une couche du matériau et l'homogénéisation (Bui et al. 2009)

Le comportement des structures en pisé à l'échelle réelle a fait également l'objet des travaux de Q. B. Bui et al. ((Bui et al. 2009), (Bui and Morel 2014)). L'étude portée sur la détermination des modules de Young de trois murs en site par la méthode dynamique. Le principe de cette méthode s'appuie sur la relation existant entre la fréquence f de résonance d'un échantillon de masse volumique et ses constantes d'élasticité (François 2001) donnée par :

$$f = \sqrt{\frac{E}{\rho}}\ F(\text{dimensions}, \nu) \tag{4.3}$$

Où E est le module d'élasticité et ν est le coefficient de poisson.

La détermination du module d'élasticité du mur $E_{mesuré}$ en pisé est obtenue à partir de la première fréquence propre calculée par la méthode des éléments finis et la première fréquence propre mesurée sur le site en utilisant la relation suivant :

$$E_{mesuré} = \left(\frac{f_{1mesuré}}{f_{1trial}}\right)^2 E_{trial} \tag{4.4}$$

Dans laquelle E_{trial} est un module quelconque, f_{1trial} est la première fréquence propre calculée par le modèle EF. Le module $E_{mesuré}$ ainsi obtenu est optimisé afin d'atteindre une

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

bonne corrélation entre les 4 premières fréquences propres du modèle numérique et celles des mesures sur site. La synthèse des résultats des modules obtenus est présentée à la (Figure 70).

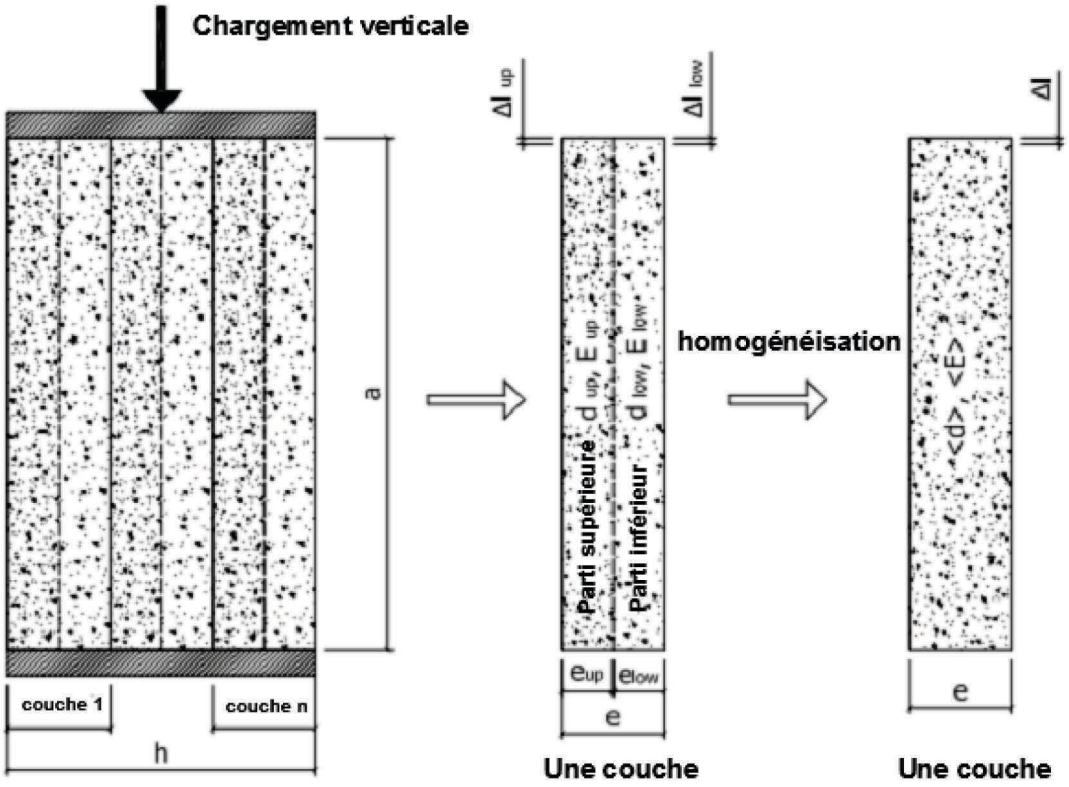


Figure 70 : Procédure de l'homogénéisation dans le sens parallèle aux lits (Bui et al. 2009)

Walls	Modes	f_{model} (Hz)	$f_{mesured}$ (Hz)	Différence (%)
Wall No.1, Juin, w=7%, $\rho = 2030kg/m^3$ **E=440MPa**	1	10,22	9,85 ±1,0%	3,7
	2	16,62	16,54 ±1,2%	-0,5
	3	22,76	23,38 ±1,4%	-2,6
	4	33,25	34,00 ±1,5%	-2,2
Wall No.2, Juin, w=4%, $\rho = 1980kg/m^3$ **E=460MPa**	1	10,94	10,90 ±0,9%	0,3
	2	16,48	16,60 ±1,2%	-0,7
	3	22,60	22,40 ±1,4%	0,5
	4	29,25	29,20 ±1,4%	0,2
Wall No.1, Juillet, w=2,5%, $\rho = 1950kg/m^3$ **E=470MPa**	1	10,77	10,75 ±0,9%	0,2
	2	17,45	18,2 ±1,6%	-4,0
	3	24,01	24,0 ±1,3%	0,0
	4	35,06	36,5 ±1,4%	-3,9
Wall No.2, Juillet, w=2,5%, $\rho = 1950kg/m^3$ **E=470MPa**	1	11,17	11,30 ±0,8%	-0,2
	2	16,83	17,10 ±1,2%	-1,6
	3	23,08	23,25 ±0,9%	-0,7
	4	29,87	30,5 ±1,6%	-2,1
Wall No.3, Juillet, w=4%, $\rho = 1980kg/m^3$ **E=465MPa**	1	13,88	13,87 ±1,4%	0,0
	2	15,00	15,10 ±1,3%	-0,7
	3	24,34	25,25 ±1,9%	-3,6
	4	35,58	34,75 ±0,6%	2,4

Figure 71: Fréquences mesurées sur site et à partir des modèles (Bui 2009)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Outre le module de Young et la résistance à la compression, la résistance en traction constitue une donnée difficile à mesurer sur la terre crue. En revanche, elle peut être estimée à partir d'essais par fendage, tel l'essai brésilien ou l'essai de flexion 3 points ; Bui et al. (Bui et al. 2009) ont montré que la résistance en traction (f_t) mesurée par un essai brésilien est liée à la résistance en compression (f_c) par une loi linéaire f_t= 0.11fc pour le pisé. Cette résistance est la résistance à l'intérieure d'une couche. Elle dépend donc des mêmes paramètres que la résistance en compression. Pkla (Pkla 2002) a proposé un rapport entre la résistance de compression et de traction de l'ordre de quatre en testant un mortier de terre. La différence peut s'expliquer par la quantité d'argile dans une terre vu qu'une forte quantité d'argile implique une forte cohésion.

4.2.4.2 Résultats numériques

Etant donné l'abondance et la diversité des structures en terre, la simulation numérique de telles structures constitue un enjeu majeur pour les ingénieurs afin de garantir de manière la plus fiable possible la résistance de ces structures vis-à-vis des chargements extrêmes. La difficulté d'une telle simulation est sans doute liée au choix du modèle de comportement du matériau terre, en particulier les informations sur ses propriétés mécaniques. La différence des valeurs trouvées dans la littérature due à la variabilité des dimensions entraîne souvent des incertitudes sur les résultats. Ces incertitudes sont d'autant plus importantes lorsque le comportement global de la structure est influencé par le comportement des interfaces entre les couches. Cependant, on regrette la rareté des résultats concernant le comportement des interfaces qui peuvent jouer un rôle déterminant dans quelques situations et pour certains types de chargements (Miccoli et al. 2015). Quelques études numériques portant sur le comportement des structures en terre existent dans la littérature ((Bui et al. 2016), (Gomes et al. 2011), (Jaquin and Augarde 2004), (Nowamooz and Chazallon 2011), (El Nabouch et al. 2015)) qui utilisent les méthodes classiques de la modélisation comme les éléments finis (EF) ((Zienkiewicz et al. 2013),(Hughes 2003)) ou encore les éléments discrets (ED) (Cundall 1971). Certaines de ces études supposent des comportements simples type linéaire isotrope ou plastique parfait pour la terre ce qui est limitant lorsqu'on considère des chargements de très grandes ampleurs, comme les séismes, qui entrainent généralement des déformations non-linéaires à différents stades. D'autres études omettent la présence des interfaces et supposent une continuité des matériaux. Cependant, cette hypothèse n'est pas aussi évidente et doit être vérifiée en fonction du type de chargement. En effet, Miccolo et al. (Miccoli et al. 2015) ont observé dans le cas d'un mur chargé en compression diagonale une propagation des fissures au long des interfaces considérées comme des zones de faiblesse. Par conséquent, cette hypothèse de continuité parfaite mérite une attention particulière et doit être vérifiée rigoureusement en fonction du type de chargement. Dans la suite, on présente quelques résultats numériques extraits de la littérature concernant le chargement de compression uni-axiale et diagonale des murs en pisé en utilisant la méthode des EF et la méthode des ED.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2.4.2.1 Mur sous chargement de compression

La méthode des éléments discrets développée par Cundall (Cundall 1971), abordée précédemment dans le cas des structures en maçonnerie, peut constituer une technique intéressante qui permet de réaliser des simulations sur des structures en terre composées des couches qui joueront le rôle des blocs avec la possibilité d'inclure le comportement des interfaces. Cette méthode a été préalablement testée et validée, par T.T. Bui (Bui et al. 2016), sur des murs en terre de taille (100 × 100 × 30) cm^3 sous chargement de compression sur une surface (30×30) cm^2 (Figure 71(a)). L'étude distingue deux modèles de simulation : modèle du mur avec interfaces où le comportement du contact entre les couches est inclus et modèle du mur sans interfaces en omettant le rôle des interfaces. Le but était de montrer que l'influence des interfaces peut être négligée dans ce cas de chargement. On présente dans la suite les résultats de cette étude qui constituent un point de départ pour notre étude des murs sous d'autres types de chargements.

La procédure de simulation adoptée par T.T. Bui (Bui et al. 2016) consiste dans un premier temps à déterminer les propriétés mécaniques des différents éléments du mur : couches et interfaces. En effet, chaque couche de terre se comporte selon un modèle élasto-plastique non associé de Mohr-Coulomb avec un critère de rupture. Le contact entre les couches est également modélisé par une loi de frottement non linéaire de type Mohr-Coulomb associée à une contrainte de coupure en traction afin de représenter le caractère unilatéral du matériau. Afin de déterminer les différentes propriétés de l'ensemble (couches + interfaces), ces dernières sont variées dans des intervalles afin d'optimiser les valeurs offrant des résultats assez proches des résultats expérimentaux. Au total, le modèle est défini par treize paramètres définis comme suit :

- Pour la couche de terre : densité d, module de Young E_{layer}, coefficient de Poisson ν, résistance à la traction $f_{t,layer}$, cohésion c_{layer}, angle de frottement φ_{layer} et l'angle de dilatation Ψ_{layer}.
- Pour l'interface : rigidité normale k_n, rigidité tangentielle k_s, résistance à la traction $f_{t,interface}$, cohésion $c_{interface}$, angle de frottement $\varphi_{interface}$ et l'angle de dilatation $\Psi_{interface}$.

Les paramètres affectés au matériau pisé sont directement tirés de la littérature ((Bui et al. 2009), (Heath et al. 2012), (Vermeer 1998)). Le coefficient de Poisson ν est égal à 0.22, la résistance à la traction $f_{t,layer}$ est estimée par rapport à la résistance à la compression fc selon la relation $f_{t,layer} = 10\%\, f_c$ alors que l'angle de frottement φ_{layer} et la cohésion c_{layer} sont fixés dans un premier temps à 45° et$10\%\, f_c$, respectivement. Cependant, les paramètres des interfaces, en particulier les rigidités normales et tangentielles, peuvent être identifiés théoriquement à partir des relations d'homogénéisation :

$$k_n = \frac{E_w\ E_{layer}}{(E_{layer} - E_w)h_{layer}} \tag{4.5}$$

$$k_s = \frac{E_w\ G_{layer}}{(G_{layer} - G_w)h_{layer}} \tag{4.6}$$

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

où E_w, G_w sont les modules de Young et de cisaillement, respectivement, du mur étudié. De même, E_{layer}, G_{layer} sont les modules de Young et de cisaillement, respectivement, d'une couche en terre. Finalement, h_{layer} est l'épaisseur d'une couche en terre.

Bui a indiqué dans la référence (Bui et al. 2016), la difficulté à obtenir les caractéristiques mécaniques d'une couche en terre. La méthode dynamique, abordée précédemment, est alors privilégiée afin de déterminer le module de Young qui donne une valeur de l'ordre de 500 MPa. Les rigidités k_n et k_s sont ensuite obtenues par une étude paramétrique de telle manière que la fréquence fondamentale soit reproduite. Cette méthode a débouché sur les valeurs suivantes : $k_n = 60\text{GPa/m}$ et $k_s = 24.6\text{GPa/m}$. Les autres des paramètres peuvent être retrouvés dans des études antérieures ((Heath et al. 2012), (Vermeer 1998)).

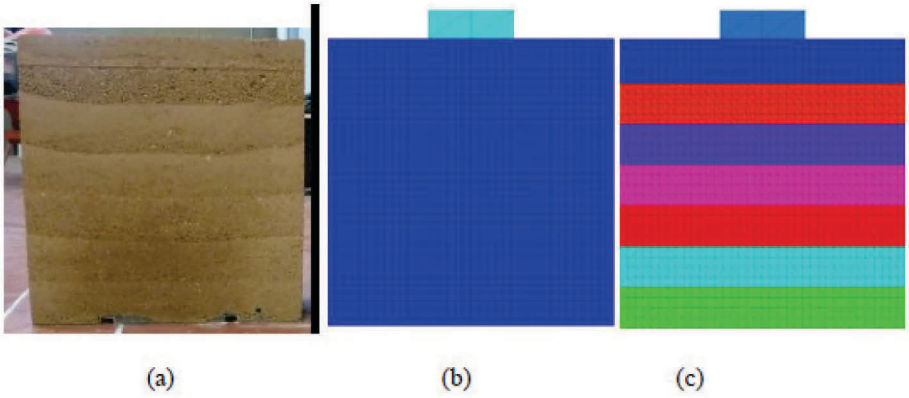


Figure 72 : a) Mur étudié b) modèle ED sans interfaces c)modèle ED avec interfaces (Bui et al. 2016)

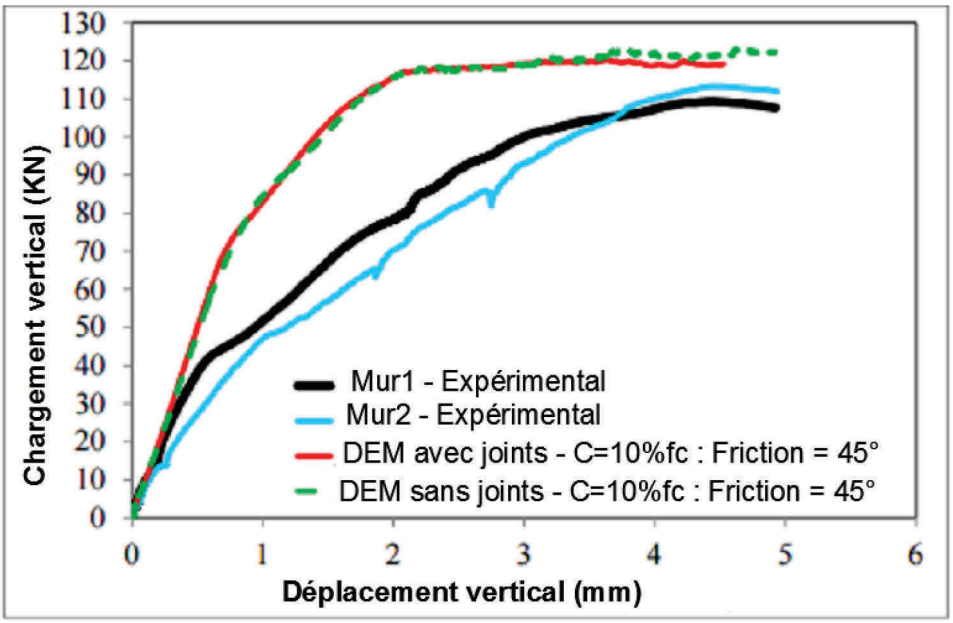


Figure 73 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux (Bui et al. 2016)

La suite de l'étude consiste à analyser l'effet de l'interface dans le cas du chargement vertical. Pour cette raison, deux cas sont considérés : mur avec interfaces et mur sans interfaces, comme l'illustre la Figure 71 . En outre, et afin de rendre l'étude la moins coûteuse possible, la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la traction correspondant aux interfaces sont faibles et représentent 25% de celles des couches en terre. La Figure 72 présente une

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

comparaison des forces en fonctions du déplacement. Premièrement, on observe une faible différence entre le comportement des murs avec et sans interfaces. Cette observation confirme que l'effet de l'interface peut être négligé dans le cas du chargement vertical. En second lieu, la force maximale est surestimée par rapport à la force maximale réelle qui peut laisser penser selon la référence (Bui et al. 2016) que les valeurs affectées aux couches ne sont pas suffisamment optimisées. Une étude paramétrique a été menée alors en faisant varier l'angle de frottement et la cohésion. Il en résulte que les valeurs $c_{layer} = 9\% f_c$ (f_c vaut 1MPa) et $\varphi_{layer} = 48°$ donnent la meilleure approximation de la force maximale et la force donnant naissance à la première fissure. La Figure 73 et la Figure 74 montrent la comparaison du mode de rupture obtenu d'une part avec les résultats expérimentaux et d'autre part pour les résultats numériques, en utilisant les murs avec et sans interfaces. Ces résultats montrent que la méthode des éléments discrets produit un mode de rupture assez proche du mode expérimental. Ce qui confirme encore une fois la justesse de l'hypothèse portant sur l'influence des interfaces.

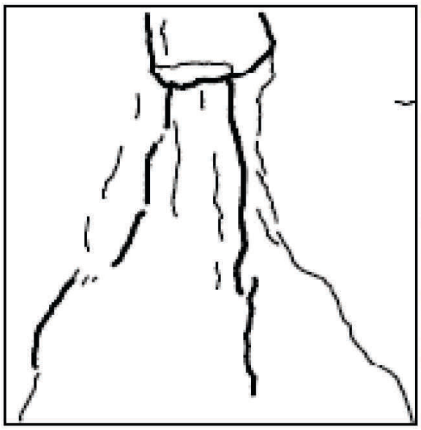


Figure 74: Mode de rupture selon les résultats expérimentaux (Bui et al. 2016)

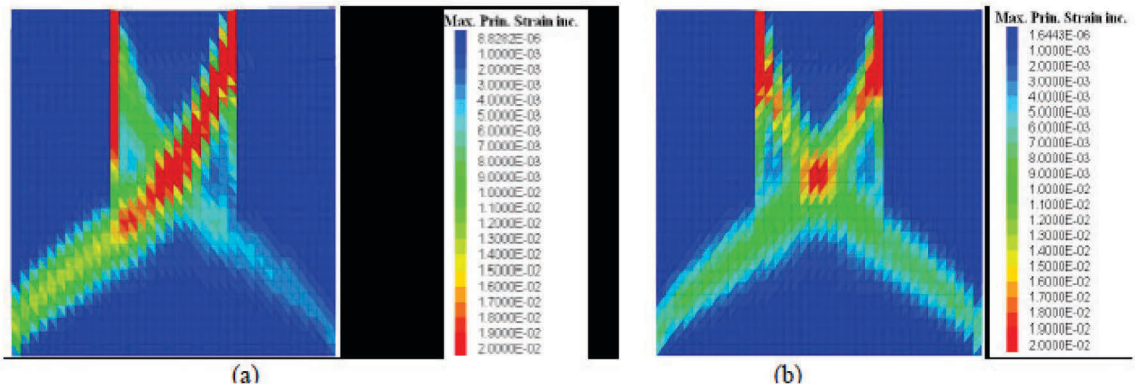


Figure 75: Isovaleurs de la déformation principale maximale: (a) avec les interfaces (b) sans les interfaces (Bui et al. 2016)

4.2.4.2.2 Mur sous chargement de compression diagonal

Dans la même référence (Bui et al. 2016), la méthode ED a été également validée sur le cas d'un mur sous chargement de compression diagonale dont les résultats expérimentaux ont été

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

tirés de Silva et al. (2013). Il s'agit d'un mur de petite dimension 550×550×200 mm3 compacté en 9 couches en terre stabilisée de même épaisseur. La procédure de l'essai est identique à celle dictée par ASTM E519 (ASTM 2002) qui consiste à imposer un déplacement monotone de 4 µm/s en utilisant un support de 100 mm (Figure 75). L'intérêt d'un tel essai consiste à déterminer les caractéristiques de cisaillement du matériau en particulier la résistance au cisaillement et le module de cisaillement. Comme le matériau est stabilisé le module de Young est assez élevé par rapport à une terre normale qui vaut dans ce cas 2858 MPa. Les valeurs des autres caractéristiques mécaniques sont équivalentes à celles de l'étude précédente.

L'effet de l'interface a été également testé dans cette étude en considérant un modèle sans interfaces puis un modèle avec interfaces. La Figure 76 présente le mode de rupture décrit numériquement par la déformation principale maximale et obtenu par un modèle sans interface en utilisant $c_{layer} = 10\%\, f_c$ et $\varphi_{layer} = 50°$.



Figure 76: Essai mené sur un mur sous chargement diagonal (Silva et al. 2013)

La comparaison avec le résultat expérimental montre que la fissure selon la diagonale est reproduite alors que celle au niveau des interfaces entre les couches est absente. Le modèle avec interfaces a été étudié en variant les caractéristiques liées à l'interface (la cohésion et l'angle de frottement) entre 70% et 90% celles de la couche en terre. L'étude paramétrique a montré que le choix 85%-90% offre les meilleurs résultats par rapport à l'expérimental. La Figure 77 montre une comparaison des modes de ruptures en utilisant le ratio 85%. On constate, à la différence du modèle sans interface, que la fissure entre les couches a été reproduite ainsi que la fissure principale selon la diagonale.

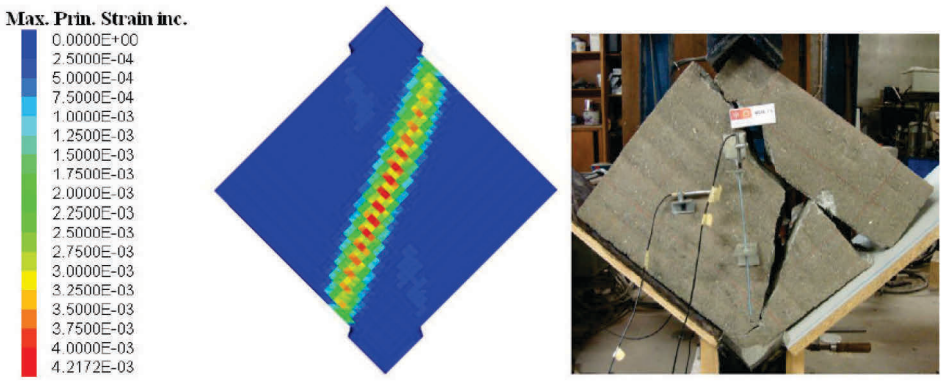


Figure 77: Comparaison des modes de ruptures en utilisant la déformation principale maximale dans le cas du modèle numérique sans interface (Bui et al. 2016)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

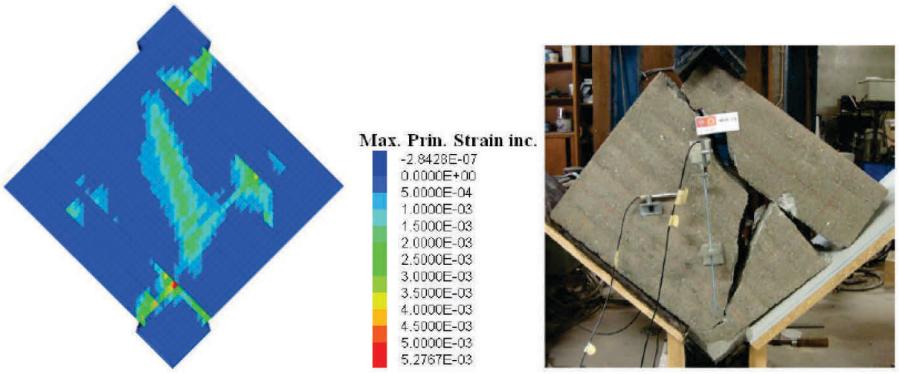


Figure 78 : Comparaison des modes de ruptures en utilisant la déformation principale maximale dans le cas du modèle numérique avec interface ($c_{interface}$=85%c_{couche}) (Bui et al. 2016)

Une étude similaire a été menée par Miccoli et al. (Miccoli et al. 2015) sur un mur en compression diagonale en utilisant la méthode des éléments finis. Le comportement du matériau terre a été modélisé par le modèle TSRCM (total strain rotating crack model), celui des interfaces avec le modèle classique de

Mohr-Coulomb. Concernant les propriétés des interfaces, la rigidité normale k_n est estimée en fonction du module de Young par la relation k_n=100 E alors que la rigidité tangentielle est proportionnelle à k_n à partir de l'expression $k_s = \frac{k_n}{2(1+\nu)}$, l'angle de frottement $\varphi_{interface}$ est fixé à 37° et la cohésion $c_{interface}$est égale à 1.5 $f_{t,layer}$. La comparaison a montré de même que le modèle avec interface reproduit plus fidèlement le mode rupture surtout lorsqu'on s'attend à l'apparition des fissures au niveau des interfaces.

4.2.5 Conclusion

Les avantages du matériau pisé dans la construction ont été introduits en s'appuyant sur ses propriétés thermiques et les coûts économiques qu'il génère. Plusieurs résultats expérimentaux concernant le comportement du pisé ont été présentés qui soulignent les difficultés à obtenir des valeurs unifiées vue les facteurs qui impactent son comportement (énergie de compactage, teneur en eau, représentativité de l'échantillon,…). Néanmoins, les résultats obtenus ont servi à valider la robustesse de la méthode des éléments discrets ou des éléments finis à reproduire le comportement des murs en terre au stade de la rupture et à prédire les forces ultimes. Finalement, les études menées par Bui et al. (2016) et Miccoli et al. (2015) ont fourni quelques recommandations quant aux valeurs qui peuvent être utilisées pour simuler les murs en terre :

- Pour les couches en terre considérées homogènes et isotropes : la résistance à la traction et la cohésion peuvent être choisies égales à 10% de la résistance à la compression ($f_t = 0.1f_c$). L'angle de frottement est de l'ordre de 50° ($\varphi_{layer} = 50°$) comme il est indiqué dans les références (Heath et al. 2012) et (Bui et al. 2014b).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

L'angle de dilatation peut être choisi de l'ordre de 12° même si ce dernier ne joue pas un grand rôle dans le chargement en plan.

- Pour les interfaces : Dans le cas d'un pisé non stabilisé, les valeurs de la cohésion, la résistance à la traction et de l'angle de frottement sont de l'ordre de 85 à 100 % de ceux de la couche de terre. Un angle de dilatance de l'ordre de 12° peut être utilisé. Les raideurs k_n = 60 GPa/m et k_s = 24.59 GPa/m peuvent être également utilisés. Dans le cas d'un pisé stabilisé, on peut utiliser les formules proposées par Miccoli (Miccoli et al. 2015) concernant les rigidités à l'interface : k_n=100 E (E module de Young du pisé) et $k_s = \frac{k_n}{2(1+\nu)}$.

4.3 Essais de cisaillement à échelle 1

Cette partie est consacrée à la présentation des essais expérimentaux en quasi-statique menés sur des murs en pisé sujets à des chargements simples en cisaillement et bi-axiaux (compression + cisaillement). L'intérêt étant d'analyser l'effet des discontinuités au niveau des joints sur le comportement global de la structure.

4.3.1 Fabrication des murs

La fabrication des murs en pisé a été réalisée à la fin de l'année 2012 par l'entreprise Caracol. La Figure 78 présente la granulométrie des murs, un mélange de 60% de terre à pisé, 20% de gravier 4/11 et 20% de sable 0/4 (le pourcentage indiqué étant un pourcentage en masse sèche). La granulométrie est présentée sur la Figure 78.

Pour la mise en œuvre, de l'eau est apportée jusqu'à obtenir une teneur en eau de 8%. Les murs sont réalisés à l'aide de compactage par 4 passages de fouloirs pour chaque couche de 20 cm (non tassé). Les murs ont une épaisseur de 30 cm, une largeur de 1 m et une hauteur d'environ 1 m. Ils sont réalisés en 7 couches. Le protocole détaillé de la construction du mur est présenté dans l'annexe 1.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

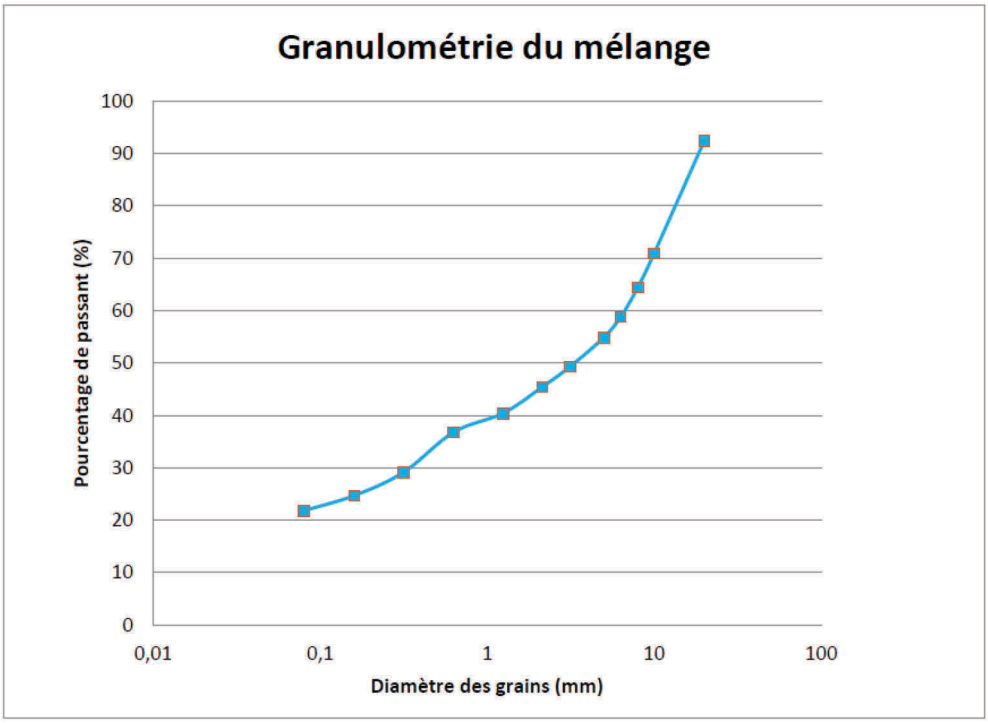


Figure 79 : Granulométrie du mélange

Les essais ont eu lieu en novembre 2014, soit après quasiment deux années de séchage. La teneur en eau au moment des essais a été mesurée à 0.8% (Annexe 1). Cette teneur en eau est homogène sur la hauteur du mur et à l'intérieur d'une couche. La densité sèche des murs est d'environ 2 (167 Annexe 1). Les hauteurs exactes et masses au moment des essais sont également mesurées et rappelées dans le Tableau 20 ainsi que dans la Figure 79.

	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Nom du Mur	Mur 6	Mur 1	Mur 2
Hauteur (m)	1.03	1.09	1.08
masse au moment de l'essai (kg)		626	623
Epaisseurs des couches (cm) (depuis le bas)	15-15-15-15-15-15-13	17-17-15.5-15.5-16-16.5-12	8-16,5-17-16-14-16-10,5

Tableau 20 : Hauteurs des couches et masses des murs au moment des essais

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

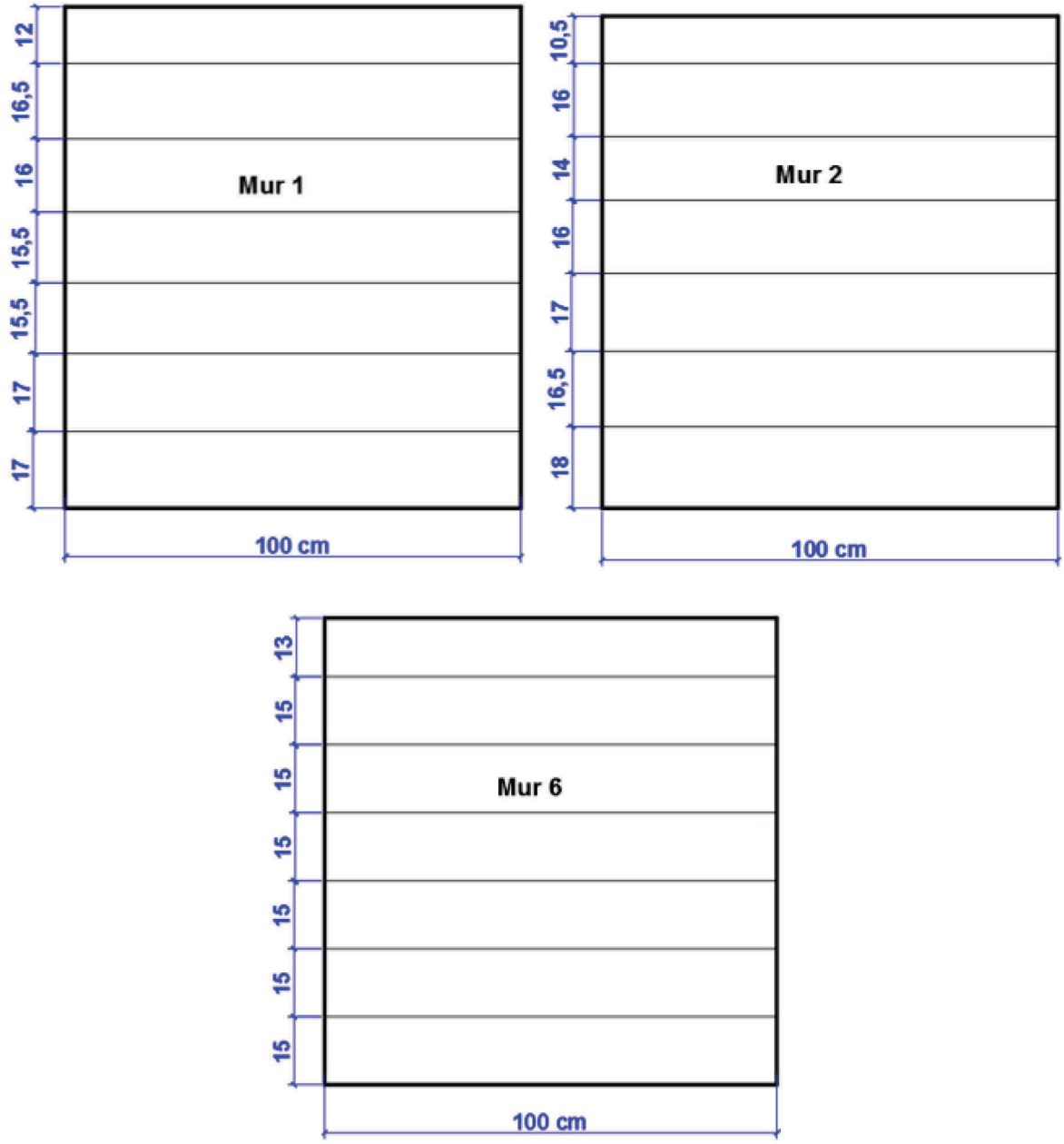


Figure 80 : Dimensions des murs testés

4.3.2 Description du dispositif

L'essai consiste à appliquer un chargement quasi-statique sur le mur. La vitesse du chargement est de 0.3 mm/minute imposée à une hauteur de 67 cm du mur par un système servo-vérin d'une capacité maximale de 100 tonnes. Une plaque de caoutchouc est utilisée afin d'assurer la régularité de chargement. Afin de suivre le comportement du mur au long de l'essai, deux capteurs de déplacement horizontaux ont été positionnés sur les murs. Le premier LVDT1, a été positionné devant le mur alors que le deuxième LVDT2 est positionné, de telle manière à suivre le déplacement du vérin (Figure 80), un capteur de force a été introduit pour enregistrer l'historique du chargement. La technique de corrélation des images 2D, mise en œuvre par un système de stéréovision, est utilisée sur une facette du mur afin de

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

capter la déformation de cette surface dans les deux directions. Une caméra ALLIED Vision Technologies de 4 MPixels est utilisée pour l'acquisition 2D. Le principe de la reproduction de la déformation est d'enregistrer les déplacements d'une grille de mouchetis de peinture noire sur un fond blanc de chaux pure hydratée enduit sur la surface du mur.

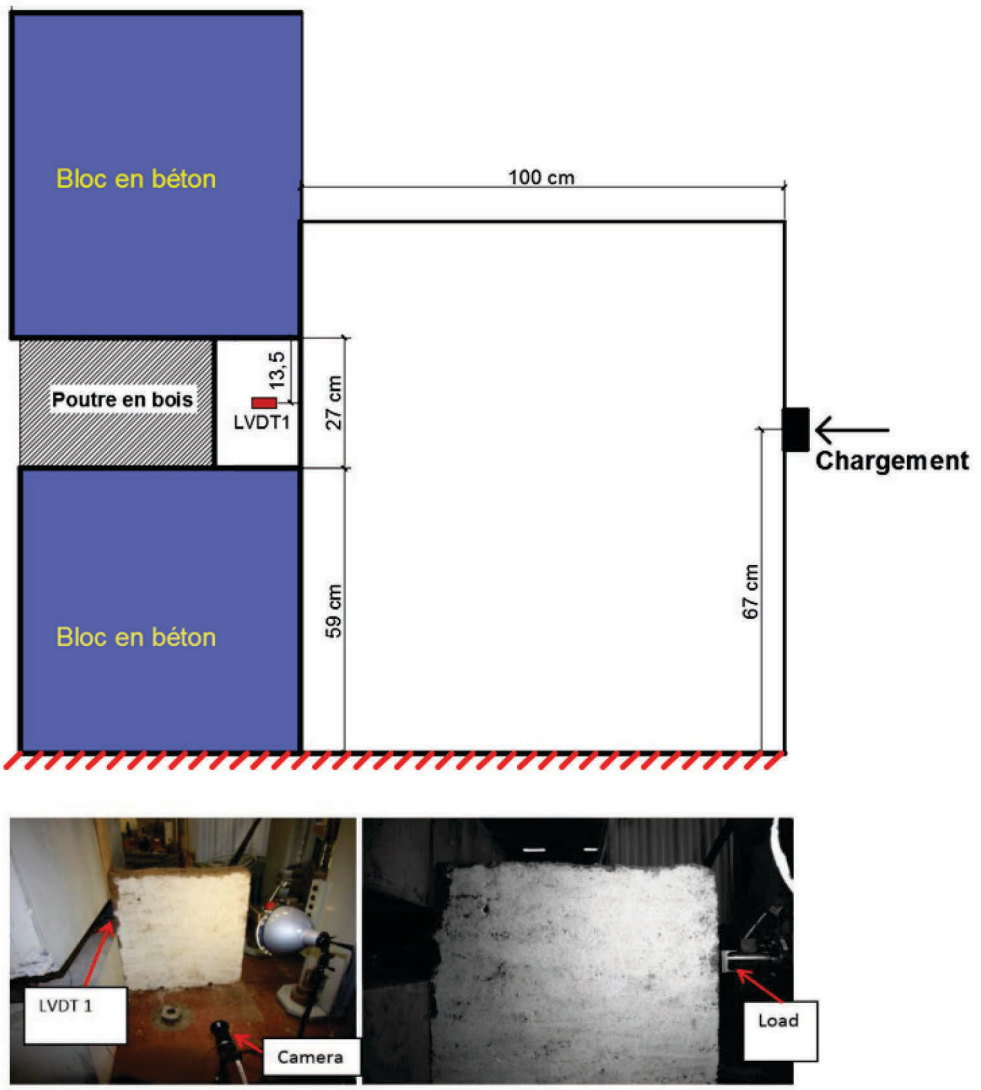


Figure 81 : Banc d'essai / Essais 1 et 2

4.3.3 Mode de chargement

Trois essais avec trois types de chargement ont été réalisés qu'on distinguera selon la nomination suivante : Essai 1, Essai 2 et Essai 3.

Les essais 1 et 2 considèrent des murs sous chargement en cisaillement. Le chargement consiste en une force localisée qui est appliquée sur l'un des côtés du mur comme le montre la Figure 80. Des blocs en béton ont été utilisés pour bloquer les déplacements horizontaux de l'autre côté (Figure 80). La différence entre ces deux essais se situe au niveau de la distance relative entre la zone d'application des efforts et les interfaces. En effet, le chargement lié à l'essai 1 a été appliqué au niveau de l'interface entre deux couches alors qu'il a été appliqué au milieu d'une couche dans le cas de l'essai 2 (Figure 81). Au cours des essais, une attention

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

particulière a été donnée au suivi de la trajectoire des fissures depuis la zone d'application de la force afin de conclure quant à l'influence des interfaces.

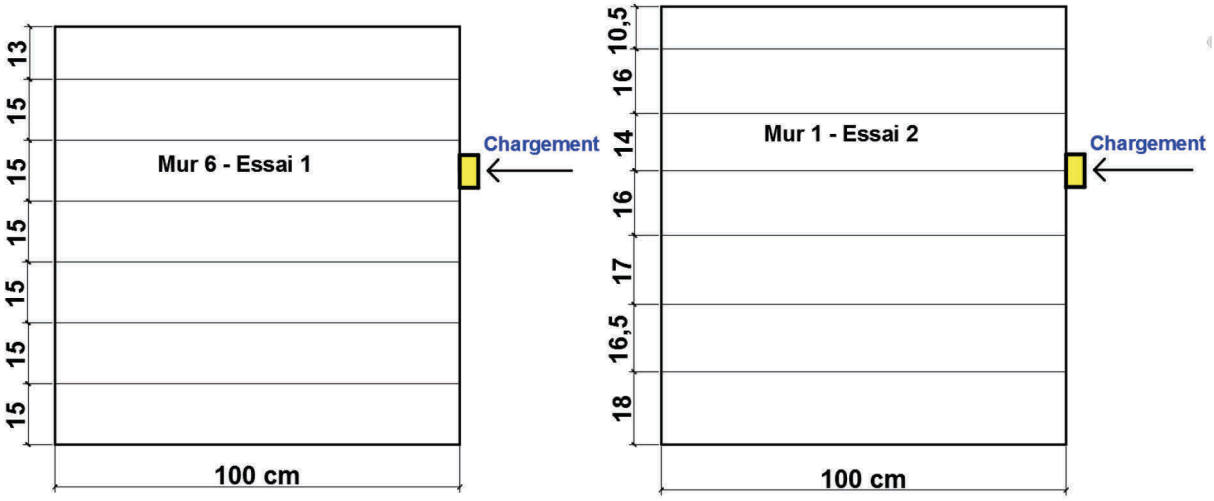


Figure 82 : Mode de chargement Essai 1/2

Concernant l'essai 3, le mur a été chargé d'abord en compression, puis en cisaillement, le bloc de béton supérieur a été retiré, un lit de mortier a été réalisé sur le mur et une charge constante de 800 kg est appliquée sur le dessus du mur (Figure 82). Le lit en mortier a permis une transmission homogène du chargement.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

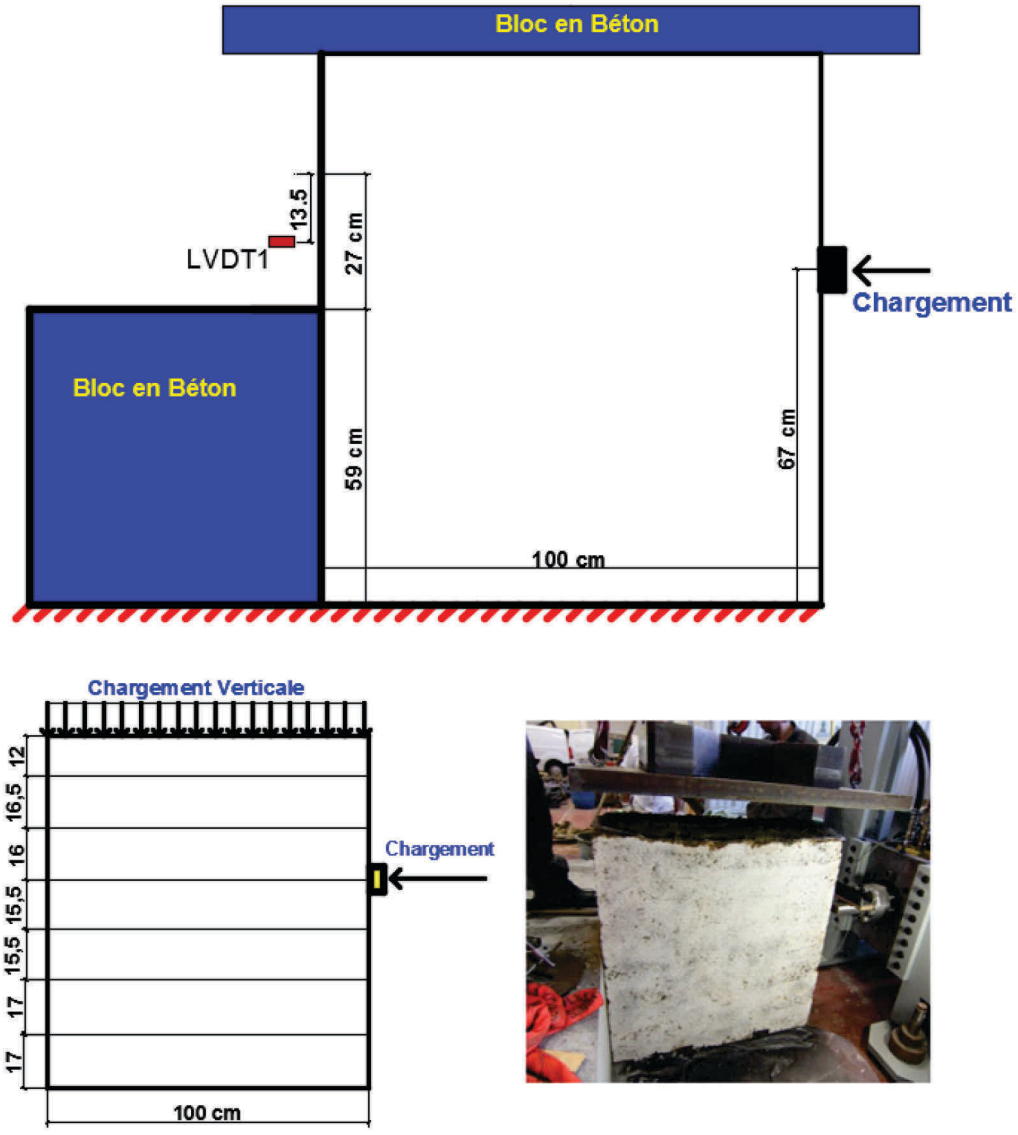


Figure 83 : Banc d'essai pour l'essai 3

4.3.4 Observation des murs après rupture

L'objectif de cette partie est de présenter les modes des ruptures pour les trois murs. En particulier, nous détaillons les différentes observations sur les quatre faces de chaque mur, nommées face A, B, C, D comme l'illustre Figure 83.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

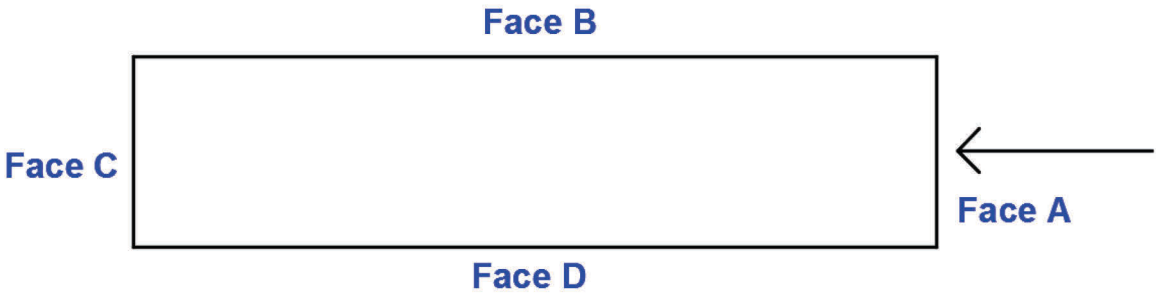


Figure 84 : Désignation des faces (vue de dessus)

4.3.4.1 Essai 2 (Mur 1) : Essai de cisaillement

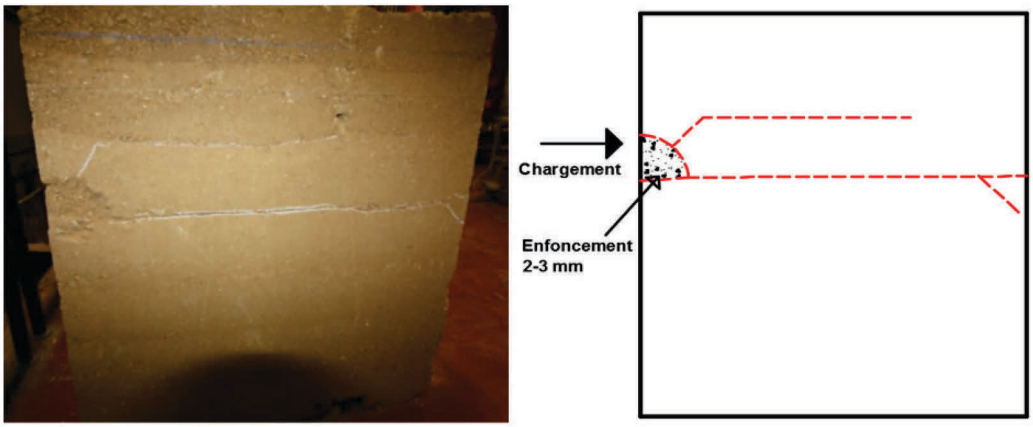


Figure 85 : Mur 1 après rupture - Face B (Force appliquée à gauche)

4.3.4.1.1 Observation sur la Face B

Deux types des fissures sont apparus sur cette face : premièrement, des fissures au niveau des interfaces entre les couches puis des fissures suivant une inclinaison de 45 ° (Figure 84). La fissure principale est suitée le long de l'interface entre deux couches au-dessus du point de chargement. L'ouverture de cette fissure est de l'ordre de 1 mm et traverse toute la largeur du mur. Au voisinage du point de chargement, on observe une zone effritée (Figure 85), depuis laquelle une fissure inclinée de 45 se propage vers le haut et croise une interface entre deux couches. Cette dernière fissure continue à se propager selon l'interface sans traverser tout le mur contrairement à la fissure principale. Finalement, on constate l'apparition d'une petite fissure à 45° du côté droit vers le bas (Figure 85).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

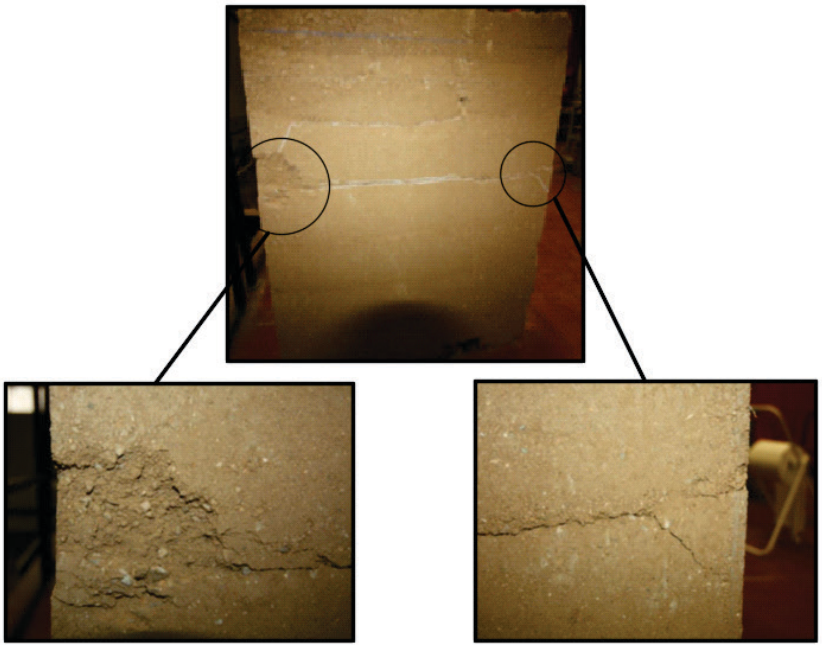


Figure 86 : Mur 1 après rupture - face B (Détails gauche et droite)

4.3.4.1.2 Observation sur la Face D

Sur la face opposée (D), des fissures assez similaires de celles de la face B sont apparues. Tout d'abord une fissure, au-dessous de la zone du chargement, qui traverse toute l'interface entre les deux couches, puis une seconde fissure qui traverse une partie de l'interface, et finalement des fissures à 45° sur les deux bords du mur (Figure 86).

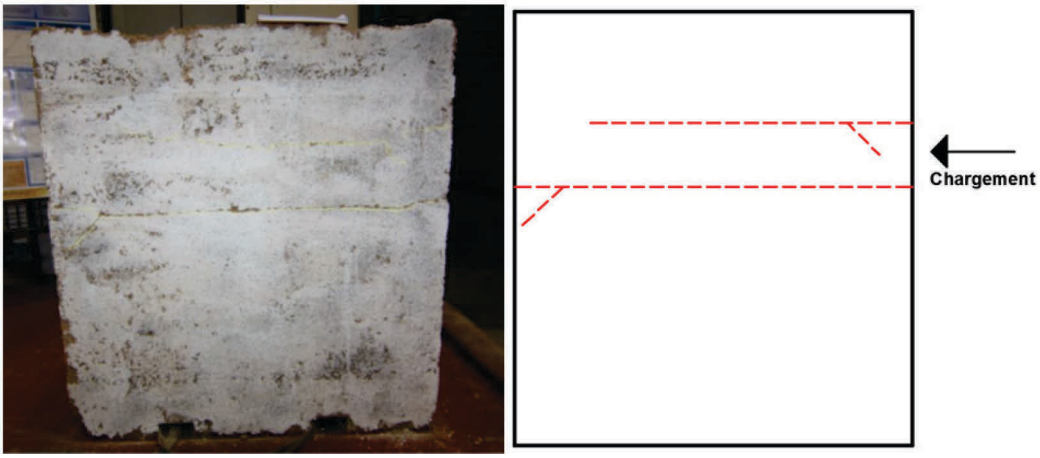


Figure 87 : Mur 1 après rupture - Face D (Force appliquée à droite)

4.3.4.1.3 Observation sur la Face A

Sur la face A, on observe une zone effondrée, qui est due à l'empreinte de la plaque ayant servi à appliquer l'effort (Figure 87). L'effondrement sur cette face n'est pas homogène, on remarque de plus un enfoncement de 2/3mm à droite, alors qu'il est quasiment nul à gauche. Une telle remarque nous indique que l'effort appliqué n'était peut-être pas réparti de manière parfaitement homogène

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

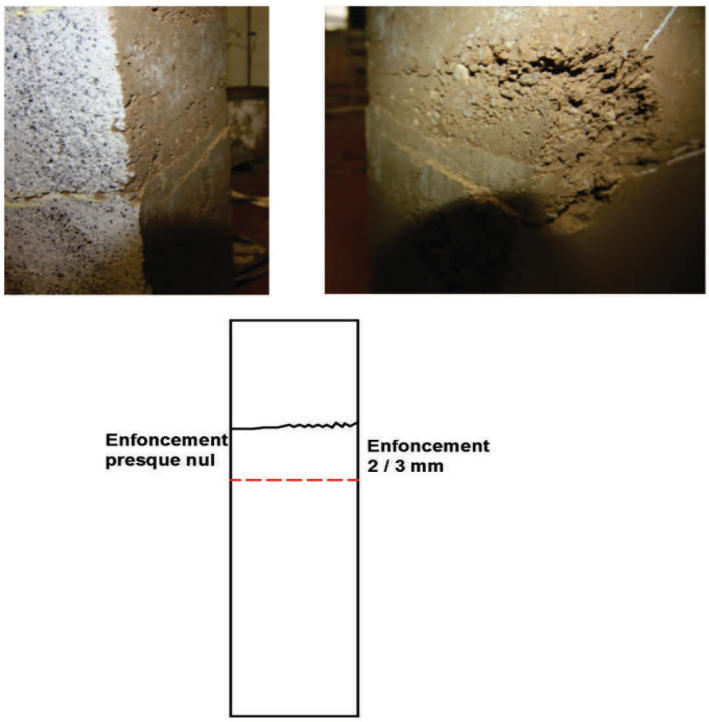


Figure 88 : Mur 1 après rupture - Face A

4.3.4.1.4 Observation sur la Face C

Sur la face C, une seule fissure à l'interface entre deux couches a été observée. Cette fissure correspond à la fissure sur les faces latérales B et D. Les deux couches sont séparées sur tout l'ouvrage. La ruine de l'ouvrage a consisté au décollement de ces deux couches.

4.3.4.2 Essai 3 (Mur 2) : Essai compression + cisaillement

4.3.4.2.1 Observation sur la Face B

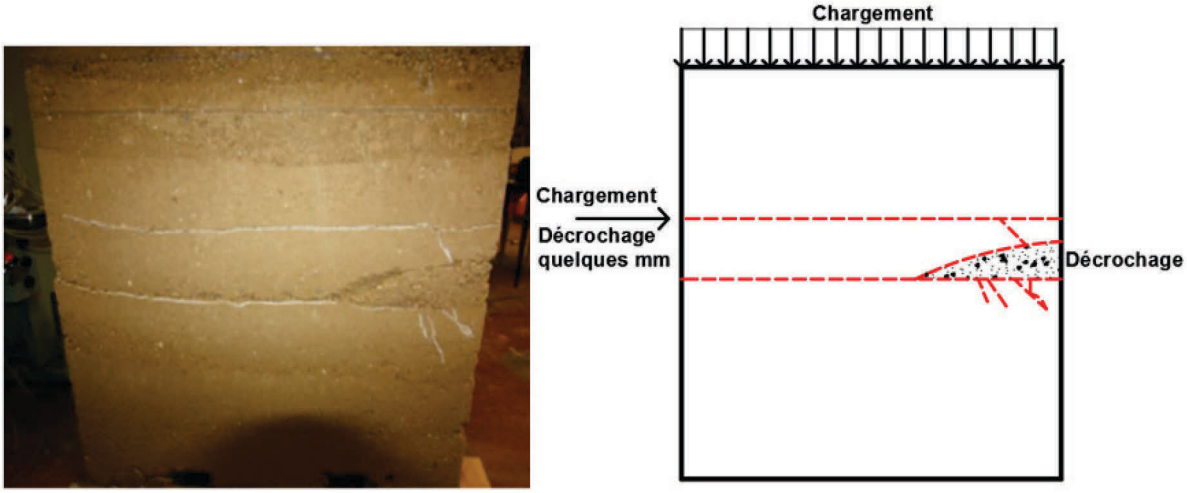


Figure 89 : Mur 2 après rupture - Face B (Force appliquée à gauche)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Les fissures principales sont deux fissures le long des deux interfaces entre les couches (Figure 88). La fissure du bas s'incline vers le haut sur le côté droit dans la zone proche du bord (en dessus on trouve une zone très friable avec des gros granulats (Figure 89)). Des fissures à 45° orientées vers le bas du côté droit du mur ont été observées, un décrochage a été également observé sur la fissure horizontale. Le décrochage le long de la fissure du bas indique la production d'un glissement au niveau de l'interface.

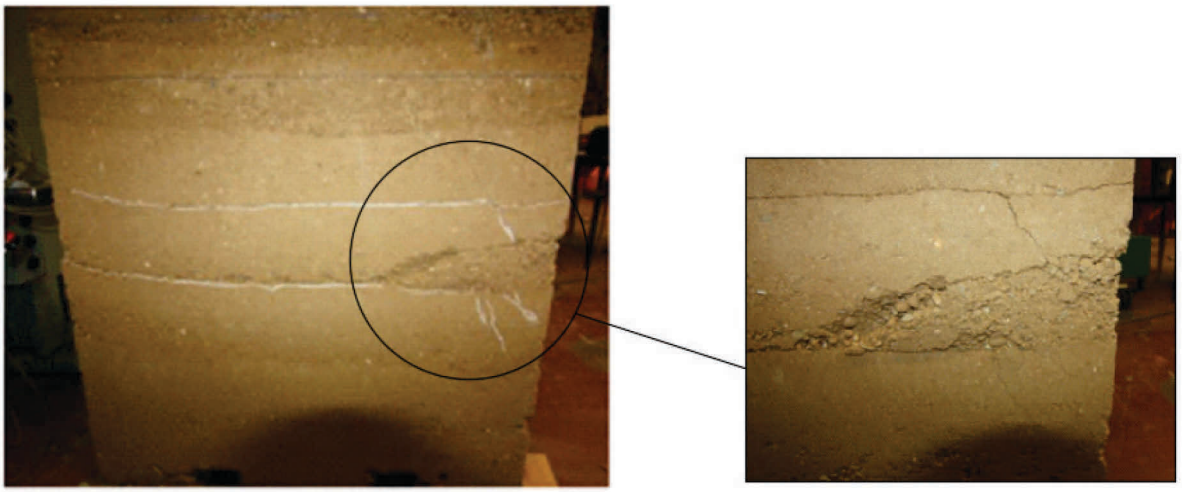


Figure 90 : Mur 2 après rupture - Face B (Détails droite)

4.3.4.2.2 Observation sur la Face D

Les mêmes observations ont été tirées pour les deux faces B et D. On trouve les deux fissures s'étalant sur les deux interfaces entre les couches et les fissures à 45° dirigées vers le bas du côté droit du mur (Figure 90).

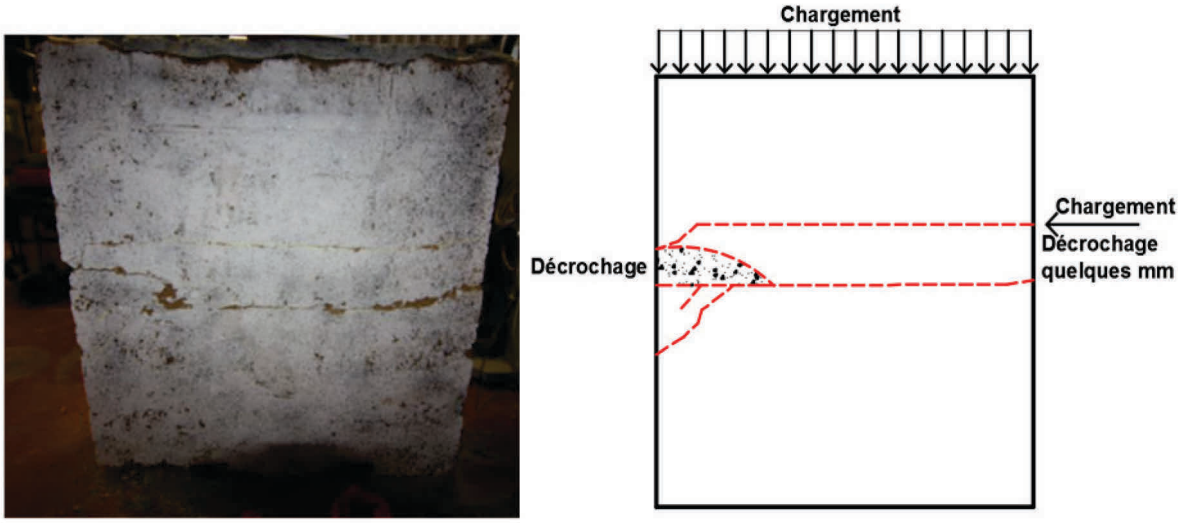


Figure 91 : Mur 2 après rupture - Face B (Force appliquée à droite)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.3.4.2.3 Observation sur la Face C

Sur cette la face C, on note la présence d'une fissure située à l'interface entre deux couches, des fissures à 45° et des fissures verticales, le glissement s'est produit au-dessus de la zone contenant de gros granulats (Figure 91) .

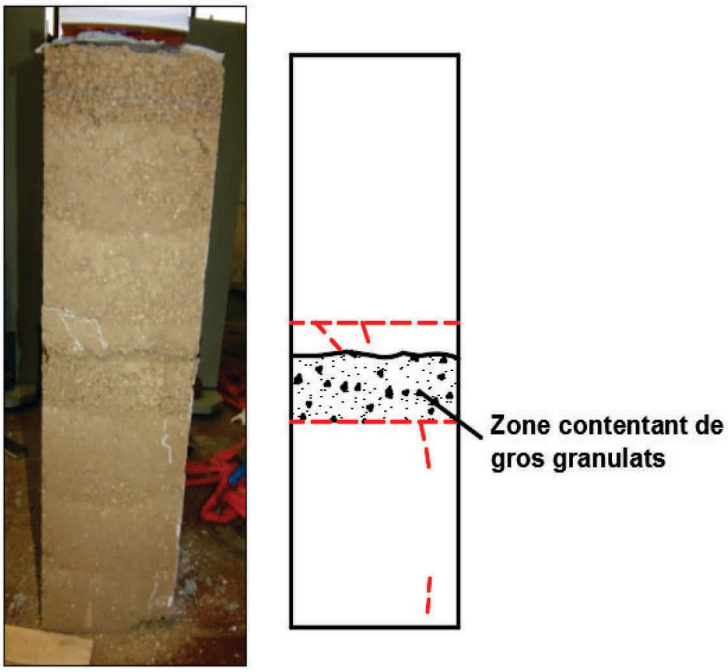


Figure 92 : Mur 2 après rupture - Face C

4.3.4.2.4 Observation sur la Face A

Sur cette face, on constate une zone assez friable, avec la présence de la fissure où le glissement s'est produit (Figure 92).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

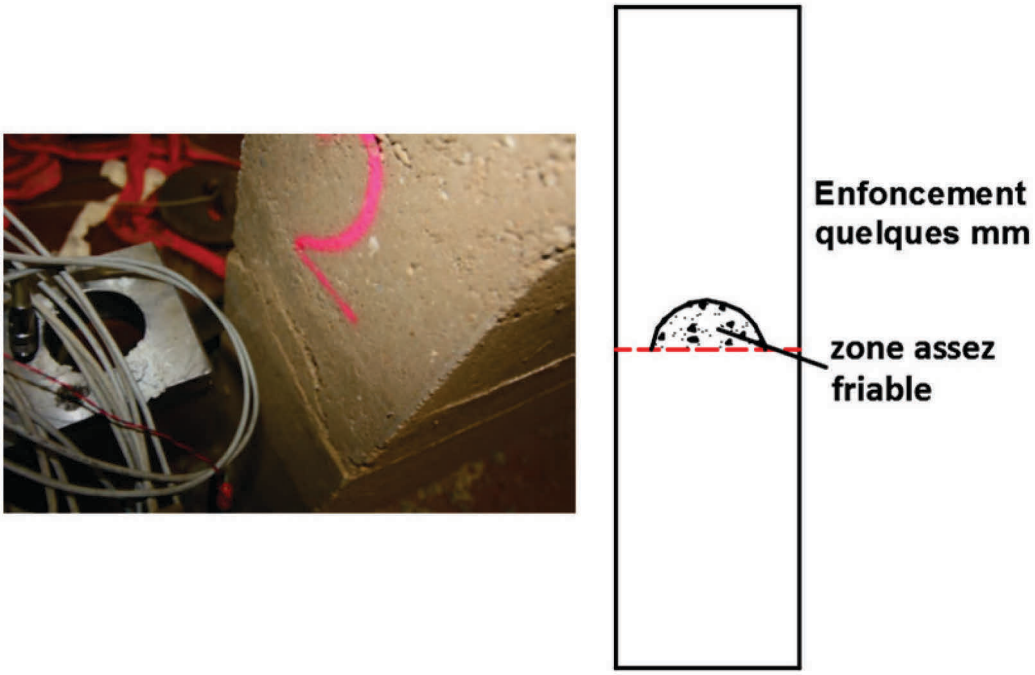


Figure 93 : Mur 2 après rupture - Face A

4.3.4.3 Conclusion

Les observations dans les trois cas de chargements nous montrent que la rupture s'est produite principalement le long des interfaces entre les couches. Des fissures à 45° ont été observées caractérisant un mur soumis au cisaillement. Ces fissures croisent les interfaces entre les couches. Toutes ces observations nous indiquent que les interfaces entre les couches sont des zones de faiblesses principales dans le cas d'un mur en terre chargé en cisaillement.

4.3.5 Comportement des murs au cours des essais

4.3.5.1 Essai 1 (Mur 6)

Le (Figure 93) montre les courbes des déplacements horizontaux en fonction de la force appliquée, mesurés par les capteurs LDVT1 (positionné devant le mur) et LDVT2 (Vernis). On remarque que le (LVDT 1) enregistre des déplacements nuls après la charge ultime, cependant le LVDT2 (Vernis) montre une phase d'adoucissement après la charge ultime.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

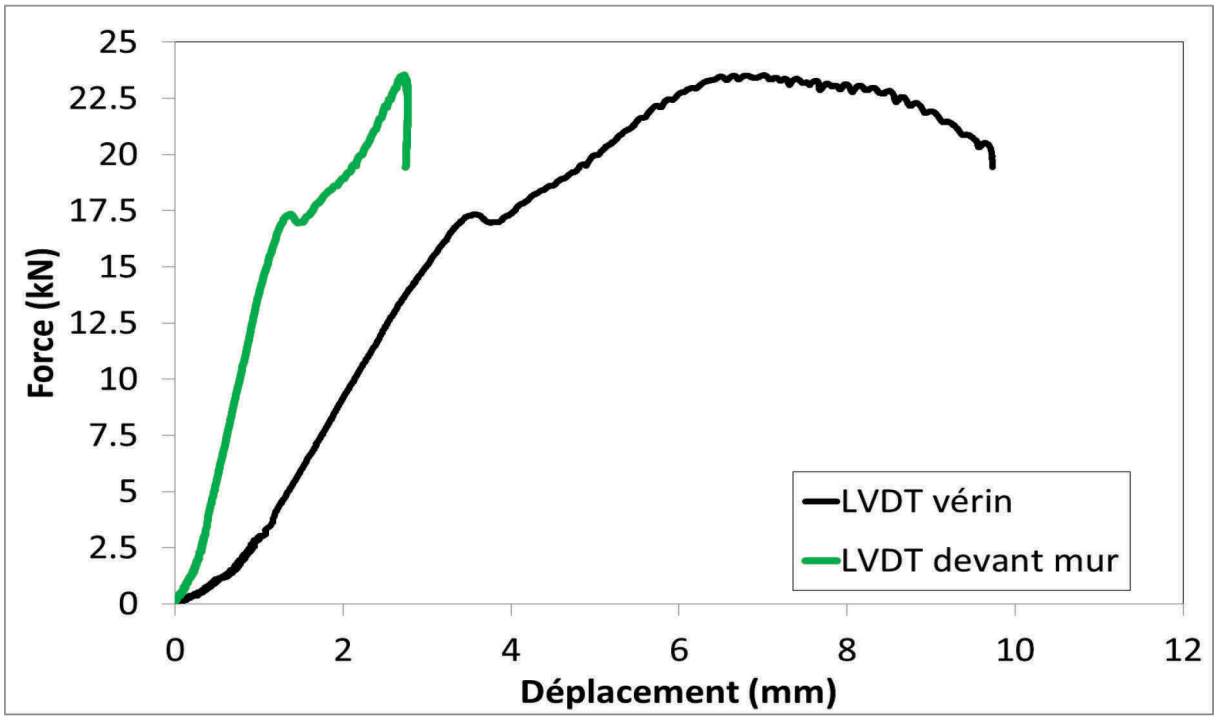


Figure 94 : Courbes des déplacements horizontaux/force pour le Mur 6 – Essai 1

La chute de la force après la charge ultime au niveau de la courbe correspondante au capteur LDVT1 est probablement due à l'importance de l'endommagement local que la zone de chargement a subit.

La Figure 94 montre les courbes force-déplacement avec les modes des ruptures du mur durant le chargement. On note que le comportement du mur reste quasiment linéaire, et ce malgré l'apparition des fissures horizontales aux interfaces, jusqu'à que la force appliquée atteint la valeur de 17.3 KN (point P3 qui correspond à un déplacement de 3.8 mm). Au niveau de cet état de chargement, le glissement aux interfaces devient assez important avec la présence des fissures entre les couches au-dessus et au-dessous de la zone de chargement (4 fissures horizontales aux 4 joints). Les deux fissures horizontales à côté de la zone de chargement sont dues à la charge de vérin. Les deux autres fissures horizontales (partie inférieure et supérieure) sont dues à la réaction de deux zones de blocage des déplacements horizontaux.

Après cette phase quasi-linéaire, le chargement continue à augmenter jusqu'à la rupture, la charge maximale atteinte est de 23.6 KN (point P4) et le déplacement correspondant est de 6.63mm. La dernière phase caractérisée par une chute de capacité portante traduit la rupture du mur, la charge a augmenté de 35% entre les points P3 et P4. Durant cette phase, un autre type des fissures a été observé dans le mur entre les fissures inclinées d'un angle de 45 degrés par rapport aux joints horizontaux. On conclut que la rupture est due à deux modes : le premier traduit par le cisaillement entre les joints engendrant ainsi les fissures horizontales alors que le deuxième mode est traduit par le cisaillement d'un mur homogène créant ainsi les fissures inclinées d'un angle de 45°.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

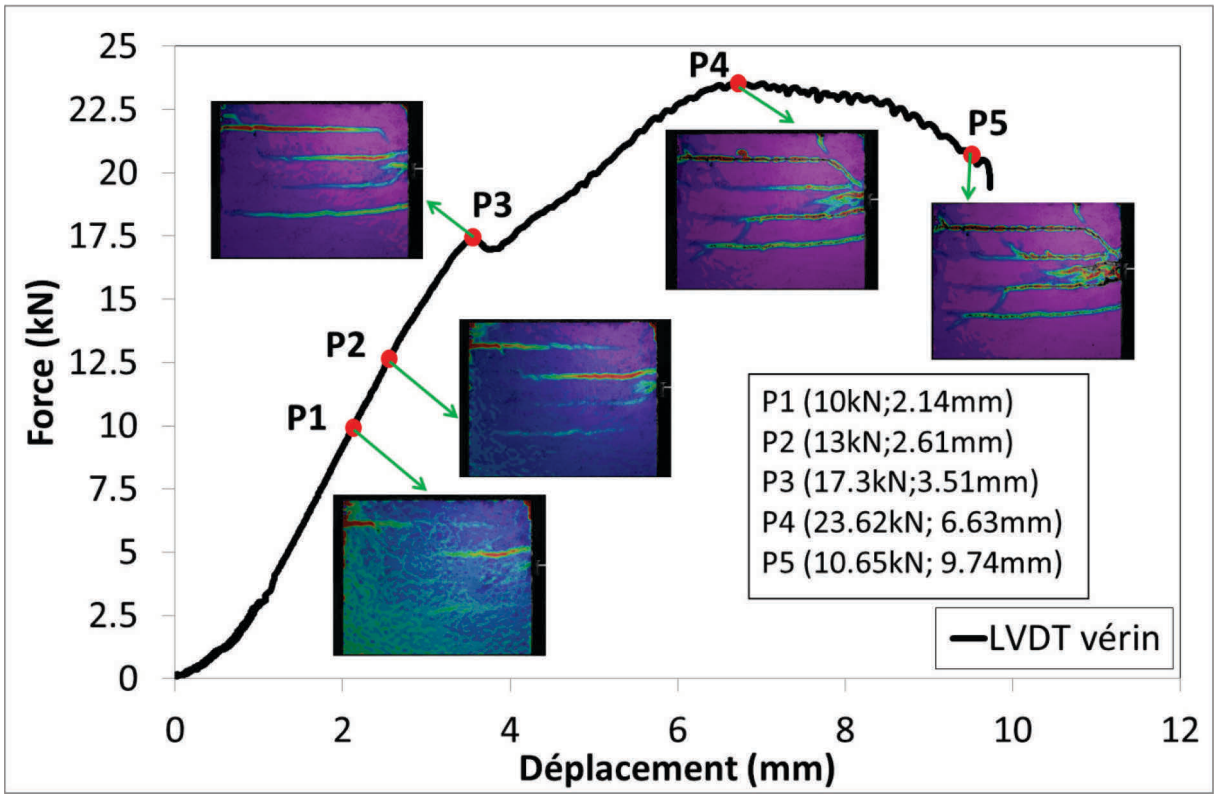


Figure 95 : Les modes des ruptures du Mur 6 – Essai 1

Comme il a été mentionné précédemment, les deux fissures horizontales à côté de la zone de charge sont dues à la charge de vérin cependant les deux autres sont dues aux réactions des zones de blocage des déplacements horizontaux. On peut donc calculer la contrainte de cisaillement dans les joints en divisant la force maximale atteinte sur la surface de ces deux interfaces (Figure 95) :

$$\tau = \frac{F_{\max(p3)}}{2 * S_{joint}} = \frac{17300}{2 * 300 * 1000} = 0.029\ MPa \qquad (4.7)$$

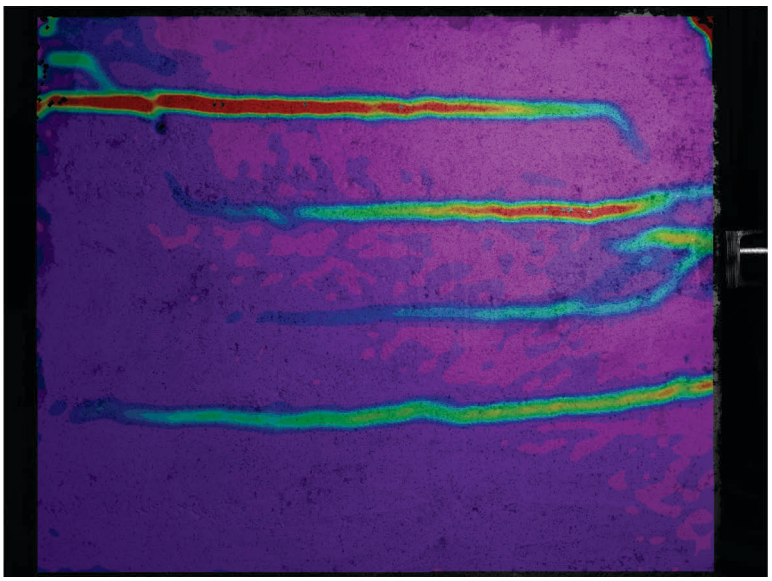


Figure 96 : Déformation principale e1 au point P3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.3.5.2 Essai 2 (Mur 1)

La Figure 96 montre les courbes force-déplacement correspondantes au Mur 2 avec les valeurs des forces et déplacements aux états de chargement principaux. Les modes des ruptures du mur en fonction du chargement sont illustrés sur la Figure 98.

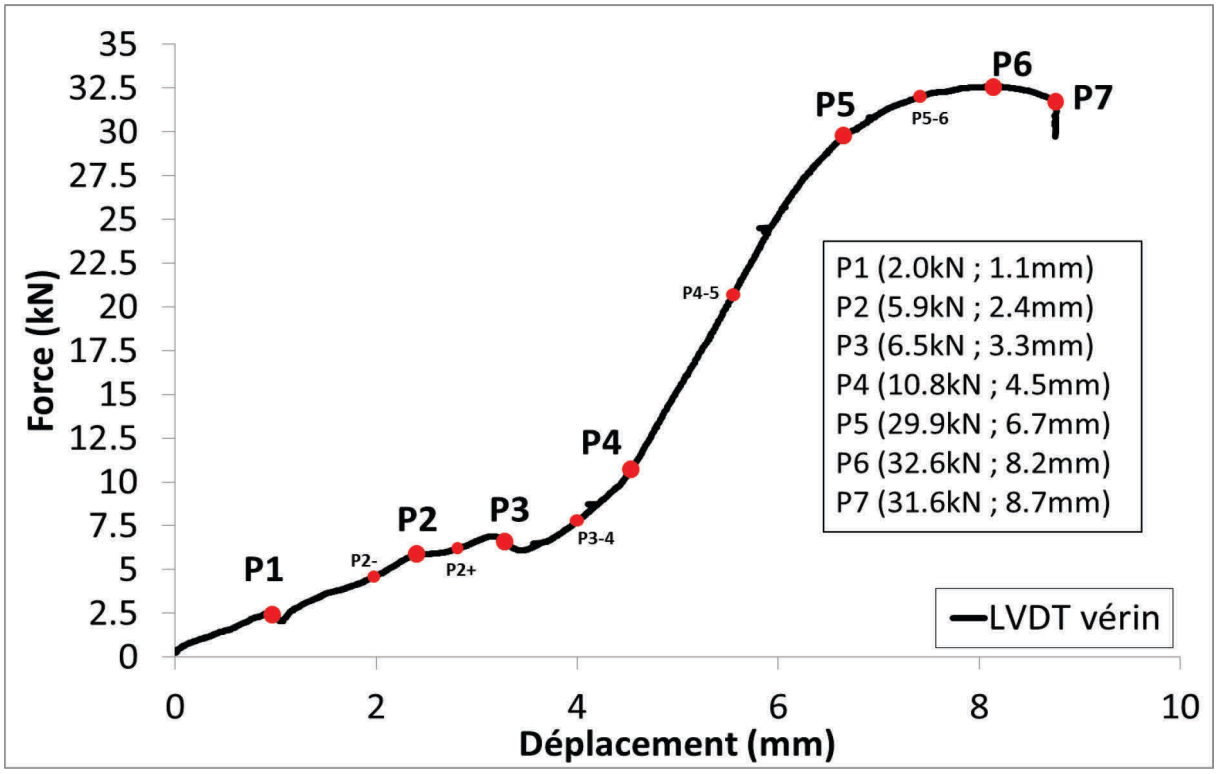


Figure 97 : Courbe de déplacement horizontal/force pour le Mur 1 – Essai 2

Le comportement du mur est linéaire jusqu'à une charge de 6.5kN (point P2), où on observe l'apparition d'une fissure horizontale. Malgré la présence de cette fissure, le comportement reste quasi-linéaire jusqu'à ce que cette fissure traverse tout le mur (point P3). Ensuite, on observe une seconde phase linéaire entre P3 et P5. En effet, au cours de l'essai, un glissement du bloc en béton supérieur a été observé. Il se peut que la phase entre P3 et P5 corresponde au glissement du bloc supérieur en béton avec la partie supérieur du mur. Le dispositif de corrélation d'image nous montre que le déplacement horizontal est plutôt homogène dans l'ensemble de la partie supérieure (au-dessus de la fissure) du mur aux points P4 et P5, ce qui confirme la dernière explication.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

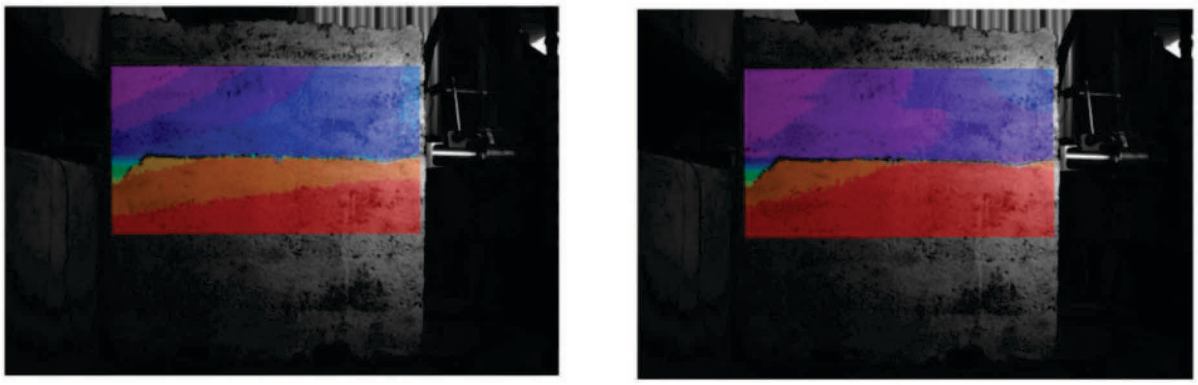


Figure 98 : Déplacements horizontaux Mur 1 – Essai 2 : à droite au Point P4, à gauche au Point P5

Quand la force atteint la valeur 32.4 KN (Point P5-6), juste avant la rupture, une autre fissure horizontale apparait à l'interface entre deux couches. La dernière phase, dans laquelle la force chute, correspond à une éjection de la couche du mur située entre les deux fissures. La force de la rupture atteinte est de 32.5 KN.

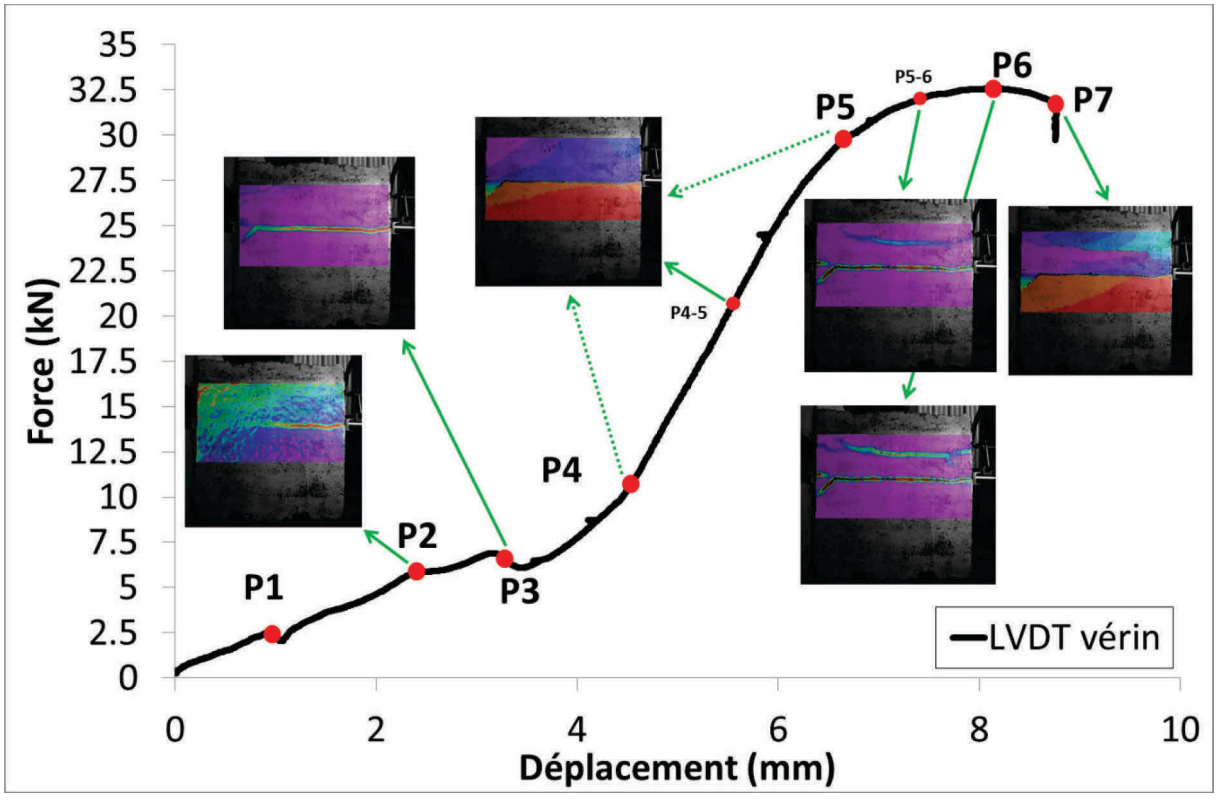


Figure 99 : les modes des ruptures du Mur 1 – Essai 2

La fissure horizontale traverse tout le mur au point P3 ou la force atteint la valeur de 6.5 KN. On peut alors calculer la résistance au cisaillement du joint en divisant la force par la surface du joint :

$$\tau = \frac{F_{max(p2)}}{S_{joint}} = \frac{6500}{300 * 1000} = 0.022\ MPa \qquad (4.8)$$

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

La résistance au cisaillement du joint dans l'essai précédent était de 0.029MPa, donc proche de celle du joint dans cet essai. En revanche, et contrairement au test précédent, la fissure est située le long d'une seule interface. On peut conclure que la charge maximale et le mode de rupture sont influencés par la position relative de la zone d'application des efforts par rapport aux interfaces.

4.3.5.3 Essai 3 (Mur 2)

Les courbes force-déplacement du Mur 2 sont montrées dans la Figure 99. Les modes des ruptures et les valeurs correspondantes de force et déplacements sont montrées dans la Figure 100 et la Figure 101.

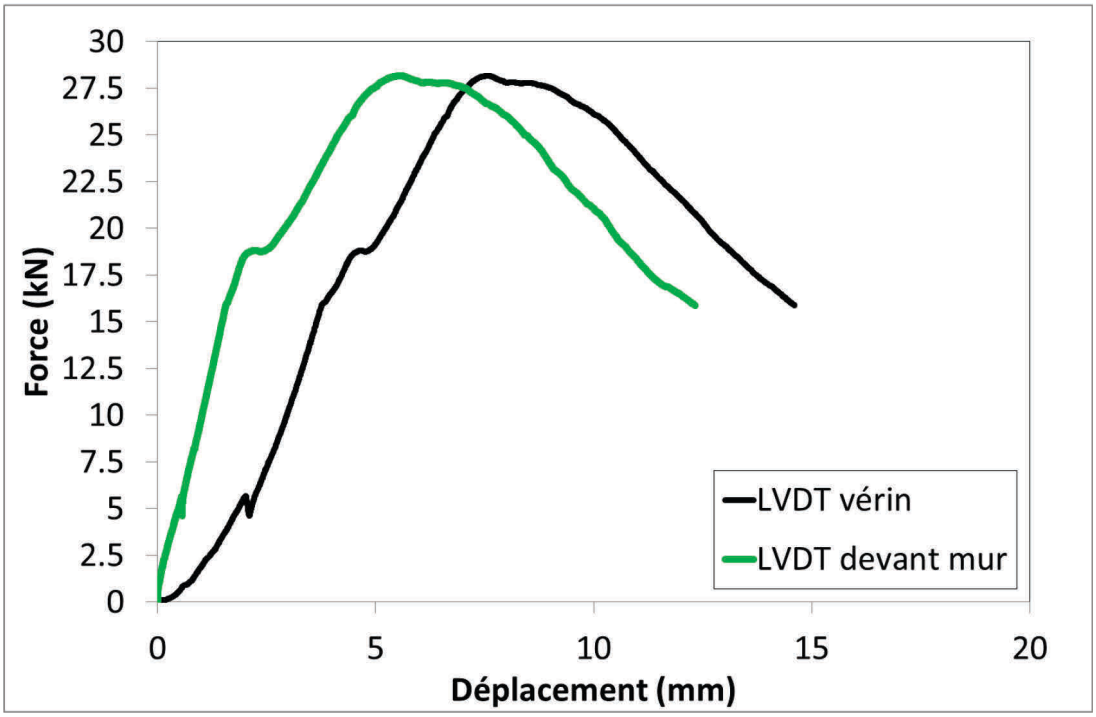


Figure 100 : Courbes des déplacements horizontaux/force pour le Mur 2 – Essai 3

Durant cet essai, on constate que le comportement est quasi-linéaire jusqu'à la rupture. Au point P1, on note un décrochage difficile à expliquer, surtout que la corrélation d'image ne montre aucun phénomène particulier à ce point. Cependant, on peut supposer que cela est dû à l'apparition des fissures internes, ou à un endommagement local au niveau de la zone d'application de l'effort. Entre les points P1 et P2, on observe l'apparition d'une fissure à 45° caractéristique du cisaillement qui se propage jusqu'à et au long de l'interface entre les couches (la configuration qui correspond au point P2). A ce niveau, on observe également l'apparition d'une seconde fissure le long d'une seconde interface. Au point P3, la fissure supérieure traverse tout le mur sous une charge de 18.6kN. Bien que la fissure supérieure soit devenue traversant, Le confinement est suffisant pour empêcher un glissement trop important le long de cette fissure, et le comportement du mur reste quasi-linéaire. Au point P4, la fissure inférieure devient traversante, ce qui conduit à un glissement de l'ensemble de la couche entre

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

les deux fissures, et de la partie supérieure du mur, la force commence à diminuer rapidement traduisant la rupture.

La première fissure horizontale apparente a traversé tout le mur au point P3 ou la force atteint la valeur de 18.6 KN, on peut alors calculer la résistance au cisaillement du joint en divisant la force sur la surface du joint :

$$\tau = \frac{F_{\max(p3)}}{S_{joint}} = \frac{18600}{300 * 1000} = .062\ MPa \qquad (4.9)$$

La résistance au cisaillement du joint dans cet essai est bien plus importante que dans les deux cas précédents (0.022MPa pour l'essai 1 et 0.029MPa pour l'essai 2). La charge verticale agit comme un confinement ou précharge et augmente la résistance des joints au cisaillement.

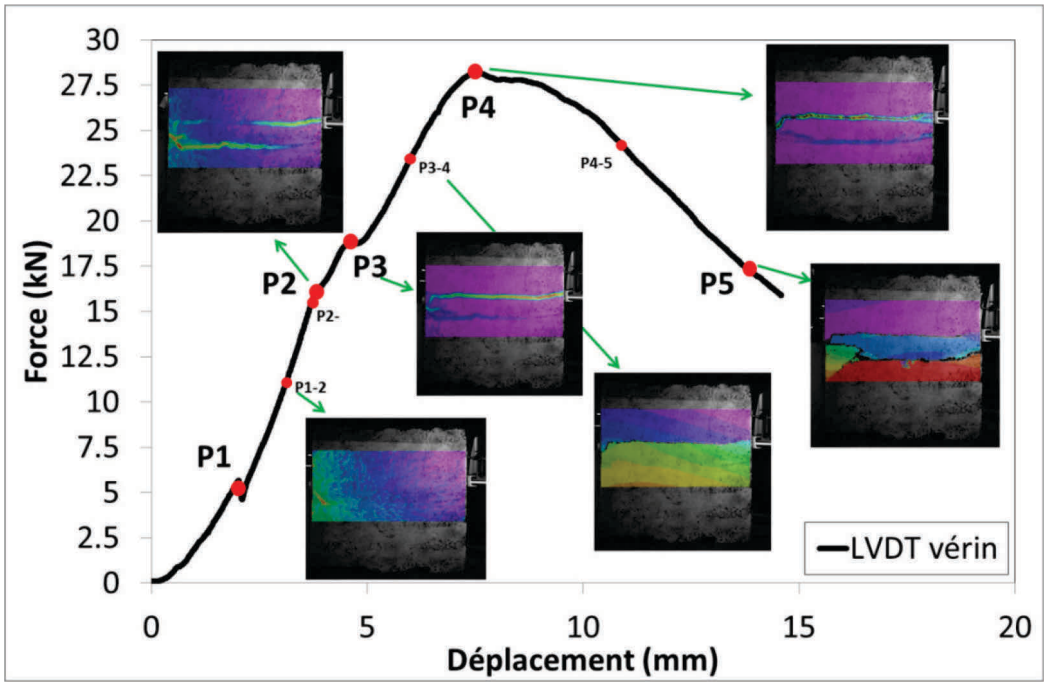


Figure 101 : Modes des ruptures du Mur 2 – Essai 3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

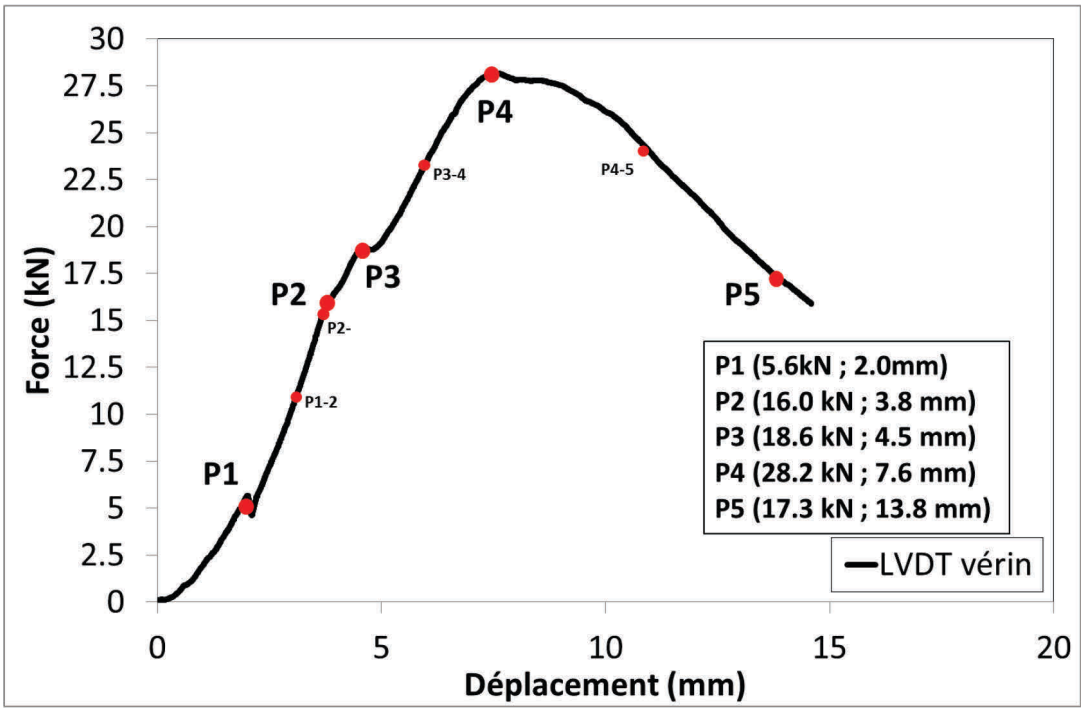


Figure 102 : Courbe de déplacements horizontaux/force pour le Mur 2 – LVDT Vérin – Essai 3

4.3.6 Conclusion sur les essais

Trois essais ont été conduits sur trois murs en pisé pour tester leurs résistances au cisaillement. Dans l'essai 1 le chargement de cisaillement était soit au niveau d'une couche, cependant elle a été appliquée au niveau de l'interface entre deux couches dans l'essai 2. L'effet d'un chargement vertical jouant le rôle d'un confinement a été testé dans l'essai 3. Les observations expérimentales nous ont montré que les zones de ruptures sont principalement les interfaces entre les couches. Ces interfaces sont donc une zone de faiblesse des murs en terre chargés en cisaillement. D'après l'essai 1 (Mur 6) et l'essai 2 (Mur 1), la résistance au cisaillement d'une interface est de l'ordre de 25kPa. Cette valeur est bien plus faible que la résistance à l'intérieur d'une couche estimée par (BUI 2013) à 10% de la résistance en compression (soit 200kPa). Le changement de La position relative des interfaces entre couches et de la zone d'application de l'effort, influe sur le nombre d'interfaces travaillant. En fait dans l'essai 1 ou le chargement était appliqué au niveau de la couche, quatre interfaces ont travaillé. Cependant dans l'essai 2, ou le chargement est appliqué au niveau de l'interface entre deux couches, deux interfaces ont été engagées. Cela joue un rôle important sur la résistance globale du mur et le mode de la rupture. Finalement et d'après les résultants de l'essai 3, on peut conclure que une charge verticale agit comme un confinement et améliore la résistance du mur au cisaillement.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.4 Validation Numérique

4.4.1 Introduction

Dans cette partie, nous allons réaliser une modélisation numérique pour les essais 1 et 3. Les résultats expérimentaux nous ont montré que les interfaces sont des points de faiblesse dans les murs chargées en cisaillement, d'où le choix de la méthode des éléments distincts pour réaliser la modélisation numérique. Dans cette méthode les interfaces sont prises en compte à travers une loi de comportement de Mohr Colomb. Plusieurs essais ont été menés au laboratoire sur des échantillons prélevés des murs testés pour déterminer les caractéristiques mécaniques du matériau terre (Annexe 6 : Essais complémentaires de caractérisation du matériau)

4.4.2 Modélisation de l'essai 1 (Mur 6)

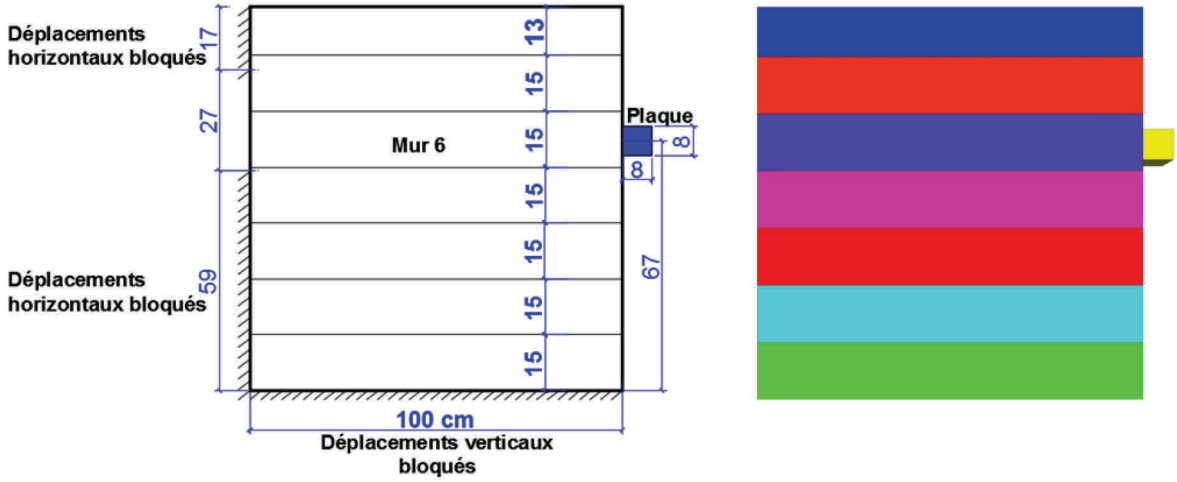


Figure 103 : Modèle 3DEC du Mur 6 – Essai 1

4.4.2.1 Description de la model

Le modèle géométrique se compose du mur en pisé et la plaque ayant servi à appliquer l'effort (Figure 102) et ayant les mêmes dimensions que celui de l'essai 1. Les couches de forme parallélépipède et d'épaisseurs uniformes, sauf la première en haut, sont séparées par des interfaces jouant le rôle des joints entre les couches. La plaque est modélisée comme un bloc cubique dont les propriétés sont celles de l'acier (E=2.1e11 N/m2, ν = 0.3). On suppose que les couches sont homogènes, isotropes et se comportent comme des blocs déformables. Le modèle de comportement des blocs est élasto-plastique non associé de type Mohr-Coulomb. De même, les interfaces obéissent au modèle Mohr-Coulomb non associé caractérisé par un angle de dilatation. Les conditions aux limites sont illustrées sur la Figure

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

102 et consistent à bloquer les déplacements horizontaux sur le côté droit sur deux zones séparées par une distance de 27cm.

4.4.2.2 Les Caractéristiques mécaniques

4.4.2.2.1 Les caractéristiques mécaniques des couches

Les caractéristiques des couches sont prises en se basant sur les essais du laboratoire et les données de la littérature. Le coefficient de poisson pour les murs en terre est de 0.22 (Bui et al. 2014). La cohésion de la couche de terre est de 9% de la résistance à la compression (Bui et al 2015). L'angle de frottement peut varier entre 45° et 65° (Cheah et al. 2012). Cependant (Bui et al (2015) ont proposé la valeur de 50°. L'angle de dilatation est de 12 (Vermeer et al. 1984). Les caractéristiques mécaniques des couches sont résumées dans le (Tableau 21)

Caractéristiques des couches						
Densité	Module de Young	Coefficient de Poisson	Résistance à la traction = 9%f_c	Cohésion = 9% f_c	angle de frottement	angle de dilatation
Kg/m3	Mpa	-	KPa	KPa	°	°
1950	500	0.22	190	190	48	12

Tableau 21 : caractéristiques mécaniques des couches adaptées pour la modélisation

4.4.2.2.2 Les caractéristiques mécaniques de l'interface plaque - mur

Les raideurs normales et tangentielles du contact plaque-mur sont ajustées de manière à ce que la partie linéaire de la courbe force-déplacement obtenue numériquement soit proche à celle de la courbe expérimentale (Figure 103). Les autres caractéristiques (résistance en traction, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance), sont prises nulles pour avoir un contact glissant. Les caractéristiques mécaniques de l'interface plaque – mur sont présentées dans le (Tableau 22).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

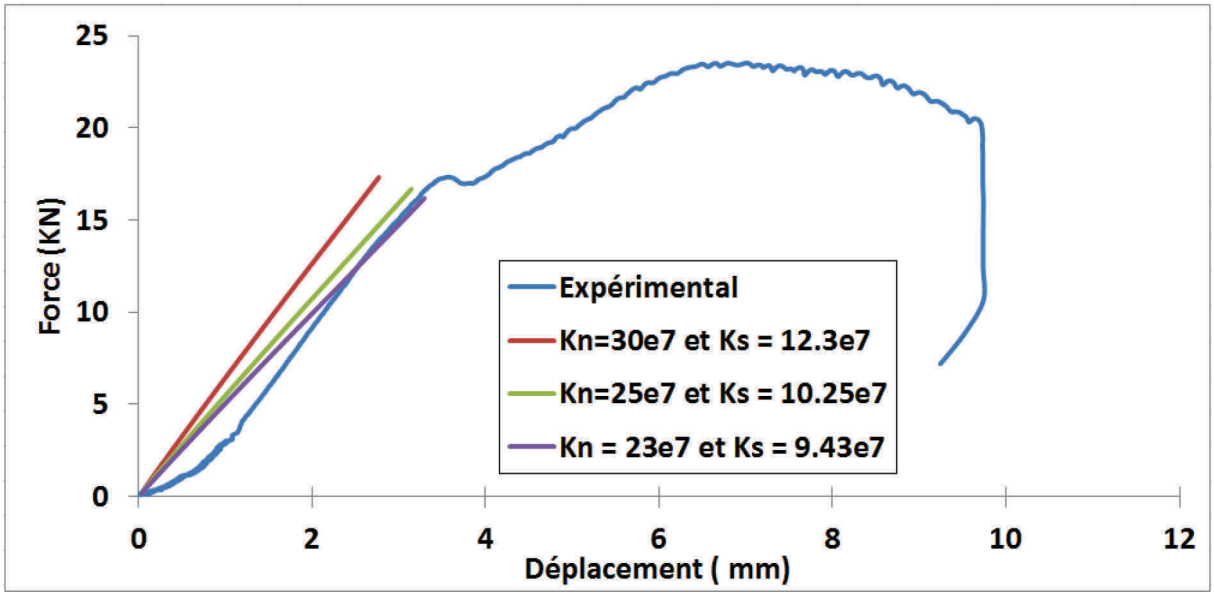


Figure 104 : Ajuster les valeurs des raideurs normales et de cisaillement du contact plaque-mur

Caractéristiques d'Interface plaque –mur				
rigidité normale Kn	rigidité tangentiel Ks	Résistance à la traction	Cohésion	Angle de frottement
GPa/m	GPa/m	KPa	KPa	°
23	9.43	0	0	0

Tableau 22 : Caractéristiques mécanique d'Interface plaque /mur – Mur 6 – Test1

4.4.2.2.3 Les caractéristiques mécaniques des interfaces entre les couches

Bui et al. (2015) ont déterminé les valeurs de la rigidité tangentielle et normale de l'interface par des essais dynamiques in situ. Ce qui a donné les valeurs suivantes : kn = 60 GPa/m ; km = 24.6 GPa/m. Ces dernières valeurs ont été validées par des tests numériques (), alors nous les adapterons dan²1s la suite.

Pour les valeurs de la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la traction de l'interface, des tests numériques ont montré la sensibilité du modèle par rapport à la variation de ces valeurs. Vu cette difficulté, nous avons décidé de mener une étude paramétrique, en considérant quatre cas d'études, où les valeurs de la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la traction de l'interface sont égales à 70%, 80%, 85% et 90% par rapport à celles de la couche en terre. L'angle de dilatation reste inchangé vu son effet qui reste négligeable pour ce type d'études (Bui et al 2015).

Caractéristiques des Interface entre les couches					
rigidité normale Kn	rigidité tangentiel Ks	Résistance à la traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilation
GPa/m	GPa/m	KPa	KPa	°	°
60	24.59	variable	variable	variable	12

Tableau 23 : Les caractéristiques mécaniques des interfaces entre les couches

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.4.2.3 Application du Chargement

Le chargement est imposé en vitesse sur la plaque. Pour obtenir la force équivalente, on parcourt tous les nœuds associés à la plaque et on somme les valeurs des réactions dans la direction horizontale. La valeur de la vitesse appliquée sur la plaque égale à VX = -0.02 m /sec, plus élevée que la vitesse expérimentale. Afin d'amortir les effets dynamiques, on applique l'option « Dampe Auto », qui permet d'absorber l'énergie de vibration le plus rapidement possible durant un calcul statique ou quasi-statique.

4.4.2.4 Résultants numériques

4.4.2.4.1 Discussion de l'effet des caractéristiques mécaniques des interfaces entre les couches

La Figure 104 présente les courbes numériques et expérimentales de l'essai 1 (Mur 6). On note un impact visible des caractéristiques des interfaces entre les couches sur la force ultime atteinte à la rupture. Les deux cas où les caractéristiques de l'interface correspondent à 90% et 85% par rapport à celles des couches ont donné des valeurs de la force ultime proches de la valeur expérimentale (Figure 105), avec un rapport de 1.03 et 0.97, respectivement. Cependant, les modèles dont les caractéristiques des interfaces sont de 80% et 70% par rapport à celles des couches ont donné des forces ultimes de 0.77 et 0.69 par rapport à la force ultime expérimentale.

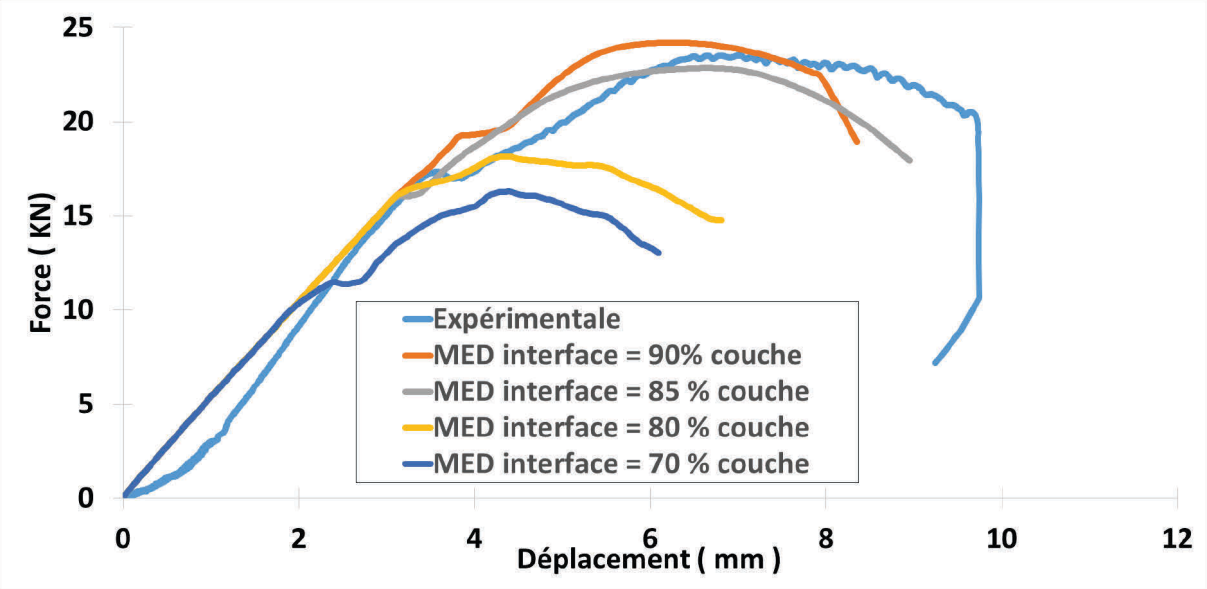


Figure 105 : comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques – Essai 1- Mur 6

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

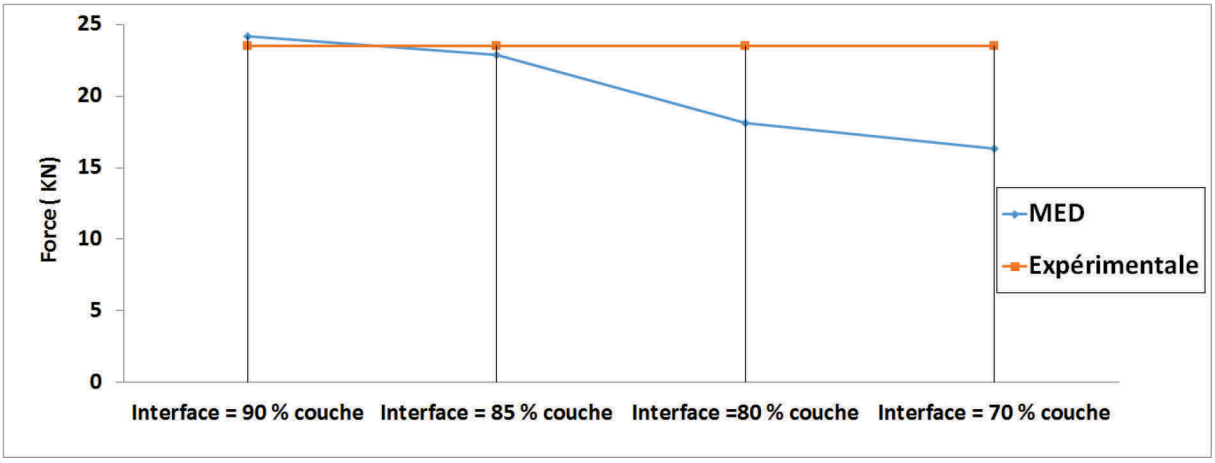


Figure 106 : comparaison entre les valeurs des forces ultimes numériques et expérimentale – Mur6 – Essai1

Les modes des ruptures aussi ont montré une certaine sensibilité par rapport aux caractéristiques des interfaces entre les couches. On comparera, dans un premier temps, les modes des ruptures d'abord au niveau des joints et dans un deuxième temps au niveau des couches. Afin de faciliter l'appréhension et la comparaison entre les modes des ruptures aux joints, nous adoptons la nomination des joints montrée dans la Figure 106, et la nomination des modèles numériques en fonction du rapport entre les caractéristiques des interfaces et celles de la couche présentée dans le Tableau 24 .



Figure 107 : Nomination des joints dans le mur 6 – Test 1

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

	Nom de model MED
Interface = 90 % couche	MED 90%
Interface = 85 % couche	MED 85%
Interface =80 % couche	MED 80%
Interface = 70 % couche	MED 70%

Tableau 24 : Nomination des modèles numériques pour le mur 6 – Test 1

La Figure 107 montre les valeurs des déplacements horizontaux dans le mur en fonction du rapport entre les caractéristiques des interfaces et celles de la couche (MED 70%, MED 80% MED 85%, MED 90%). Dans tous les cas, la ruine a été produite par l'éjection de la couche où la force a été appliquée, plus précisément la couche située entre le joint 2 et le joint 3. La Figure 108 illustre le tracé des fissures au niveau des joints sur chaque configuration MED. Les deux fissures au niveau des joints 2 et 3 ont été reproduites avec succès dans toutes les modèles. Par ailleurs, on constate que les modèles baptisés MED 70% et MED 80% ont produit uniquement les ruptures au niveau des joints 2 et 3. Les deux cas restants (MED 90% et MED 85%) ont bien produit les quatre fissures au niveau des quatre joints.

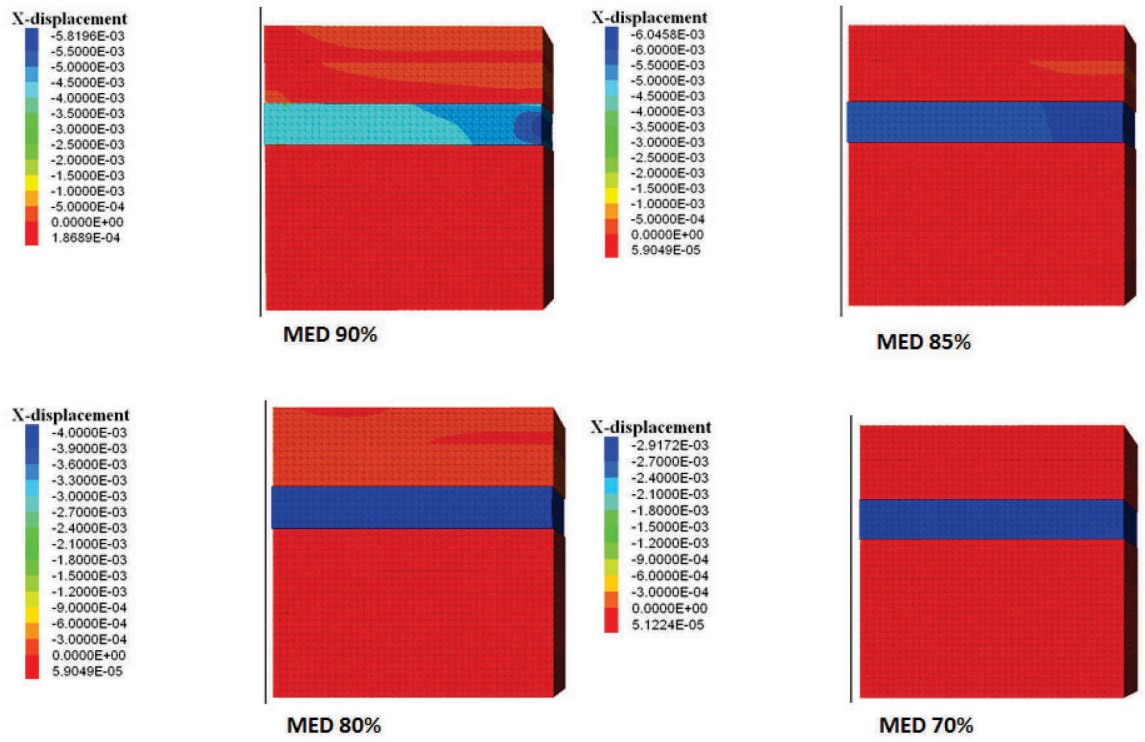


Figure 108 : Déplacement horizontaux numériques – Mur 6 – Essai 1

L'apparition des deux fissures horizontales au voisinage de la zone de chargement (au niveau des joints 2 et 3) est due à la charge de vérin. Cependant, l'apparition des deux autres (joints 1 et 4) est due aux réactions des zones de blocage des déplacements horizontaux sur le côté gauche du mur. On peut donc calculer la contrainte limite de résistance au cisaillement au niveau des joints pour les deux modèles MED 85% et MED 90% en divisant la force aux points P3' et P3'' (Figure 109) caractérisant la fin de la phase élastique comme suit:

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

$$\tau_{MED\ 85\%} = \frac{F_{\max(p_3')}}{2 * S_{joint}} = \frac{16100}{2 * 300 * 1000} = 0.027\ MPa \qquad (4.10)$$

$$\tau_{MED\ 90\%} = \frac{F_{\max(p_3'')}}{2 * S_{joint}} = \frac{19300}{2 * 300 * 1000} = 0.032 MPa \qquad (4.11)$$

On constate alors que les deux valeurs sont proches de la valeur obtenue expérimentalement (0.029 MPa) .

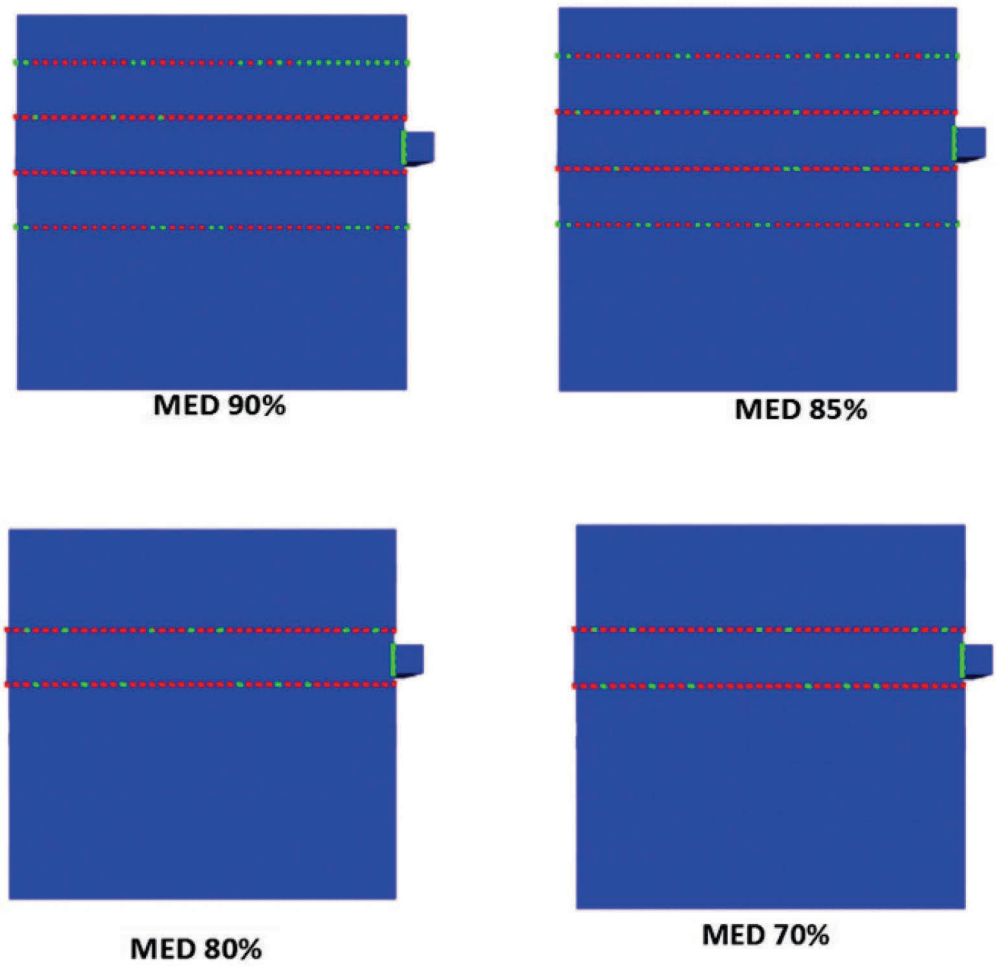


Figure 109 : Les fissures au niveau des joints pour les modèles numériques (code 3DEC) – Mur 6 – Essai 1

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

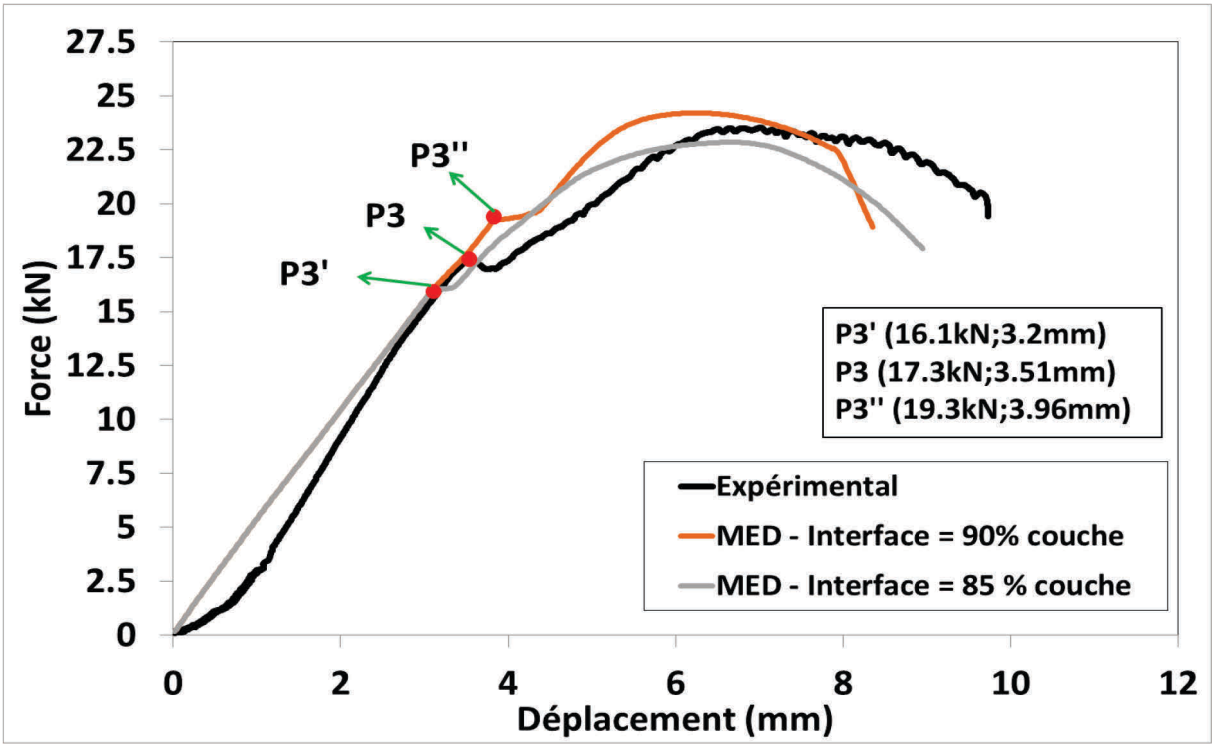


Figure 110 : comparaison entre les courbes force déplacement numériques et expérimentales – Essai 1 – Mur 6

Les Figures 110, 111, 112 et 113 présentent une comparaison entre les déformations principales maximales finales au niveau des couches, en excluant les interfaces, pour chaque cas (MED 70%, MED 80%, MED 85%, MED 90%) et les déformations expérimentales obtenues par la méthode de corrélation d'images. On remarque que les quatre modèles ont reproduit la zone effritée à côté de la zone d'application du chargement qui a subi une déformation principale importante de l'ordre de 1% fournie par le modèle numérique.

Premièrement, on constate que le modèle MED 85% a reproduit la fissure avec une inclinaison de 45° qui démarre de la zone du chargement et continue jusqu'à la partie supérieure du mur, qui est en accord avec les résultats expérimentaux. On note également la présence de plusieurs fissures à 45° dans le mur caractérisant la rupture d'un mur homogène sollicité sous un chargement de cisaillement. Le modèle MED 90% a produit la fissure avec l'inclinaison de 45° qui démarre aussi de la zone d'application du chargement mais qui s'arrête à l'interface entre deux couches où il croise la fissure au niveau du joint au-dessus, on trouve aussi les ruptures à 45° dans le mur. Cependant, on note dans le dernier cas que la zone effritée à côté de la zone d'application du chargement a subi une déformation plus importante que dans le cas MED 85%

les modèles MED 80% et MED 70% ont produit des ruptures locales à 45° qui démarrent de la zone du chargement et s'orientent vers le bas, contrairement à l'observation des résultats expérimentaux fournis par la méthode de corrélation d'images.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

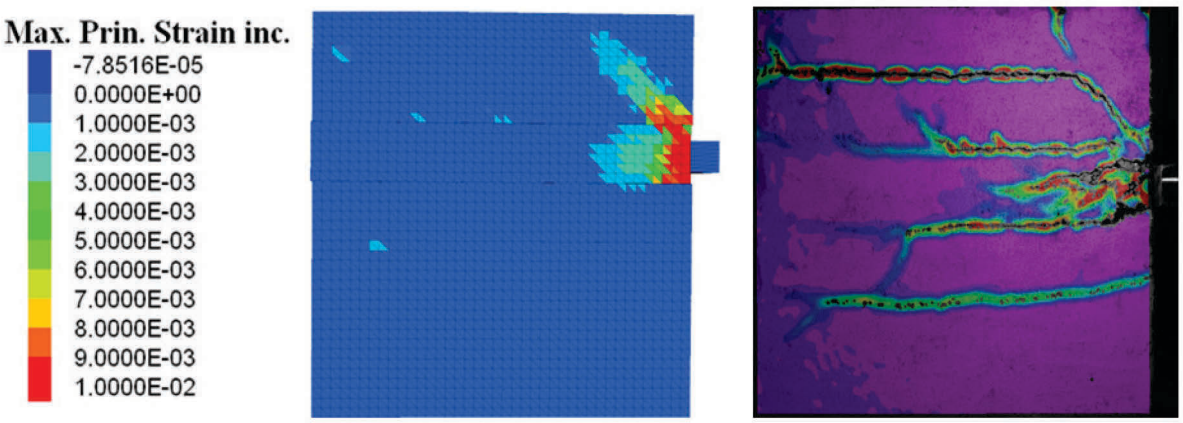


Figure 111 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 85%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6

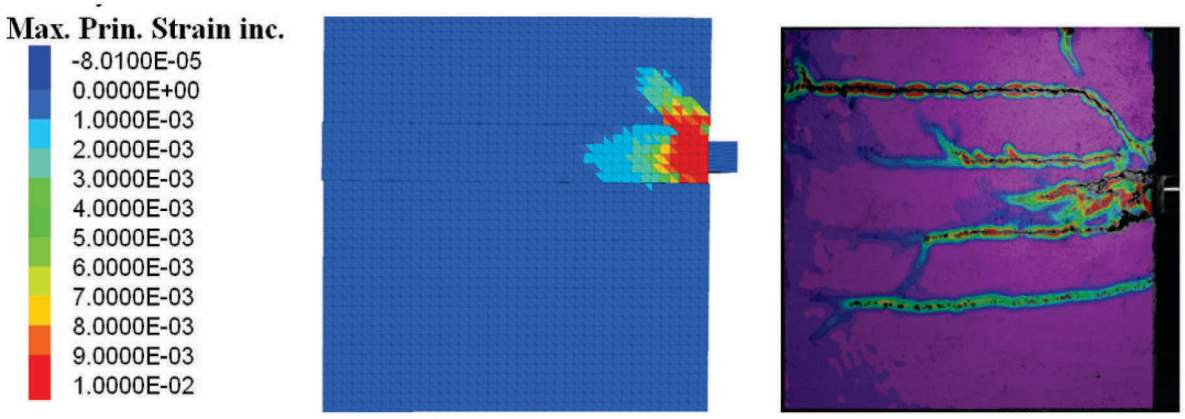


Figure 112 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 90%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6

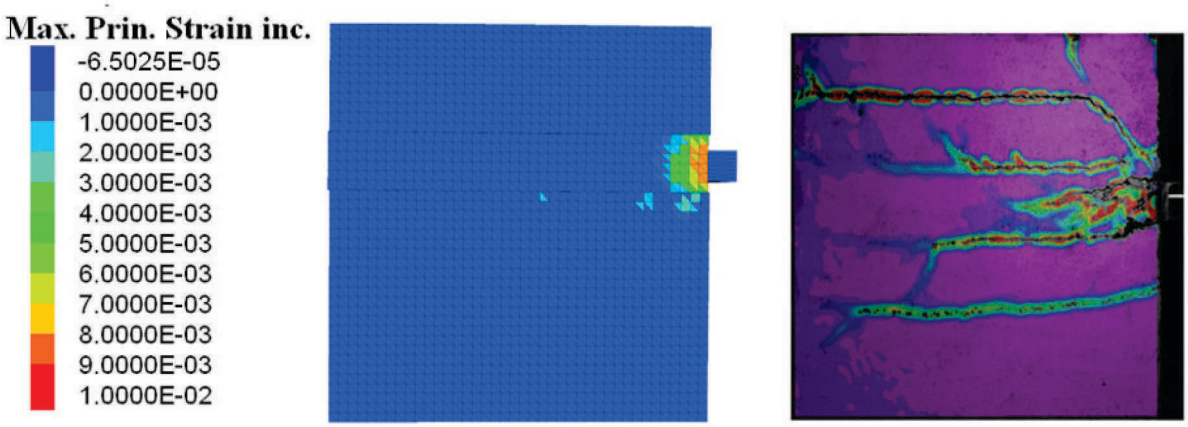


Figure 113 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 80%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

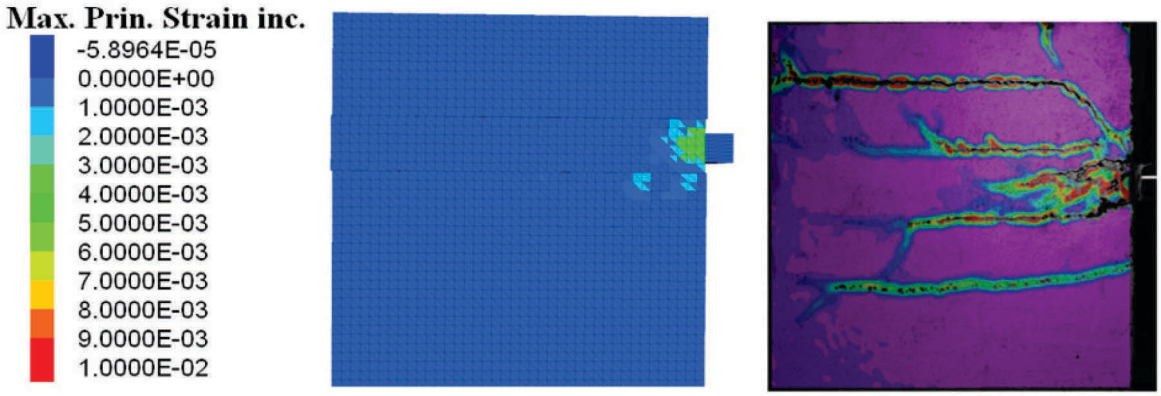


Figure 114 : Comparaison des déformations principales maximales numériques (MED 70%) avec les déformations expérimentales (Méthode de la corrélation d'images) – Essai 1 – Mur6

Finalement, la comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats de la modélisation numérique (la force ultime, la résistance de joint, le mode de rupture du mur), nous montre que le modèle numérique avec les caractéristiques mécaniques des joints correspondantes à 85% par rapport à celles des couches a donné les résultats les plus proches de l'ensemble des résultats expérimentaux (Figure 114).

4.4.2.4.2 Mode de rupture numérique

La Figure 115 présente la courbe force-déplacement et les modes de ruptures correspondants à des point donnés en utilisant uniquement le modèle MED 85 %. Les premières fissures au niveau des joints 3 et 4 sont produites sous une force autour de 9.5KN. La courbe force-déplacement reste linéaire jusqu'à une valeur de force de 16.1 KN (point P3') où le glissement entre les joints devient important. Cette dernière valeur de la force au point P3' est environ 6.9% moins de celle au point P3 sur la Figure 109. Malgré l'importance du glissement entre les joints, la force continue à augmenter jusqu'au point P4'. Entre les états de chargement P3' et P4', des fissures à une inclinaison de 45° sont apparues dans le mur. Au niveau du point P4', la force commence à diminuer.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

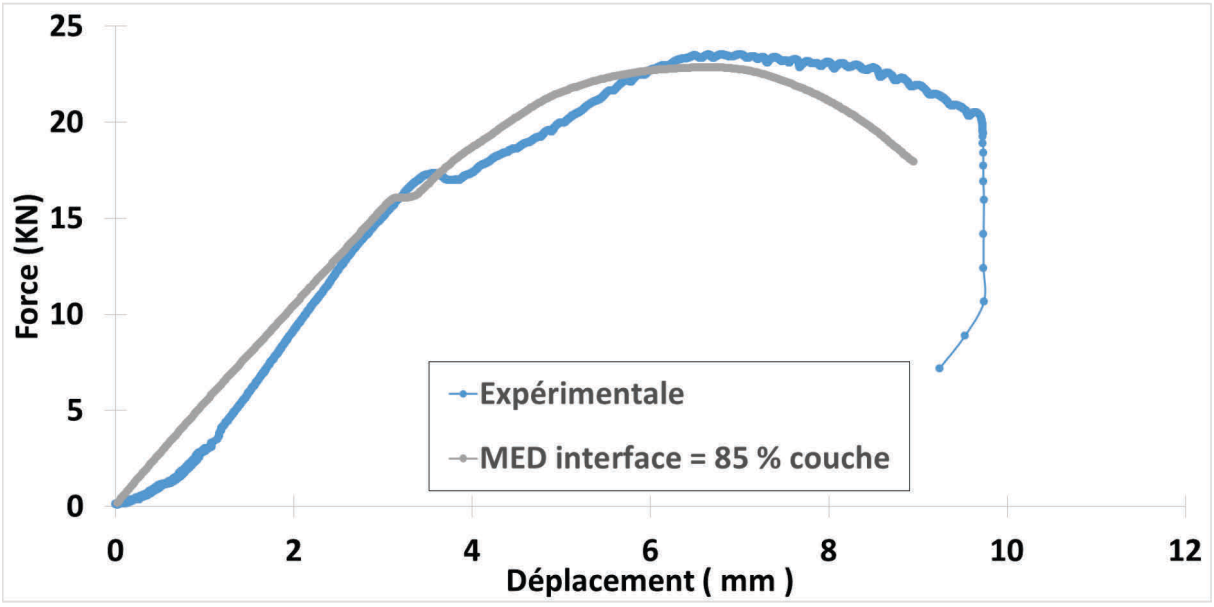


Figure 115 : les courbes force-déplacement expérimentales et numériques (modèle MED 85% - code 3DEC)

Le mode de rupture numérique est composé de la rupture des joints et de la rupture d'un mur homogène sollicité au cisaillement, ce qui confirme les conclusions expérimentales précédentes : les joints sont des points de faiblesse dans le mur en pisé soumis à un chargement de cisaillement.

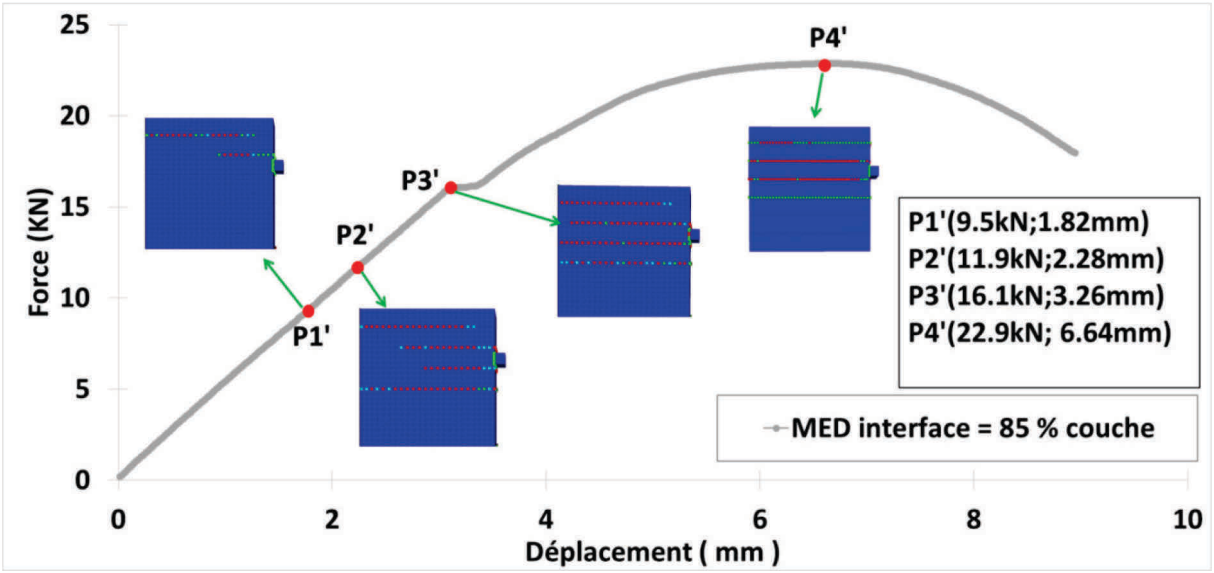


Figure 116 : Mode de la rupture numérique du Mur 6 – Essai 1 – code 3DEC

4.4.3 Modélisation de l'essai 3 (Mur 2)

4.4.3.1 Description du modèle

Le modèle géométrique se compose d'un mur en pisé et d'une plaque en contact avec le mur dont le rôle est de transmettre l'effort horizontal au mur puis un bloc en béton de 800 kg posé sur la partie supérieure du mur qui joue le rôle de la charge verticale transmise au cours de

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

l'essai 3 (voir Figure 116). Les mêmes démarches de modélisation du cas précédent ont été adoptées pour ce cas d'étude (Mur 2): les couches ont été modélisées comme un milieu continu séparé par des interfaces jouant le rôle des joints. La plaque a été modélisée comme un bloc ayant des propriétés mécaniques similaires à celles de l'acier (E=2.1e11 N/m2, ν = 0.3). Le bloc de béton ayant servi à appliquer la charge verticale est déformable et se comporte selon la loi de Mohr-Coulomb. Les couches sont considérées homogènes et isotropes. Chaque couche est modélisée par un bloc déformable également. Le comportement du matériau pisé est élasto-plastique de type Mohr-Coulomb caractérisé par un angle de frottement et une cohésion. Le comportement des joints obéit également au modèle de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques mécaniques des couches sont équivalentes à celles du cas précédent qui sont présentées dans le Tableau 21.

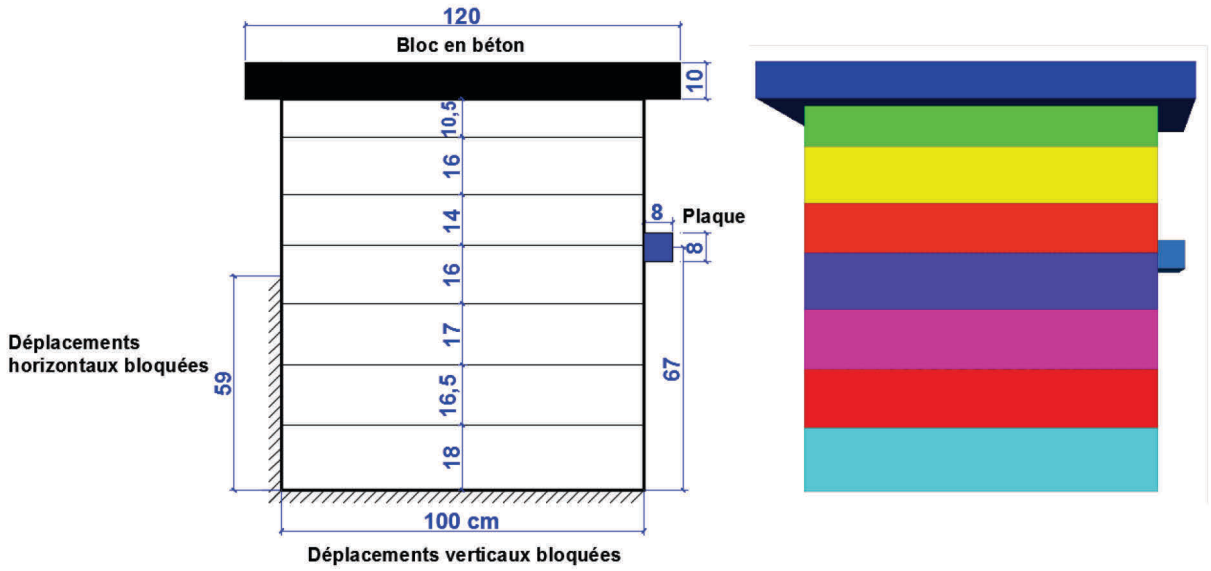


Figure 117 : Model 3DEC du Mur 2 – Essai 3

Les caractéristiques mécaniques des couches sont les mêmes adaptées pour la modélisation du Mur 6 (Tableau 21).

4.4.3.2 Caractéristiques mécaniques de l'interface plaque – mur

La détermination des raideurs normales et de cisaillement du contact plaque-mur repose sur la technique décrite dans le cas précédent. Ces valeurs sont ajustées de façon à retrouver numériquement la même pente de la partie linéaire de la courbe expérimentale force-déplacement comme le montre la (Figure 117). Les caractéristiques mécaniques de l'interface plaque – mur sont montrées dans le (Tableau 25).

Caractéristiques d'Interface plaque –mur				
rigidité normale Kn	rigidité tangentiel Ks	Résistance à la traction	Cohésion	Angle de frottement
GPa/m	GPa/m	KPa	KPa	°
30	12.3	0	0	0

Tableau 25 : Caractéristiques mécanique d'Interface plaque /mur – Mur 2 – Test3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

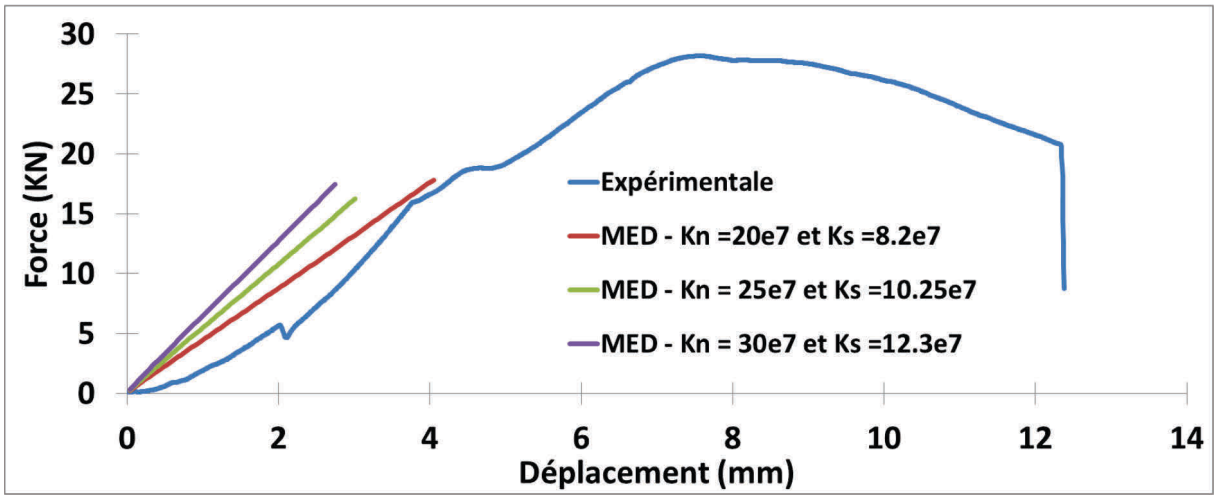


Figure 118 : Ajustement des valeurs des raideurs normales et de cisaillement du contact plaque-mur – Mur 2 – Test 3

4.4.3.3 Caractéristiques mécaniques des interfaces entre les couches

On garde les même valeurs de la rigidité tangentielle et normale de l'interface utilisées dans le cas du Mur 1 (kn = 60 GPa/m ; ks = 24.6 GPa/m) pour étudier le cas présent (Mur 2). On rappelle que, dans le cas de l'essai 1, nous avons obtenu des résultats numériques proches des résultats expérimentaux en utilisant le modèle MED85%, autrement dit, les valeurs de la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la traction de l'interface, représentent 85% de celles du matériau terre. Afin de valider cette estimation, trois cas ont été étudiés où les valeurs de la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la traction de l'interface ont été fixées à 70%; 80% et 85% de celles du matériau terre.

4.4.3.4 Résultants numériques

4.4.3.4.1 Effet des caractéristiques mécaniques des interfaces entre les couches

Le Figure 118 présente une comparaison entre les réponses numériques et la réponse expérimentale au niveau de la courbe force-déplacement pour l'essai 3 (Mur 2). Effectivement, le cas où les caractéristiques de l'interface sont de 85% de celles des couches a donné une valeur de la force ultime très proche de la valeur expérimentale (Figure 119), Cependant, les modèles MED80% et MED70% ont donné des forces ultimes proches de la force ultime expérimentale : 0.93 et 0.8 par rapport à la force ultime expérimentale, respectivement. Cependant les Figures 120, 121 et 122 nous montrent les valeurs de la déformation principale maximale obtenues pour les trois modèles numériques (MED 85%, MED 80%, MED 70 %). On constate que uniquement le modèle numérique MED 85 % exhibe des fissures orientées à 45° dirigées vers le bas du côté droit du mur. La zone très friable proche du bord a été produite dans les deux modèles numériques MED 85% et MED 80%.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

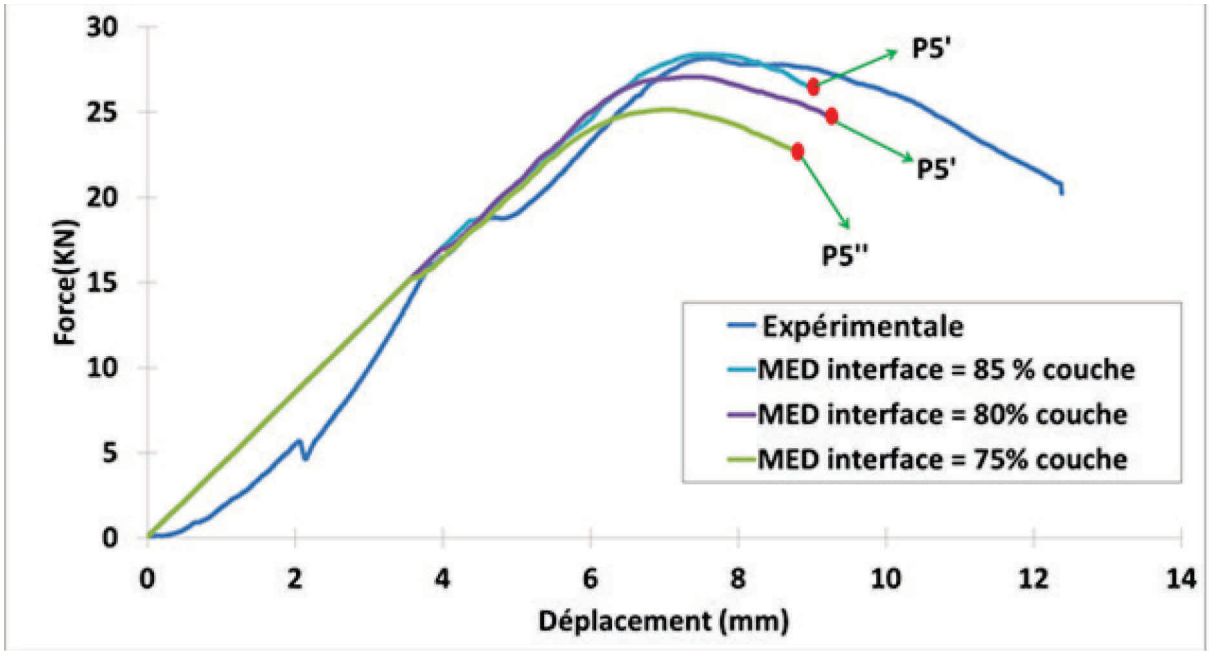


Figure 119 : comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques – Essai 3- Mur 2

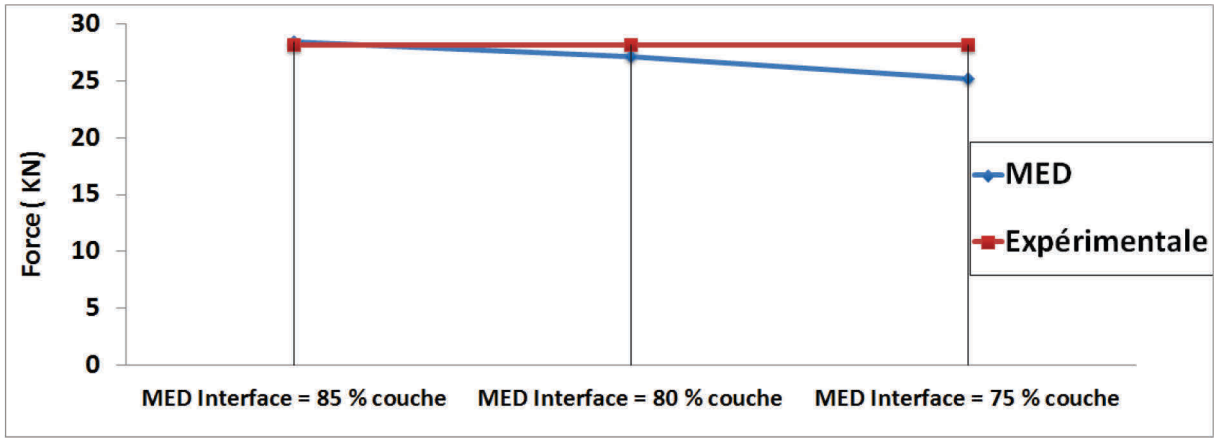


Figure 120 : Comparaison entre les valeurs des forces ultimes numériques et expérimentales – Mur6 – Essai1

Le mode de rupture au niveau des joints est similaire à celui des trois cas. La rupture a été produite au niveau des deux joints au-dessus et au-dessous de la zone d'application de la charge comme il est illustré sur la Figure 123. Les déformations principales maximales sont présentées dans les Figures 120 , 121 et 122. La zone effritée à côté du bord à gauche a été produit dans les trois cas et seul le modèle MED 85% a produit des fissures à 45° à côté du bord à gauche. Ces dernières observations confirment, comme dans le cas de l'essai 1, qu'une estimation des propriétés des joints à 85% par rapport à celles du matériau terre est acceptable. En comparant les résultats de l'étude paramétrique entre le mur 1 et le mur 3, on conclut que, dans le cas du mur 3, le chargement vertical a joué le rôle de confinement. En effet, l'influence des caractéristiques des interfaces sur la force atteinte à la rupture est moins importante que dans le cas de l'essai 1 où le mur était sollicité sous un chargement de cisaillement pur.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

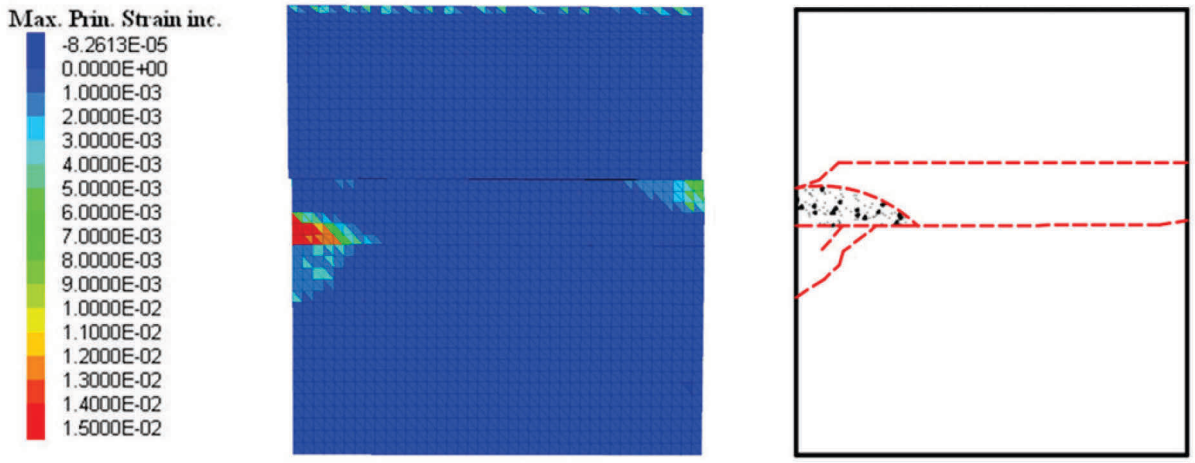


Figure 121 : a) Déformation dans le modèle numérique MED 85% - point P5; b) Rupture expérimentale

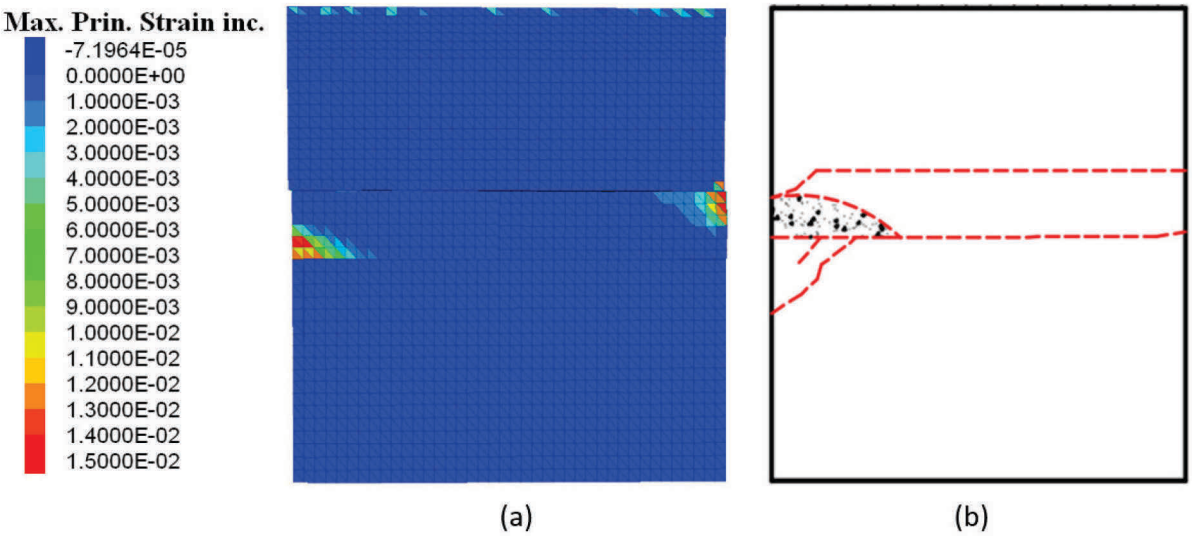


Figure 122 : a) Déformation dans le modèle numérique MED 80% - point P5'; b) Rupture expérimentale

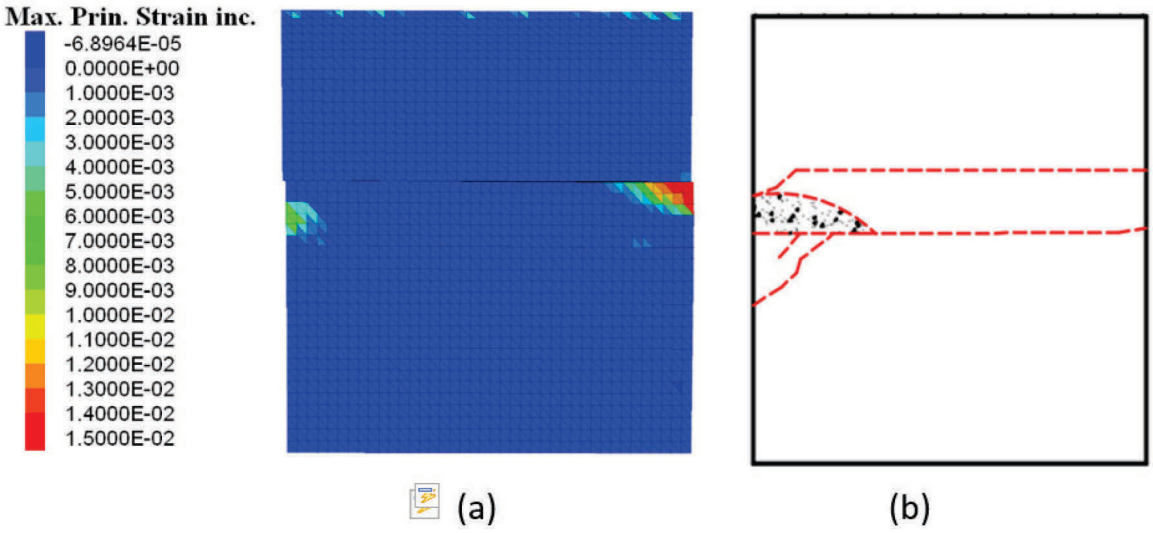


Figure 123 : a) Déformation dans le modèle numérique MED 70% - point P5''; b) Rupture expérimentale

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

La Figure 124 présente les déplacements horizontaux dans le mur pour le cas MED85 %. On observe un glissement de l'ensemble formé du bloc en béton et de la partie supérieure du mur puis un glissement de la couche entre les deux fissures, ce qui correspond aux observations expérimentales.

Dans le modèle 3DEC, la première fissure horizontale apparente a traversé tout le mur au point P3' (où la force atteint la valeur de 18.55 kN), on peut alors calculer la résistance numérique au cisaillement du joint comme précédemment :

$$\tau_{\text{numérique}} = \frac{18550}{300 * 1000} = 0.0618 \text{ MPa} \tag{4.12}$$

On constate que la résistance au cisaillement du joint donnée par le calcul numérique est très proche de celle donnée par les résultats expérimentaux (0.062 MPa).

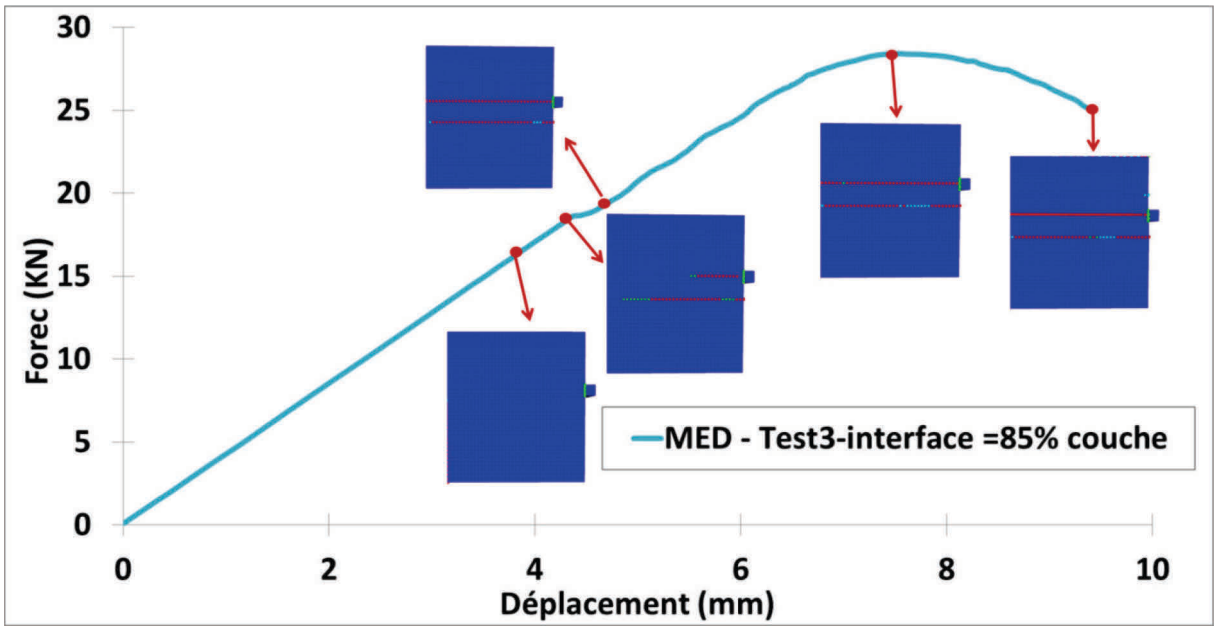


Figure 124 : Courbe force-déplacement numérique du Mur 2 – Code 3DEC

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

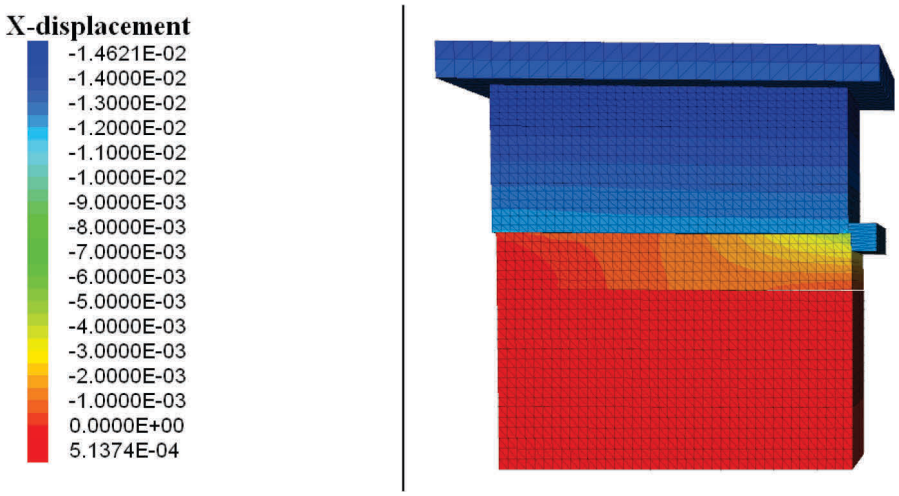


Figure 125 : Déplacements horizontaux Mur2- Test 3 – Résultats numériques – 3DEC

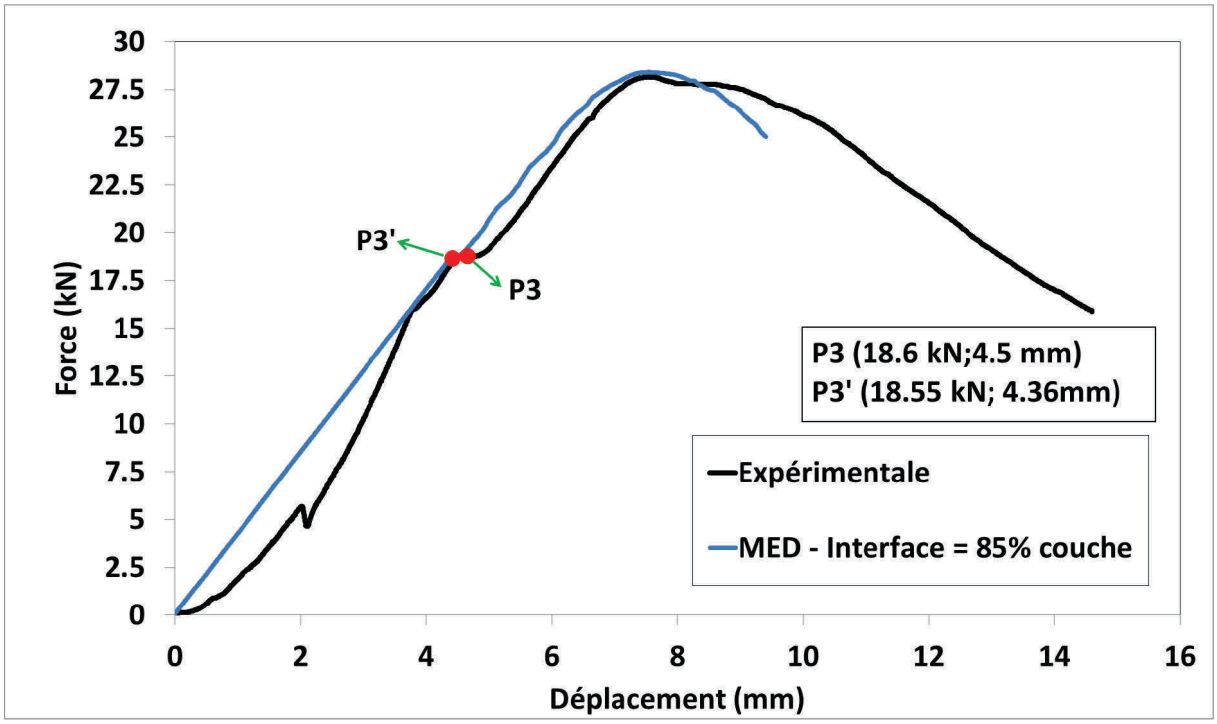


Figure 126 : Courbes force/déplacement expérimentale et numérique (MED 85%) – Essai 3 –Mur 2

4.4.4 Effet du maillage

Le maillage choisi affecte largement le temps des calculs. Nous avons fait plusieurs tests numériques sur le Mur 2 (Test 3) avec différents maillages pour étudier l'effet du maillage sur la validité des résultats. Cinq modèles avec maillages différents ont été comparés : « 10x3x2 », « 20x6x3 », « 30x8x4 », « 40x12x6 » et « 48x14x7 », la Figure 126 montre les différents maillages pour l'essai 3.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

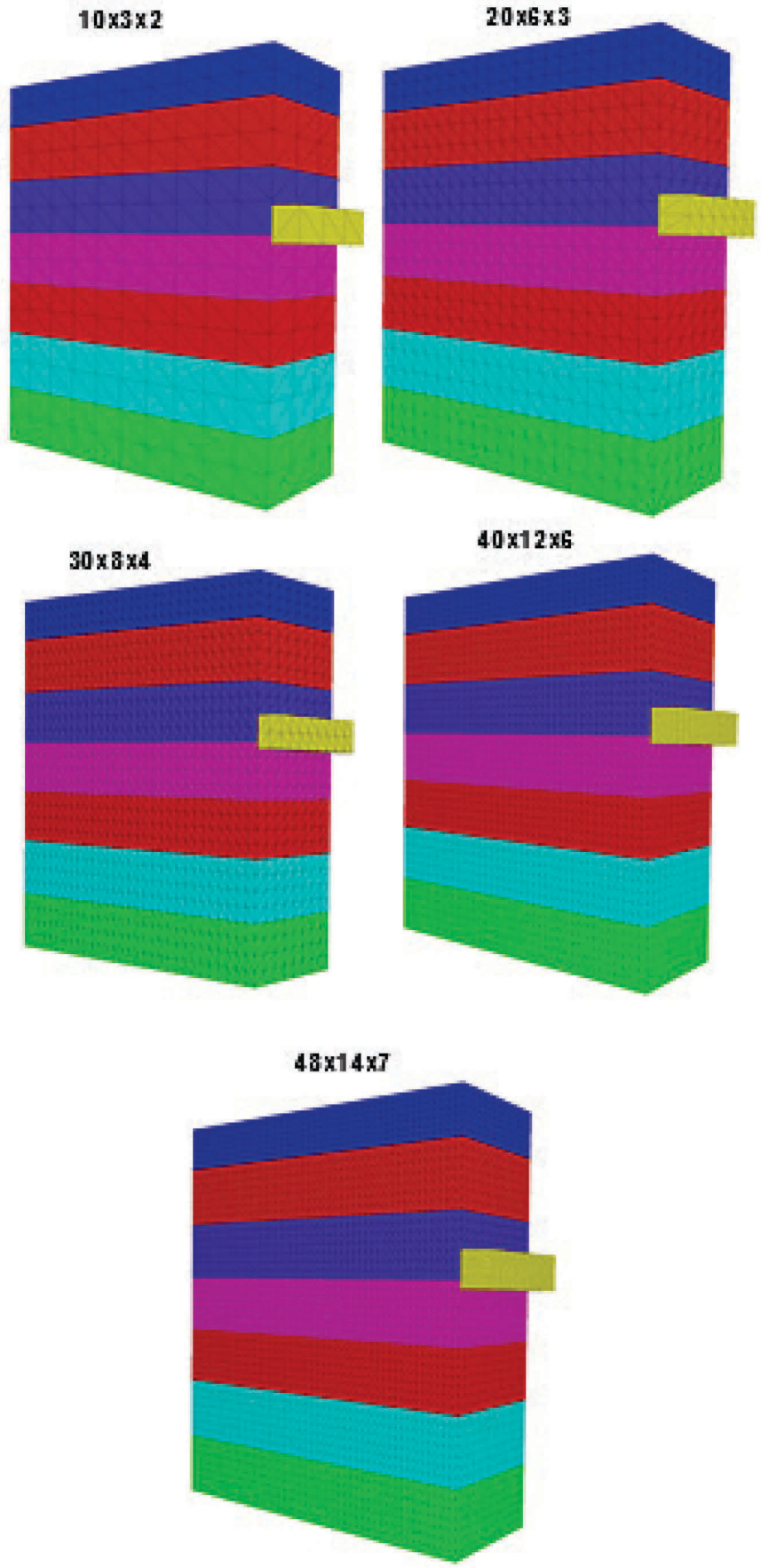


Figure 127 : Maillages « 10x3x2 », « 20x6x3 », « 30x8x4 », « 40x12x6 » et « 48x14x7 » - Mur 2 – Essai 3

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.4.4.1 Conditions aux limites

En fait, sur des maillages grossiers, il est difficile d'appliquer les conditions aux limites correctement. En effet, ces conditions s'appliquent aux nœuds. Or les blocs bétons bloquant les déplacements ne s'arrêtent pas nécessairement sur un nœud. Plus le maillage est grossier, moins les conditions aux limites sont facile à appliquer, pour cela dans le maillage grossi, nous avons modélisé les blocs en bétons pour s'affranchir des problématiques de maillages pour les conditions aux limites (Figure 127). Pour chaque maillage du mur, le maillage de la plaque a été modifié pour bien transférer la charge.

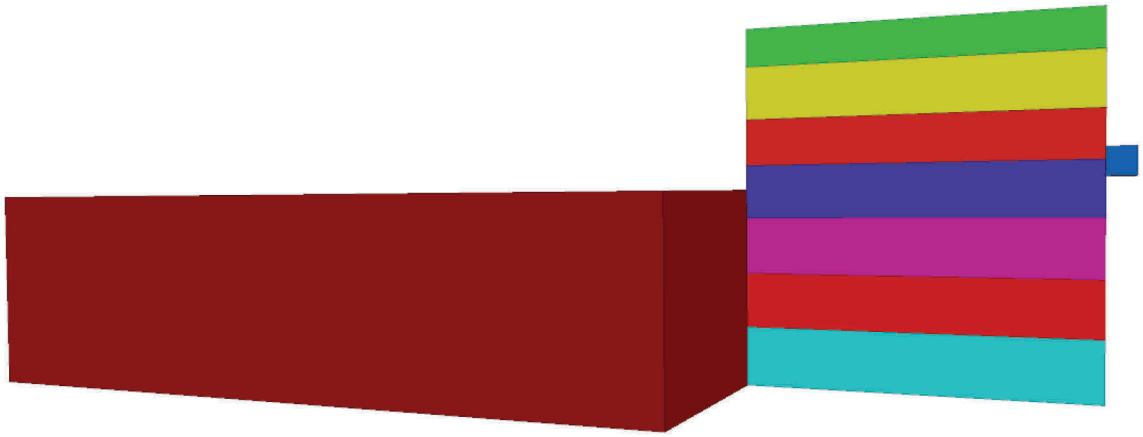


Figure 128 : Bloc en béton pour empêcher les déplacements horizontaux – Mur 2 – Test 3

4.4.4.2 Résultats numériques

Le tableau 26 montre la charge ultime et le temps de calcul pour chaque maillage pour l'essai 1. On note que plus le maillage s'affine plus la charge ultime est proche de la valeur expérimentale.

	charge maximale (KN)	temps des calculs en minutes
Expérimentale	28.2	-
Maillage 48 14 7	28.6	102
Maillage 40 12 6	28.41	62
Maillage 30 8 4	25.6	34
Maillage 20 6 3	24.6	12
Maillage 10 3 2	23.3	2

Tableau 26 : Temps des calculs pour différents maillages – Essai 3- Mur2

Le Figure 128 montre les courbes expérimentales et numériques. Le mode de rupture est nettement influencé par le maillage choisi. Les modèles numériques avec des maillages

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

grossis (10x3x2), (20 x 6 x3) et (30 x 8 x 4) ont donné un fonctionnement à la rupture similaire. Une fissure au niveau du joint à côté de la zone d'application du chargement est apparue, puis une autre fissure au-dessus de la zone du chargement. La ruine s'est produite par une éjection de la couche entre les deux fissures. On observe alors un palier dans la courbe force-déplacement. La couche continue d'être éjectée et la force résiduelle correspond au frottement aux interfaces.

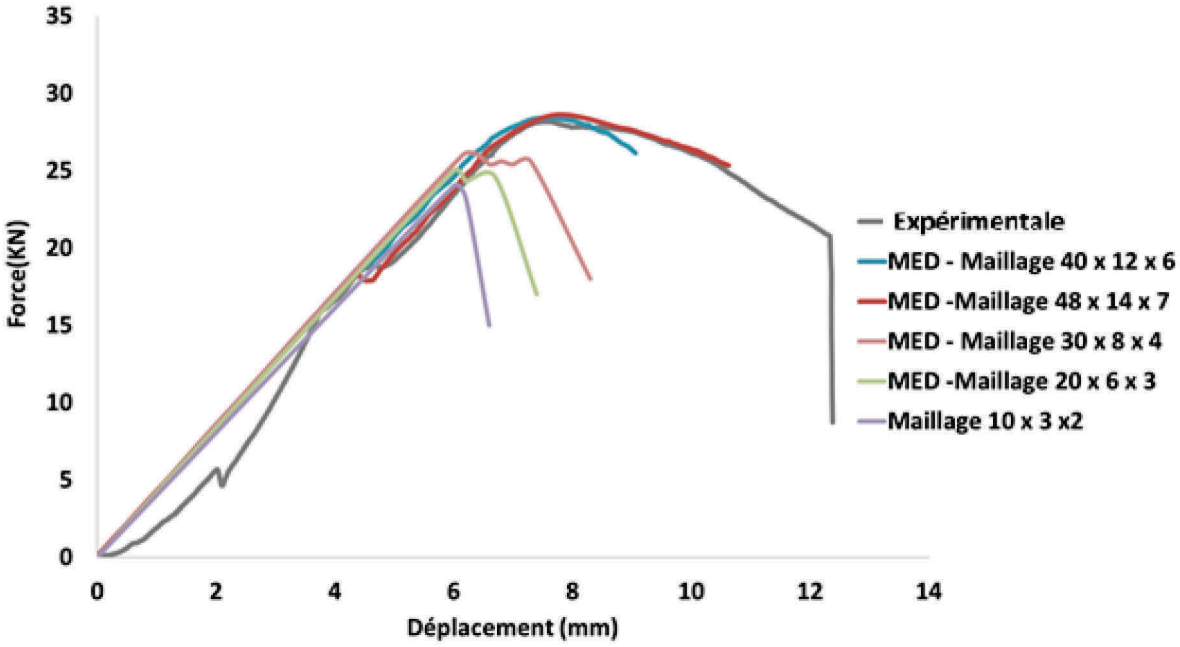


Figure 129 : Comparaison entre courbe expérimentale et courbes numériques pour différents maillages – Essai1-Mur 6

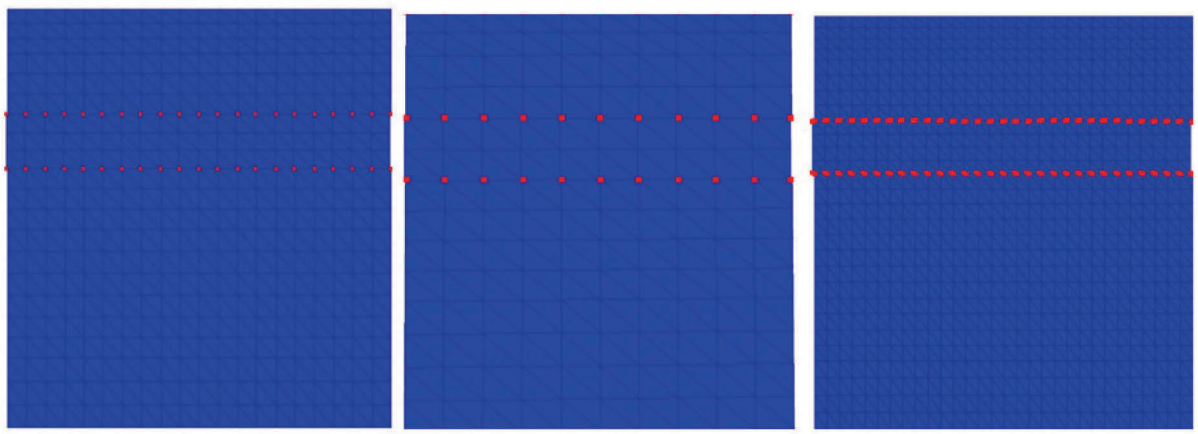


Figure 130 : Rupture aux joints – MED – Essai 3 – Mur 2 –Maillages (10x3x2), (20 x 6 x3) et (30 x 8 x 4)

Le Figure 130 montre les ruptures aux joints pour les deux maillages les plus affinés (48 x 14 x 7) et (40 x 12 x 6). Les ruptures sont au niveau des joints 3 et 4, comme pour le mode de rupture expérimentale, ou les fissures au niveau des joints étaient aux joints 3 et 4 également.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Notant les déformations principales maximales pour les différents modèles avec différents maillages, on observe que les deux maillages les plus affinés (48 x 14 x 7) et (40 x 12 x 6) ont bien produit la zone effritée et les fissures à 45° vers le bas à côté du bord gauche du mur (Figure 131 et Figure 132). Pour les autres maillages les plus grossis, la seule zone effritée dans le mur est la zone ou la charge a été appliquée. Les maillages (10x3x2), (20 x 6 x3) et (30 x 8 x 4) n'ont pas reproduit le bon mode de rupture ni au niveau des fissures des joints ni au niveau des ruptures locales dans le mur.

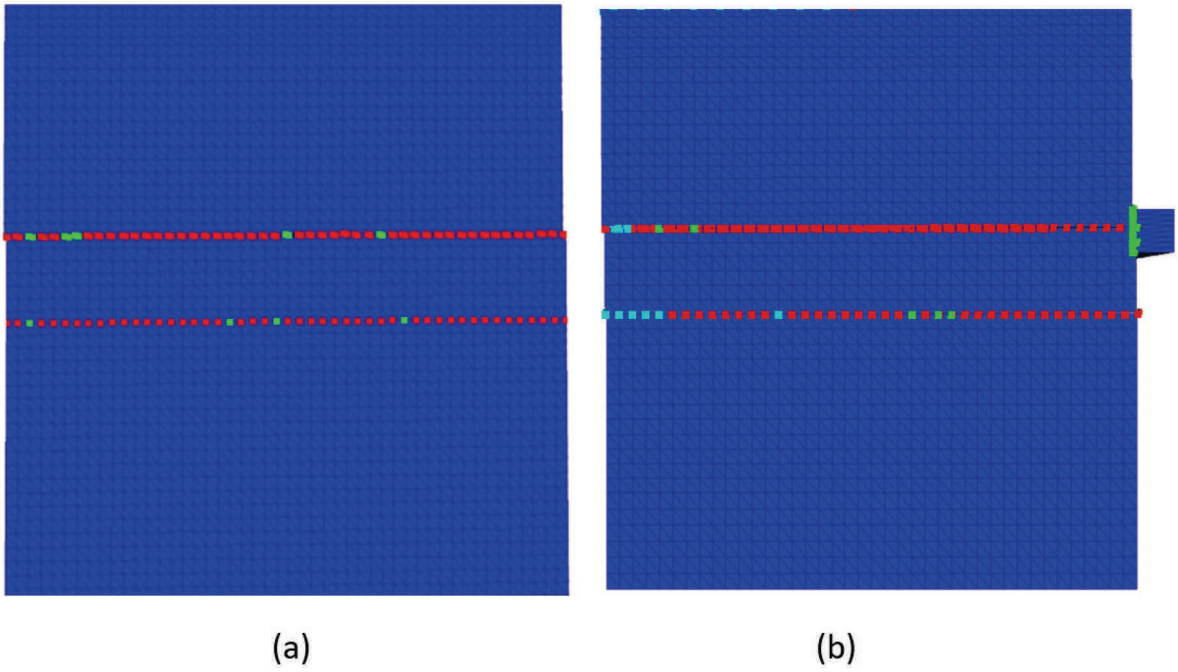


Figure 131 : Rupture aux joints – MED – Essai 3 – Mur 2 : a) Maillages (48x14x7), b) Maillages (40x12x6)

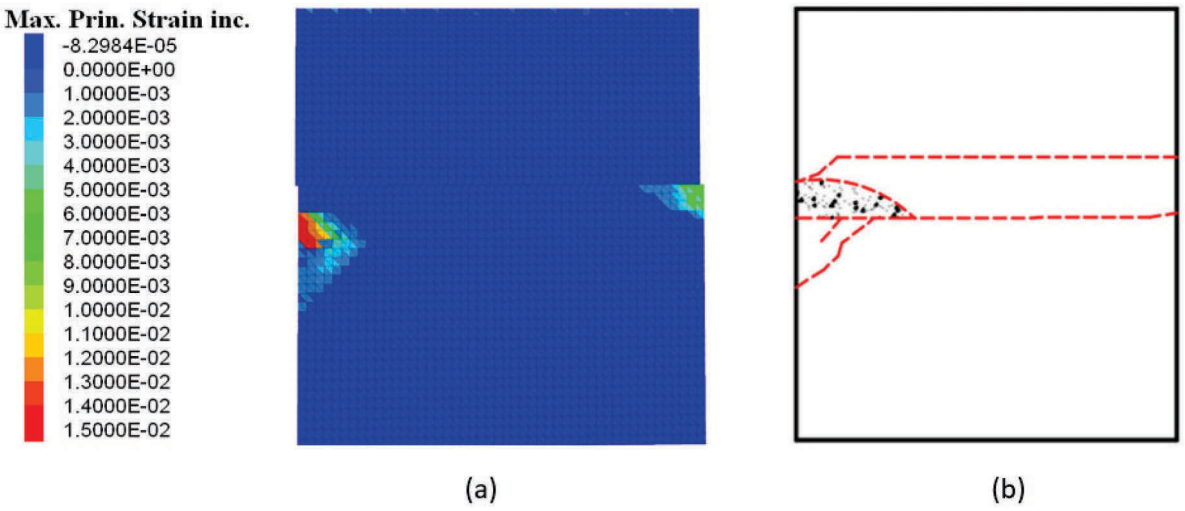


Figure 132 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (48 x 14 x 7), b) mode de la rupture expérimentale

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Les deux maillages 40x12x6 et 48x14x7 ont donné des résultats en bon accord avec les résultats numériques. Par contre le temps des calculs est bien moindre dans le cas d'un maillage (40x12x6), que dans le cas de celui consommé par le modèle avec le maillage (48 x 14 x 7). La différence dans les temps des calculs est importante entre les deux cas des maillages. Dans le cas du maillage très affiné (48x14x7), le temps des calculs est 1.6 fois plus élevé de celui dans le cas de maillage (40x12x6), et qui a donné des résultats en bon accord avec les résultats expérimentaux.

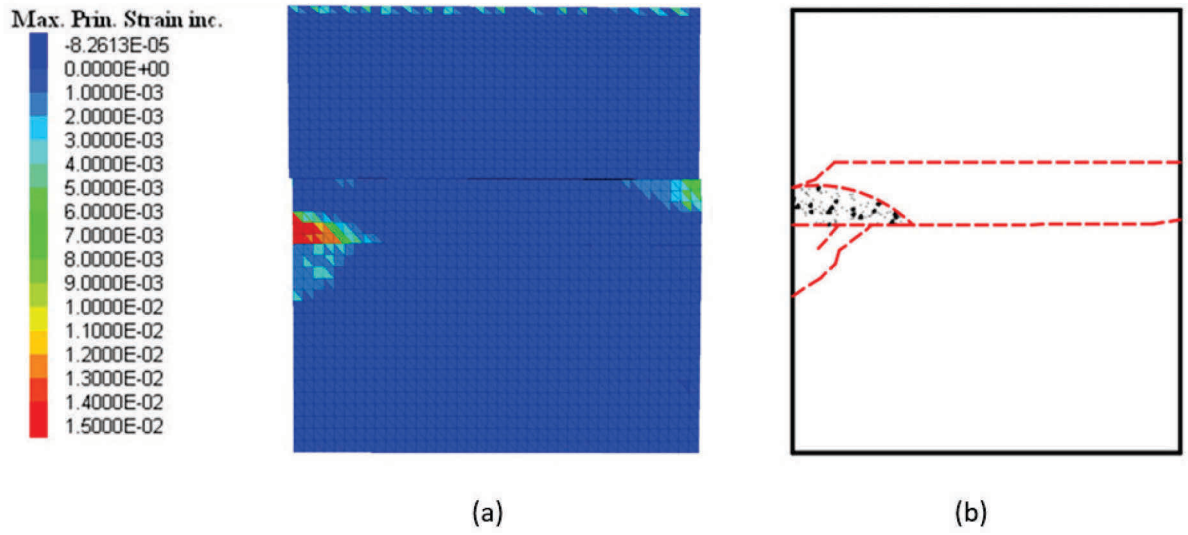


Figure 133 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (40 x 12 x 6), b) mode de la rupture expérimentale

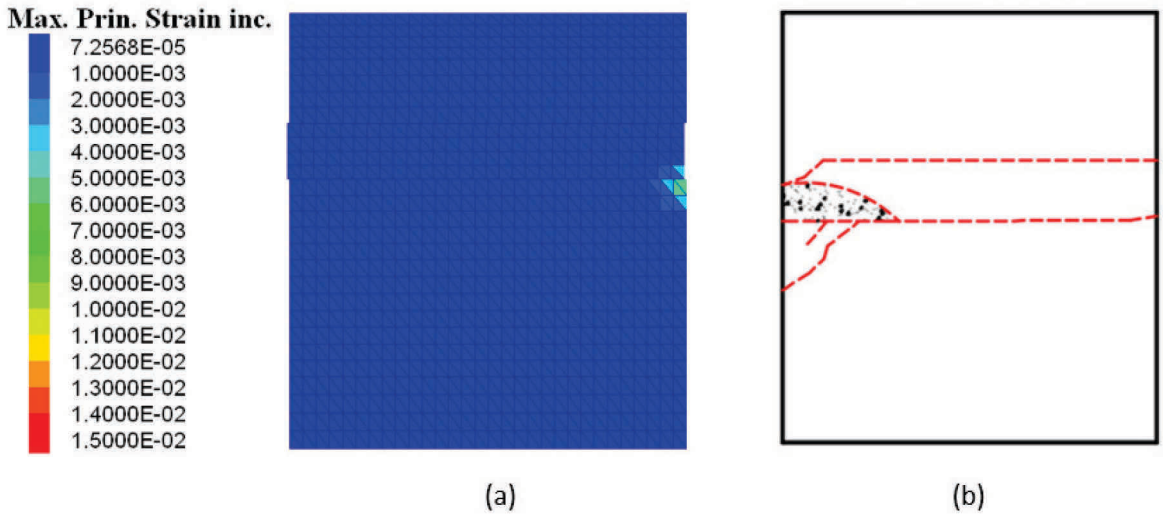


Figure 134 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (30 x 8 x 4), b) mode de la rupture expérimentale

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

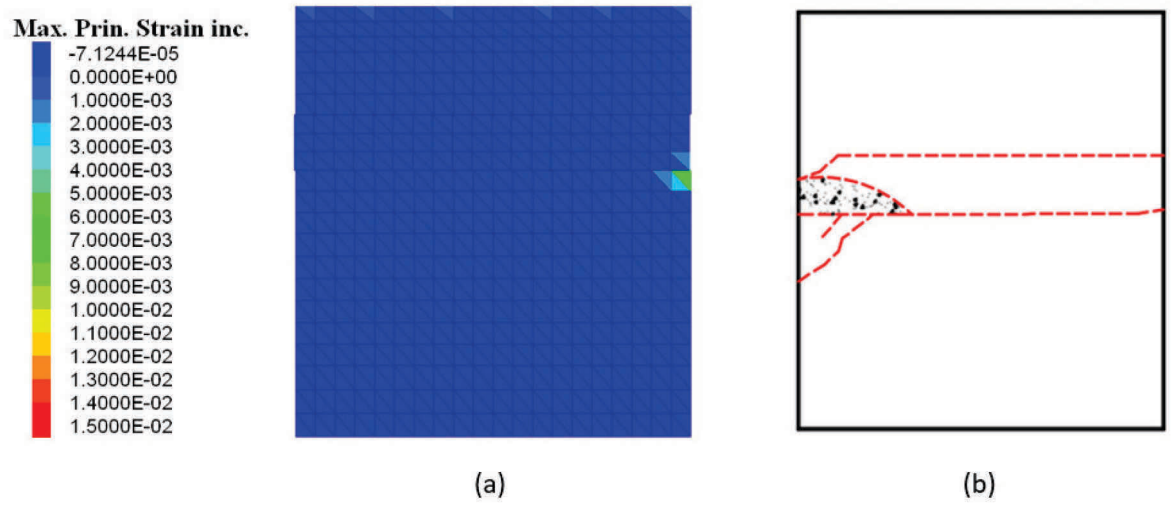


Figure 135 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (20 x 6 x 3), b) mode de la rupture expérimental

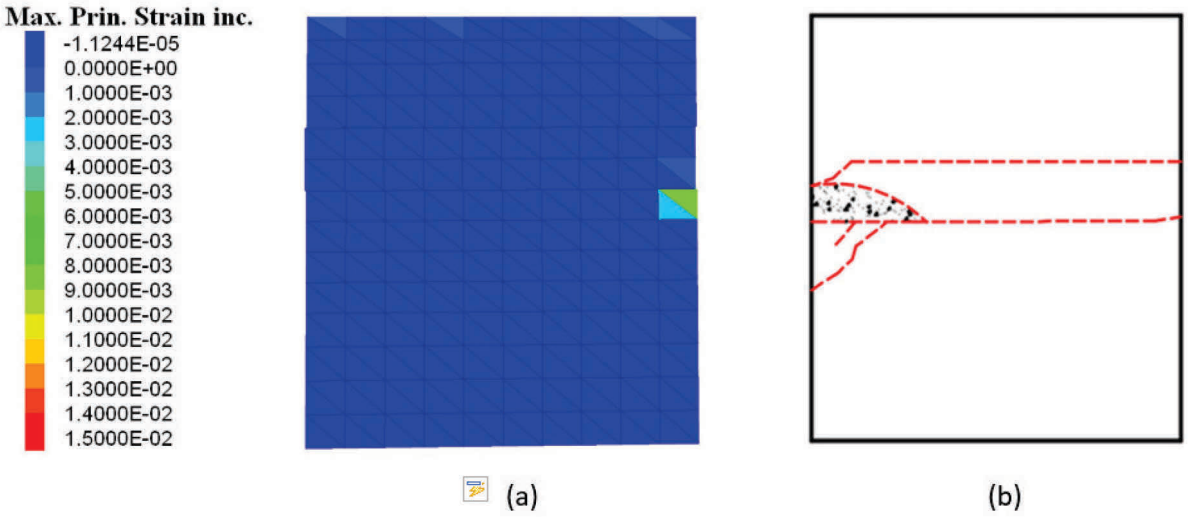


Figure 136 : Mur 6 – Essai 3 a) Déformations principales maximales numériques – maillage (10 x 3 x 2), b) mode de la rupture expérimentale

4.4.5 Effet de la vitesse du chargement

On s'intéresse dans ce paragraphe à la vitesse de déplacement de la plaque transmettant l'effort. Comme évoqué précédemment, la vitesse choisie dans le logiciel peut être plus élevée que la vitesse réelle grâce à l'option « Damp Auto » du 3dec. L'intérêt d'une vitesse de la plaque élevée est de réduire les temps de calcul. Néanmoins, et malgré cette option, si la vitesse de la plaque est trop importante, des effets dynamiques se produiront. Il est donc nécessaire de tester l'influence de cette vitesse. On va comparer les résultats numériques obtenus pour trois cas : V1= -0.02 m/sec, V2 = -0.002 m/sec et V3 = 0.2 m /sec. Les résultants sont montrés dans la Figure 136.

Le comportement est le même avec les trois vitesses V1, V2 et V3 avec une légère différence dans la force maximale atteinte a la rupture (Figure 136). En fait plus la vitesse du chargement

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

n'est importante, moins la force atteint à la rupture. Les trois modèles ont produit la fissuration aux niveaux des joints 2 et 3, cela nous confirme que la vitesse choisie n'était élevée pour produire des effets dynamique, par contre pour le modèle avec la vitesse V3, on peut noter quelques effets dynamiques dans la courbe surtout après la rupture. En termes de temps des calculs, la différence est importante entre les trois cas (Tableau 27). En fait le modèle avec la vitesse V1, a donné des résultats très proches de ceux des essais et en restant très économique en ce qui concerne le temps des calculs consommé.

	charge maximum (KN)	temps des calculs (minutes)
Expérimentale	28.2	-
V1 = -0.02	28.41	90
V2 = -0.002	29.02	145
V3 = -0.2	28.12	20

Tableau 27 : Chargement atteint aux ruptures et temps de calculs en fonction de la vitesse du chargement

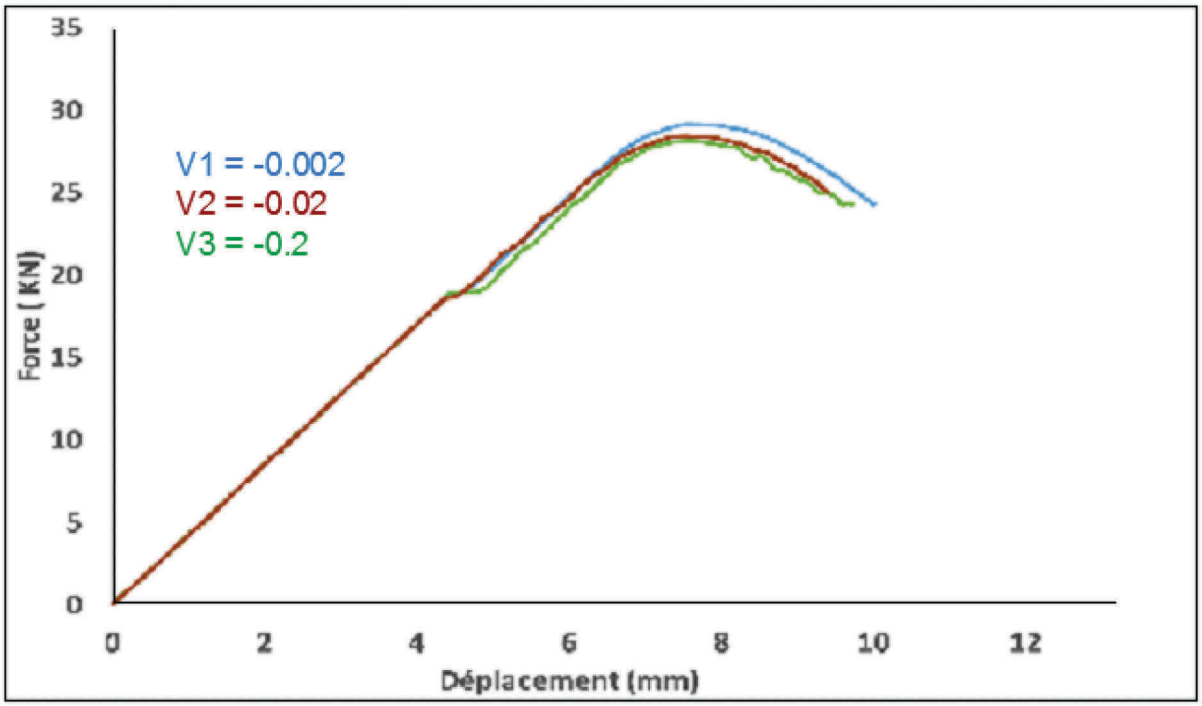


Figure 137 : comparer les résultants numériques pour trois valeurs de la vitesse de chargement – Mur 2 – Essai 2

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

4.4.6 Conclusion

La modélisation numérique des murs en pisé chargés en cisaillement a été réalisée par la méthode des éléments distincts (code de calcul 3DEC). Les caractéristiques numériques des couches sont prises de la littérature et en se basant sur des essais en laboratoire sur des échantillons issus des murs testés. Une étude paramétrique a été faite afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de l'interface entre la couche, la comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques nous a montré qu'on peut adapter des valeurs de la cohésion, angle de friction et résistance à la traction de l'interface de 85% des valeurs correspondants des couches. Ces résultants sont cohérents avec les résultats des littératures ((Bui et al. 2014b)). Le modèle a montré une importante sensibilité face au maillage choisi, en fait le maillage influence non seulement la force maximale atteinte à la rupture, mais aussi le mécanisme de la rupture. Un changement radical dans le mode de la rupture numérique s'est produit en passant des maillages fins aux maillages grossis. Le modèle numérique de l'essai 3 a été testé en variant la vitesse de chargement. Les résultants ont confirmé que le commande « Damp auto » dans le code 3DEC a bien permis d'absorber l'énergie de vibration le plus rapidement possible durant les calculs malgré des vitesse plus élevées que la vitesse celle du chargement expérimental et donc un temps de calcul moins long.

4.5 Conclusion

Le matériau terre crue est un matériau écologique et très intéressant dans le domaine du développement durable. Bien que ce matériau soit utilisé dans la construction depuis longtemps, peu d'études scientifiques ont été menées dans ce domaine. Une étude bibliographique a été faite afin de connaitre l'état de l'art en ce qui concerne les caractéristiques mécaniques du matériau terre en général et du pisé en particulier. L'étude bibliographie a aussi montré que la terre est un matériau elasto-plastique, de résistance en compression entre 0.4 et 5MPa. La résistance en compression dépend notamment de la densité sèche, de la teneur en eau ou de la granulométrie de la terre. La résistance en traction et la résistance en compression peuvent être estimées à 10% de la résistance en compression à l'intérieur d'une couche de pisé.

Des essais ont été menés sur des murs en Pisé à l'échelle 1. Les murs sont chargés au cisaillement dans la direction des couches. Les observations ont montré que les zones de ruptures principales sont les interfaces entre les couches. Ces interfaces sont donc une zone de faiblesse des murs en terre. Leur résistance au cisaillement est de l'ordre de 25kPa, ce qui est bien plus faible que la résistance à l'intérieur d'une couche (10% de la résistance en compression soit un ordre de grandeur de 200kPa). Cette résistance est influencée par la position relative des interfaces entre couches et de la zone d'application de l'effort. Enfin, une charge verticale agit comme un confinement et améliore la résistance au cisaillement.

Des éprouvettes des murs testés ont été récupérées pour des essais complémentaires, notamment pour déterminer la teneur en eau et la densité sèche. Des éprouvettes fabriquées au laboratoire ont été testées à la compression et à la traction. Les résultats, résistance en

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

compression de l'ordre de 2MPa, résistance en traction de l'ordre de 0.18MPa, sont cohérents avec ceux donnés dans la littérature

Enfin, une modélisation numérique des deux essais de cisaillement de mur a été faite par la méthode des éléments distincts. Le logiciel 3dec d'Itasca a été utilisé. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments distincts. Un modèle a été défini pour les couches de pisé (Mohr-Coulomb) et pour les interfaces (Coulomb slip joint). La comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultants numériques nous a montré qu'on peut adapter des valeurs de la cohésion, angle de friction et résistance à la traction de l'interface, correspondant à 85% des valeurs caractérisées pour les couches. Le modèle a montré une importante sensibilité face au maillage choisi. Il est forte recommandé d'adapter des maillages affinés pour bien représenter le matériau terre. Les résultats ont montré que le commande damp auto dans le code de 3DEC a bien permis d'absorber l'énergie de vibration le plus rapidement possible durant les calculs permettant d'utiliser des vitesses de chargement plus élevées que celle du chargement expérimentale et donc un temps de calcul bien moins long. La méthode des éléments distincts a été validée pour étudier le comportement des structures en Pisé.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Conclusion Générale

Le travail accompli dans le cadre de cette thèse peut se résumer par :

5.1 Une contribution expérimentale et numérique sur des structures en maçonnerie.

L'objet de la partie expérimentale, est de disposer d'une base expérimentale pour étudier les pertinences et les limites de la MED. Le choix d'accomplir des essais sur les maçonneries avec des joints secs, a été justifié en se basant sur la littérature. Ce choix a permis une construction rapide des configurations et une bonne répétabilité des essais. Nous avons choisi de conduire différents essais dans et hors le plan. Le comportement des structures aux petites échelles associées à des modèles physiques, mais aussi le comportement d'un mur en maçonnerie à l'échelle, composé de briques, soumis à une charge latérale, a été caractérisé. La capacité portante, traduisant par l'angle d'inclinaison maximale avant l'effondrement a été quantifié, l'initiation de la fissuration, et les mécanismes de rupture ont été analysés. L'analyse des structures, a montré une interaction importante entre le mur principal et les deux murs de refend se traduisant par une torsion induite dans la zone de liaison des deux murs. L'effet d'un toit léger a été étudié induisant à une augmentation de la résistance de la structure .Un deuxième type de configuration composée d'une maison de quatre murs a été testé également. Le mode de rupture a eu lieu sous l'effet de la flexion du mur principal amont et des glissements dans les murs de refend dans un premier temps, et la flexion du mur principal aval dans un deuxième temps. Une diminution de la capacité portant est constatée lorsque l'effet d'une ouverture a été traité.

Des modélisations numériques à l'aide des éléments discrets sont réalisées pour tous les cas étudiés. La modélisation MED a été validée dans le cas de structures en maçonnerie soumises à un chargement dans le plan ou hors plan. Pour le cas des murs en briques, la simulation a donné des résultats en très bon accord avec les résultats expérimentaux. Pour le cas de configurations des échelles réduites, la modélisation numérique a reproduit d'une manière assez fidèle les comportements observés expérimentalement : l'initiation et la propagation des fissures, jusqu'à l'effondrement. En revanche, on a constaté que les résistances numériques sont plus élevées que celles expérimentales. Cela peut être expliqué par l'hétérogénéité des propriétés mécaniques qui n'était pas prise en compte.

5.2 Une contribution expérimentale et numérique sur des murs en Pisé

Des essais ont été menés sur des murs en pisé à l'échelle 1. Les murs sont chargés au cisaillement dans la direction parallèle aux couches. Les observations ont montré que les interfaces entre les couches constituent une zone de faiblesse des murs en terre. Les principales ruptures, dans le cas de chargement de cisaillement, se retrouvent au niveau de ces interfaces. Les résultats quantifiés des essais ont montré que la résistance au cisaillement de

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

l'interface est de l'ordre de 25 kPa, ce qui est bien plus faible que la résistance à l'intérieur d'une couche (10% de la résistance en compression soit un ordre de grandeur de 200 kPa). La position relative des interfaces entre couches et de la zone d'application de l'effort a été traitée et les résultats montrent que la résistance générale du mur ainsi que le nombre des interfaces engagées sont largement influencées par cette position. Une charge verticale appliquée sur le mur au cours de l'essai agit comme un confinement et améliore la résistance au cisaillement.

Des éprouvettes des murs testés ont été récupérées pour des essais complémentaires. Le but étant de déterminer la teneur d'eau et la densité sèche. De plus des éprouvettes fabriquées en laboratoire ont été testées à la compression et à la traction. Les résultats nous ont donné une valeur moyenne de la résistance en compression de l'ordre de 2 MPa, et une valeur moyenne de la résistance en traction de l'ordre de 0.18 MPa. Ces résultants sont cohérents avec les données de la littérature.

Une modélisation numérique des deux essais de cisaillement de murs a été faite par la MED. Un modèle a été défini pour les couches de terre (*Mohr-Coulomb*) et pour les interfaces (*Coulomb slip joint*). Le modèle a montré une grande sensibilité face aux changements des caractéristiques mécaniques des joints adaptés dans le modèle. Pour cette raison une étude paramétrique a été réalisée. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultants numériques nous a montré qu'on peut adapter des valeurs de la cohésion, angle de friction et résistance à la traction de l'interface de 85% à des valeurs correspondant aux couches. D'un point de vue quantitatif, particulièrement en ce qui concerne les résistances des joints et les chargements ultimes atteints avant la ruine, les résultats numériques sont en très bon accord avec les résultats expérimentaux. Du point de vue qualitatif, on obtient également un assez bon accord. Les fissures aux niveaux des interfaces retrouvées expérimentalement sont reproduites par la modélisation numérique. La majorité des ruptures locales aux niveaux des couches ont également été reproduites. Les limites de ce modèle sont testées par changer les maillages choisis et la vitesse de chargement, deux éléments qui influencent largement le temps des calculs. Les résultats ont montré une importante sensibilité face au maillage choisi ; il est fortement recommandé d'adapter des maillages affinés pour bien représenter le matériau terre. Cependant, utiliser la commande (*damp auto*) dans le code 3DEC a bien permis d'absorber l'énergie de vibration le plus rapidement possible durant les calculs, permettant d'utiliser des vitesses de chargement plus élevées que la vitesse du chargement expérimental et donc des temps des calculs bien moins longs. La méthode des éléments distincts est validée quantitativement et qualitativement pour étudier le comportement des structures en pisé chargé en cisaillement.

5.3 Les perspectives

Les perspectives de cette thèse, en ce qui concerne la partie maçonnerie, consistent à continuer le travail expérimental, en allant plus loin et d'étudier plus finement l'effet de singularités (ouvertures, joints défectueux, rigidité localisée…). Nous proposons de tester ces configurations sous différente combinaison des chargements.

Dans le domaine des murs en pisé, la littérature manque cruellement de résultats expérimentaux et numériques. Nous proposons de tester l'effet de singularités comme une

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

ouverture dans le mur, tester les murs sous d'autres types de chargement monotones ou cycliques.

Afin de valider la robustesse de la méthode des éléments discrets, il sera également intéressant de tester des modèles de comportement basés sur la méthode des éléments finis type modèles d'endommagements (Mazar, Laborderie,...) ou encore utiliser des méthodes numériques plus récentes développées pour simuler les milieux discontinus type XFEM (Extended Finite Element Method) (MOES et al. 1999) et EFEM (Embedded Finite Element Method) (Jirásek 2000)

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Bibliographie

Abrams, D. (1996). “Effects of Scale and Loading Rate with Tests of Concrete and Masonry Structures.” *Earthquake Spectra*, 12(1), 13–28.

Ali, M., Briet, R., and Chouw, N. (2013). “Dynamic response of mortar-free interlocking structures.” *Construction and Building Materials*, 42, 168–189.

Anand, K. ., and Ramamurthy, K. (2014). “DEVELOPMENT AND PERFORMANCE EVALUATION OF INTERLOCKING-BLOCK MASONRY.” J. Archit. Eng, 6, 45–51.

Asteris, P. G., Chronopoulos, M. P., Chrysostomou, C. Z., Varum, H., Plevris, V., Kyriakides, N., and Silva, V. (2014a). “Seismic vulnerability assessment of historical masonry structural systems.” *Engineering Structures*, 62–63, 118–134.

Asteris, P. G., Chronopoulos, M. P., Chrysostomou, C. Z., Varum, H., Plevris, V., Kyriakides, N., and Silva, V. (2014b). “Seismic vulnerability assessment of historical masonry structural systems.” *Engineering Structures*, 62–63, 118–134.

Asteris, P. G., Sarhosis, V., Mohebkhah, A., Plevris, V., Papaloizou, L., and Lemos, J. V. (2015). “Numerical Modeling of Historic Masonry Structures.” *Handbook of Research on Seismic Assessment and Rehabilitation of Historic Structures*, the Advances in Civil and Industrial Engineering (ACIE) Book Series, IGI Global, 213–255.

ASTM. (2002). *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages (ASTM E519)*. American society for testing and materials, West Conshohocken, PA.

Azevedo, J., Sincraian, G., and Lemos, J. V. (2000). “Seismic Behavior of Blocky Masonry Structures.” *Earthquake Spectra*, 16(2), 337–365.

Bicanic, N., Stirling, C., and Pearce, C. J. (2002). “Discontinuous modelling in structural masonry.” Conference Proceedings, <http://eprints.gla.ac.uk/31897/> (May 13, 2016).

Bui, Q.-B. (2009). “Stabilité des structures en pisé, Durabilité, caractéristiques mécaniques.” Institut nationale des sciences appliquées de Lyon.

Bui, Q.-B., and Morel, J.-C. (2014). “First Exploratory Study on the Ageing of Rammed Earth Material.” *Materials*, 8(1), 1–15.

Bui, Q.-B., Morel, J.-C., Hans, S., and Meunier, N. (2009). “Compression behaviour of non-industrial materials in civil engineering by three scale experiments: the case of rammed earth.” *Materials and Structures*, 42(8), 1101–1116.

Bui, Q.-B., Morel, J.-C., Hans, S., and Walker, P. (2014a). “Effect of moisture content on the mechanical characteristics of rammed earth.” *Construction and Building Materials*, 54, 163–169.

BUI, T. T. (2013). “Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan.” Thèse de doctorant, INSA DE LYON, Villeurbanne, France.

Bui, T.-T., Bui, Q.-B., Limam, A., and Maximilien, S. (2014b). “Failure of rammed earth walls: From observations to quantifications.” *Construction and Building Materials*, 51, 295–302.

Bui, T.-T., Bui, Q.-B., Limam, A., and Morel, J.-C. (2016). “Modeling rammed earth wall using discrete element method.” *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, 28(1–2), 523–538.

Coignet, J., and Coignet, L. (2007). *Maçonnerie de pierre - Jean Coignet, Laurent Coignet - Librairie Eyrolles*. Au pied du mur, Eyrolles.

Cointeraux, F. (1791). *Les cahiers d’architecture rurale*. l’auteur.

Collectif, and François, D. (2001). *Essais mécaniques et lois de comportement*. Hermes Science Publications, Paris.

Cundall, P. (1971). “A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems.”

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Cundall, P. A., and Hart, R. D. (1992). "Numerical Modeling of Discontinua." *Engineering Computations*, 9(2), 101–113.

J.Dejong.M (2009). " Seismic Assessment Strategies for Masonry Structures." PHD thesis, MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY, Cambridge, États-Unis

D. D'Ayala, E. S. (2003). "Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings." *Earthquake Spectra*, 19(3).

Drysdale, R. ., and Gazzola, E. . (1991). "Strength and Deformation Properties of a Grounted, Drystacked, Interlocking, Concrete Block System." *9th Int. Brick/ Block Masonry Conference*, Deutsche Gesellschfur Mauerweksbau e.V., Berlin, 164–171.

Dumova-Jovanoska, E., and Churilov, S. (2008). "Calibration of a numerical model for masonry with application to experimental results." *Journal of Architecture, Civil Engineering and Environment*, 3, 41–48.

El Nabouch, R., Bui, Q.-B., Perrotin, P., Plé, O., and Plassiard, J.-P. (2015). "Modélisation numérique de structures en pisé: analyses et recommandations." *Rencontres Universitaires de Génie Civil*.

El-Dakhakhni, W. W., Drysdale, R. G., and Khattab, M. M. (2006). "Multilaminate Macromodel for Concrete Masonry: Formulation and Verification." *Journal of Structural Engineering*, 132(12), 1984–1996.

Esfeld, M. (2013). "Chapitre 14. Particules en mouvement : la conception physique de la matière." *Sciences & philosophie*, 1, 437–453.

Friday, 28 April 2000 Anna Salleh-ABC Science Online. (2000). "CSIRO gives mud walls a thumbs down." item, <http://www.abc.net.au/science/articles/2000/04/28/121761.htm> (Feb. 14, 2016).

Gazzola, E. ., and Drysdale, R. . (1989). "Strength and Deformation Properties of Dry-stacked Surface Bonded Low-density Block Masonry." *5th Canadian Masonry Symposium*, Vancouver, Canada, 609–618.

Ghaboussi, J., and Barbosa, R. (1990). "Three-dimensional discrete element method for granular materials." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 14(7), 451–472.

Giamundo, V., Sarhosis, V., Lignola, G. P., Sheng, Y., and Manfredi, G. (2014). "Evaluation of different computational modelling strategies for the analysis of low strength masonry structures." *Engineering Structures*, 73, 160–169.

Giordano, A., Mele, E., and De Luca, A. (2002). "Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study." *Engineering Structures*, 24(8), 1057–1069.

Gomes, M. I., Lopes, M., and de Brito, J. (2011). "Seismic resistance of earth construction in Portugal." *Engineering Structures*, 33(3), 932–941.

Hall, M., and Allinson, D. (2009). "Assessing the effects of soil grading on the moisture content-dependent thermal conductivity of stabilised rammed earth materials." *Applied Thermal Engineering*, 29(4), 740–747.

Hall, M., and Djerbib, Y. (2004a). "Moisture ingress in rammed earth: Part 1—the effect of soil particle-size distribution on the rate of capillary suction." *Construction and Building Materials*, 18(4), 269–280.

Hall, M., and Djerbib, Y. (2004b). "Rammed earth sample production: context, recommendations and consistency." *Construction and Building Materials*, 18(4), 281–286.

Hall, M., and Djerbib, Y. (2006a). "Moisture ingress in rammed earth: Part 2 – The effect of soil particle-size distribution on the absorption of static pressure-driven water." *Construction and Building Materials*, 20(6), 374–383.

Hall, M., and Djerbib, Y. (2006b). "Moisture ingress in rammed earth: Part 3 – Sorptivity, surface receptiveness and surface inflow velocity." *Construction and Building Materials*, 20(6), 384–395.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Harris, H. ., OH, K., and HAMID, A. . (1992). "Development of New Interlocking and Mortarless Block Masonry Units for Efficient Building Systems." *Sixth Canadian Masonry Symposium*, Saskatoon, Canada.

Heath, A., Cheah, J. S. J., Morgan, T. K. K. B., and Walker, P. (2012). "Evaluating shear test methods for stabilised rammed earth." *Proceedings of the ICE - Construction Materials*, 165(6), 325–334.

HOUBEN, H., and GUILLAUD, H. (2005). *Earth construction: a comprehensive guide*. ITDG Publishing.

Hughes, T. J. R. (2003). *The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. Dover Publications Inc., Mineola, NY.

"image tirée de la site www.maison-terre.com." (n.d.). *Maiosn en terre*.

ITASCA. (2004a). *UDEC -Universal Distinct ElementCode Manual. User's manual*. Itasca consulting group, Minneapolis, USA.

ITASCA. (2004c). *PFC-Particle flow code Manual. Theory and Background*. Itasca consulting group, Minneapolis, USA.

Itasca. (2002). *3DEC – Three Dimensional Distinct Element Code*. Minneapolis.

Jaquin, P. A. (2013). "One third of world's population live in earth buildings." *Personal communication at http:// historicrammedea rth. com/ one-third-of-worlds-population-live-in-earth-buildings/. Accessed*, 11.

Jaquin, P. A., and Augarde, C. E. (2004). "Analysis of Tapial structures for modern use and conservation." Padova, 1315–1321.

Jaquin, P. A., Augarde, C. E., Gallipoli, D., and Toll, D. G. (2009). "The strength of unstabilised rammed earth materials." *Géotechnique*, 59(5), 487–490.

Jirásek, M. (2000). "Comparative study on finite elements with embedded cracks." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 188, 307–330.

Jose M. Adam, A. B. (2010). "Micromodelling of eccentrically loaded brickwork: Study of masonry wallettes." *Engineering Structures*, 32(5), 1244–1251.

Komodromos, P. (2004). "A simplified updated Lagrangian approach for combining discrete and finite element methods." *Computational Mechanics*, 35(4), 305–313.

Komodromos, P., Papaloizou, L., and Polycarpou, P. (2008). "Simulation of the response of ancient columns under harmonic and earthquake excitations." *Engineering Structures*, Seismic reliability, analysis, and protection of historic buildings and heritage sites, 30(8), 2154–2164.

L Raju, and B V Venkatarama Reddy. (2015). "Analytical model for predicting the stress-strain behaviour of Cement Stabilised Rammed Earth." *Rammed Earth Construction*, CRC Press, 133–137.

Lilley, D. M., and Robinson, J. (1995). "Ultimate strength of rammed earth walls with openings." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 110(3), 278–287.

Lin, K., Totoev, Y. ., Liu, H., and Wei, C. . (2015). "Experimental Characteristics of Dry Stack Masonry under Compression and Shear Loading." Materials, 8, 8731–8744.

Liu, H., Liu, P., Lin, K., and Zhao, S. (2016). "Cyclic Behavior of Mortarless Brick Joints with Different Interlocking Shapes." *Materials*, 9(3), 166.

Lourenço, P. ., Oliveira, D. ., ROCA, P., and Orduna, A. (2005). "Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading -." 131(11), 1665–1673.

Lourenço, P. ., Rots, J. ., and Blaauwendraad, J. (1998). "Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation." *Journal of Structural Engineering,* 124(6), 642–652.

Lourenço, P. B., Milani, G., Tralli, A., and Zucchini, A. (2007). "Analysis of masonry structures: review of and recent trends in homogenization techniquesThis article is one of a selection of papers published in this Special Issue on Masonry." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(11), 1443–1457.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Lourenço, P. B., and Pina-Henriques, J. (2006). "Validation of analytical and continuum numerical methods for estimating the compressive strength of masonry." *Computers & Structures*, 84(29–30), 1977–1989.
Maniatadis, V., and Walker, P. (2008). "Structural Capacity of Rammed Earth in Compression." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(3), 230–238.
MARZAHN, G. (1998). *The shear strength of dry-stacked masonry walls.* LACER 3, 247.
Mesbah, A., Morel, J.-C., Walker, P., and Ghavami, K. (2004). "Development of a Direct Tensile Test for Compacted Earth Blocks Reinforced with Natural Fibers." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(1), 95–98.
Miccoli, L., Oliveira, D. V., Silva, R. A., Müller, U., and Schueremans, L. (2015). "Static behaviour of rammed earth: experimental testing and finite element modelling." *Materials and Structures*, 48(10), 3443–3456.
Miller, L., and Miller, D. (1982). *Manual for building a rammed earth wall*. Rammed Earth Institute International, Greeley, Colo.
MOES, J., DOLBOW, T., and BELYTSCHKO, T. (1999). "A FINITE ELEMENT METHOD FOR CRACK GROWTH WITHOUT REMESHING." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 46(1), 131–150.
Mohebkhah, A., and Tasnimi, A. . (2007). "Seismic behavior of brick masonry walls recommended by IS-2800: experimental and numerical approaches." <http://www.civilica.com/EnPaper-SEE05-SEE05_397.html> (May 9, 2016).
Morel, J. C., Mesbah, A., Oggero, M., and Walker, P. (2001). "Building houses with local materials: means to drastically reduce the environmental impact of construction." *Building and Environment*, 36(10), 1119–1126.
Morel, J.-C., Pkla, A., and Walker, P. (2007). "Compressive strength testing of compressed earth blocks." *Construction and Building Materials*, 21(2), 303–309.
NMRLD. (2000). "Housing and construction: building codes general: New mexico earthen building materials code (NMAC 14.7.4)." New Mexico regulation and licensing department.
Nowamooz, H., and Chazallon, C. (2011). "Finite element modelling of a rammed earth wall." *Construction and Building Materials*, 25(4), 2112–2121.
Olivier, M., and Mesbah. (1995). "Constitutive equations for compacted soils." Paris, 765–773.
Owen, D., Peric, D., Petrinic, N., Brookes, C., and James, P. J. (1998). "FINITE/DISCRETE ELEMENT MODELS FOR ASSESSMENT AND REPAIR OF MASONRY STRUCTURES." *Arch bridges: history, analysis, assessment, maintenance and repair. Proceedings of the Second International Arch Bridge Conference*.
Papa, E., Taliercio, A., and Mirabella-Roberti, G. (2000). "A damage model to predict the behaviour of masonry under sustained load." *Brick/Block Masonry Conf*, Madrid, Spain, 1777–1790.
Papaloizou, L., and Komodromos, P. (2009). "Planar investigation of the seismic response of ancient columns and colonnades with epistyles using a custom-made software." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(11–12), 1437–1454.
Papaloizou, L., and Komodromos, P. (2012). "Investigating the seismic response of ancient multi-drum colonnades with two rows of columns using an object-oriented designed software." *Advances in Engineering Software*, 44(1), 136–149.
Paul, W. L., and Taylor, P. A. (2008). "A comparison of occupant comfort and satisfaction between a green building and a conventional building." *Building and Environment*, 43(11), 1858–1870.
Piattoni, Q., Quagliarini, E., and Lenci, S. (2011a). "Experimental analysis and modelling of the mechanical behaviour of earthen bricks." *Construction and Building Materials*, 25(4), 2067–2075.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Piattoni, Q., Quagliarini, E., and Lenci, S. (2011b). "Experimental analysis and modelling of the mechanical behaviour of earthen bricks." *Construction and Building Materials*, 25(4), 2067–2075.

"Pisé." (2016). *Wikipédia*.

Pkla, A. (2002). "Caractérisation en compression simple des Blocs de Terre Comprimée (BTC) : application aux maconneries "BTC-mortier de terre." Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, France.

Restrepo Vélez, L. ., and Magenes, G. (2010). *Static Tests on Dry Stone Masonry and Evaluation of Static Collapse Multipliers*. Research Report ROSE 2010/02, Iuss Press, Pavia, Italy.

RESTREPO-VELEZ, L. F., and MAGENES, G. (2003). "A simplified mechanics-based procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings - ROSE School." in Rose school.

ROTS. (1997). "Structural Masonry: An Experimental/ Numerical Basis for Practical Design Rules (CUR Report 171)." *CRC Press*, <https://www.crcpress.com/Structural-Masonry-An-Experimental-Numerical-Basis-for-Practical-Design/Rots/9789054106807> (May 9, 2016).

Sanada, Y., Yamauchi, N., Nakano, Y., and Nakamura, Y. (2008). "Interlocking block infill capable of resisting out-of-plane loads." *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.

Sarhosis, V., Garrity, S. W., and Sheng, Y. (2008). "Distinct element modelling of masonry wall panels with openings." *Proceedings of the 9th International Conference on Computational Structures Technology*, B. H. V. Topping and M. Papadrakakis, eds., Civil-Comp Press, Stirling.

Sarhosis, V., and Sheng, Y. (2014). "Identification of material parameters for low bond strength masonry." *Engineering Structures*, 60, 100–110.

SHI, Y., and D' AYALA, D. (2006). "Analysis of In-plane Damage of Unreinforced Masonry Walls." *7th International Masonry Conference*, paper 48.

Shi, Y., D'Ayala, D., Prateek, J., and web-support@bath.ac.uk. (2008). "Analysis of Out-of-Plane Damage Behaviour of Unreinforced Masonry Walls." *14th International Brick & Block Masonry Conference*, University of Bath.

Silva, R. A., Oliveira, D. V., Miranda, T., Cristelo, N., Escobar, M. C., and Soares, E. (2013). "Rammed earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal." *Construction and Building Materials*, 47, 181–191.

Standards New Zealand. (1998a). "Engineering design of earth buildings (NZS 4297:1998)." Wellington: Standards New Zealand.

Standards New Zealand. (1998b). "Materials and workmanship for earth buildings (NZS 4298:1998)." Wellington: Standards New Zealand.

Standards New Zealand. (1998c). "Earth buildings not requiring specific design (NZS 4299:1998)." Wellington: Standards New Zealand.

Tan Trung Bui, A. L. (2012). "Masonry Walls under Membrane or Bending Loading Cases:Experiments and Discrete Element Analysis." *The Eleventh International Conference on Computational Structures Technology*, Dubrovnik, Croatia, Paper 119.

Thanoon, W. ., Jaafar, M. ., Noorzaei, J., Abdulkadir, M. ., and Fares, S. (2007). "Structural Behaviour of Mortar-Less Interlocking Masonry System under Eccentric Compressive Loads." Advances in Structural Engineering, 10(1), 11–24.

Venkatarama Reddy, B. V., and Gupta, A. (2005). "Characteristics of soil-cement blocks using highly sandy soils." *Materials and Structures*, 38(6), 651–658.

Venkatarama Reddy, B. V., and Prasanna Kumar, P. (2010). "Embodied energy in cement stabilised rammed earth walls." *Energy and Buildings*, 42(3), 380–385.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Venkatarama Reddy, B. V., and Prasanna Kumar, P. (2011). "Structural Behavior of Story-High Cement-Stabilized Rammed-Earth Walls under Compression." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(3), 240–247.

Vermeer, P. A. (1998). "Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock." *Physics of Dry Granular Media*, H. J. Herrmann, J.-P. Hovi, and S. Luding, eds., Springer Netherlands, Dordrecht, 163–196.

Walker, P. (1996). "Specifications for stabilised pressed earth blocks." *Masonry International*, 10(1), 1–6.

Walker, P. (2004). "Strength and Erosion Characteristics of Earth Blocks and Earth Block Masonry." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(5), 497–506.

Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L., and Zhu, J. Z. (2013). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*. Butterworth-Heinemann, Amsterdam.

Zucchini, A., and Lourenço, P. B. (2007). "Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach." *Computers & Structures*, 85(3–4), 193–204.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

ANNEXES

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.1 ANNEXE 1

6.1.1 Dimensions et densité des morceaux de sucre et briques

- Type n°1 : sucre roux à base rectangulaire (sucre de marque Saint-Louis)
- Type n°2 : sucre blanc à base rectangulaire (sucre de marque Beghin-Say)
- Type n°3 : sucre blanc à base carré (sucre de marque Beghin-Say)

	Type de sucre : Saint-Louis, morceaux bruns, sucre type 1				
	LONGUEUR (mm)	**LARGEUR (mm)**	**HAUTEUR (mm)**	**POIDS (g)**	**MASSE VOLUMIQUE (g/mm3)**
	27.4	18.13	12.5	6.1	0.000982362
	27.26	18.6	12.02	6.1	0.001000891
	27.33	18.31	11.97	6	0.00100168
	27.54	18.23	11.97	6.2	0.001031685
	27.62	18.3	12.15	5.8	0.000944446
	27.35	18.2	12	6.1	0.001021221
	27.34	18.34	12.02	6	0.000995518
	27.37	18.37	12	5.8	0.000961309
	27.35	17.97	11.99	6.2	0.001052124
	27.45	17.81	12.11	6	0.001013447
Moyenne	**27.401**	**18.226**	**12.073**	**6.03**	**0.001000468**
Ecart-type	**0.10774971**	**0.219757442**	**0.1612486**	**0.141814**	**3.20901E-05**

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

	Type de sucre : Béghin sucre morceaux, sucre type 2				
	LONGUEUR (mm)	LARGEUR (mm)	HAUTEUR (mm)	POIDS (g)	MASSE VOLUMIQUE (g/mm3)
	27.39	17.68	11.95	5.8	0.001002272
	27.71	17.73	11.93	6.1	0.001040745
	27.44	17.72	11.94	6.2	0.001067922
	27.32	17.63	11.99	5.8	0.001004329
	27.33	17.68	11.94	5.8	0.001005314
	27.47	17.62	11.93	5.7	0.00098712
	27.36	17.69	11.96	5.9	0.001019241
	27.67	17.76	11.93	5.9	0.001006374
	27.4	17.63	11.93	5.8	0.001006433
	27.47	17.79	11.95	6.1	0.001044545
Moyenne	**27.456**	**17.693**	**11.945**	**5.91**	**0.001018429**
Ecart-type	**0.134180641**	**0.057358522**	**0.019002924**	**0.166333**	**2.47916E-05**

	Type de sucre : Béghin, petits sucre, Sucre type 3				
	LONGUEUR (mm)	LARGEUR (mm)	HAUTEUR (mm)	POIDS (g)	MASSE VOLUMIQUE (g/mm3)
	17.81	12	18.26	4	0.001024977
	18.29	11.95	18.35	4	0.000997338
	18.26	12.22	18.16	4	0.000987125
	18.33	11.93	18.53	4.1	0.001011825
	18.32	12.01	18.32	3.9	0.000967544
	18.27	12.02	18.12	3.9	0.000980084
	18.3	12.09	18.16	3.9	0.000970669
	18.79	12.31	18.1	3.9	0.000931539
	18.34	12.11	18.36	3.9	0.00095642

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

	18.29	11.98	18.27	4	0.000999197
Moyenne	**18.3**	**12.062**	**18.263**	**3.96**	**0.000982672**

	Brique rouge				
	LONGUEUR (mm)	LARGEUR (mm)	HAUTEUR (mm)	POIDS (g)	MASSE VOLUMIQUE (g/mm3)
	224	105	49	2.3877	2.07179E-06
	220	104	51	2.4159	2.07039E-06
	221	104	51	2.4281	2.07143E-06
	222	105	49	2.3976	2.09913E-06
	221	104	48	2.4685	2.23752E-06
	218	103	49	2.3831	2.16597E-06
	223	105	49	2.3813	2.07551E-06
	217	106	51	2.4028	2.04824E-06
	218	105	50	2.3876	2.08615E-06
	224	104	49	2.4178	2.11808E-06
Moyenne	**220.8**	**104.5**	**49.6**	**2.40704**	**2.10442E-06**
Ecart-type	**2.529822128**	**0.849836586**	**1.0749677**	**0.026895**	**5.71099E-08**

6.1.2 Angle de frottement

Les tableaux suivants indiquent les résultats pour chaque type de blocs de sucre :

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 1(morceau de sucres blancs rectangulaires)									
	N°	1	2	3	4	5	6	7	**Moyenne**
Valeurs	Série 1	23°	26,6°	27,9°	27,9°	30,3°	32,7°	33,4°	**28,7°**
	Série 2	20,7°	28,6°	28,5°	30,07°	31,8°	32°	-	

Tableau 28 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 (morceaux de sucres roux)									
	N°	1	2	3	4	5	6	7	**Moyenne**

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Valeurs	Série 1	37°	40,6°	40,9°	40.9°	41,07°	41,07°	-	**38,7°**
	Série 2	30,9°	36,5°	36,5°	39,07°	39,07°	41,05°	-	

Tableau 29 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 (morceaux de sucres blancs carrés)									
	N°	1°	2	3	4	5	6	7	**Moyenne**
Valeurs	Série 1	24,5	32,8°	33.15°	34,09°	35,3°	35,3°	35,69°	**32.6°**
	Série 2	26,3°	30,7°	31,01°	33,0°	34,05°	34,31°	36,4°	

Tableau 30 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 et la plan inclinable									
	N°	1	2	3	4	5	6	7	**Moyenne**
Valeurs	Série 1	30.8°	32.6°	32.6°	34.18°	34.18°	37.9°	-	**34.8°**
	Série 2	28,05°	34,2°	34,2°	34,2°	39,78°	39,78°	39,78°	

Tableau 31 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 1 et le plan inclinable

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 et la plan inclinable									
	N°	1	2	3	4	5	6	7	**Moyenne**
Valeurs	Série 1	32,5°	33,9°	33,9°	40,5°	40.5°	40.5°	-	**34.7°**
	Série 2	25°	27°	27,8°	32,15°	36,4°	37,8°	40,5°	

Tableau 32 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 2 et le plan inclinable

Angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 et la plan inclinable									
	N°	1	2	3	4	5	6	7	**Moyenne**
Valeurs	Série 1	32,2°	32,2°	32,2°	35.9°	37°	37.66°	-	**33.9°**
	Série 2	29,7 °	31,07 °	31,07°	32,41°	36,55°	39,01°	-	

Tableau 33 : Détermination de l'angle de frottement entre les blocs de sucre type 3 et le plan inclinable

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.2 ANNEXE 2

6.2.1 Détails des assemblages et dimensions des blocs : essai 9

Les dimensions du mur issu de l'essai 9 sont de 945x570x105 mm, les briques en béton ont été collées avec un mortier afin de constituer des blocs plus gros, de tailles et de formes variables comme cela est visible sur la figure, le but est d'étudier l'effet de l'imbrication des briques. Les détails et les dimensions pour chaque assemblage des briques sont repris à la Figure 137 et Figure 138.

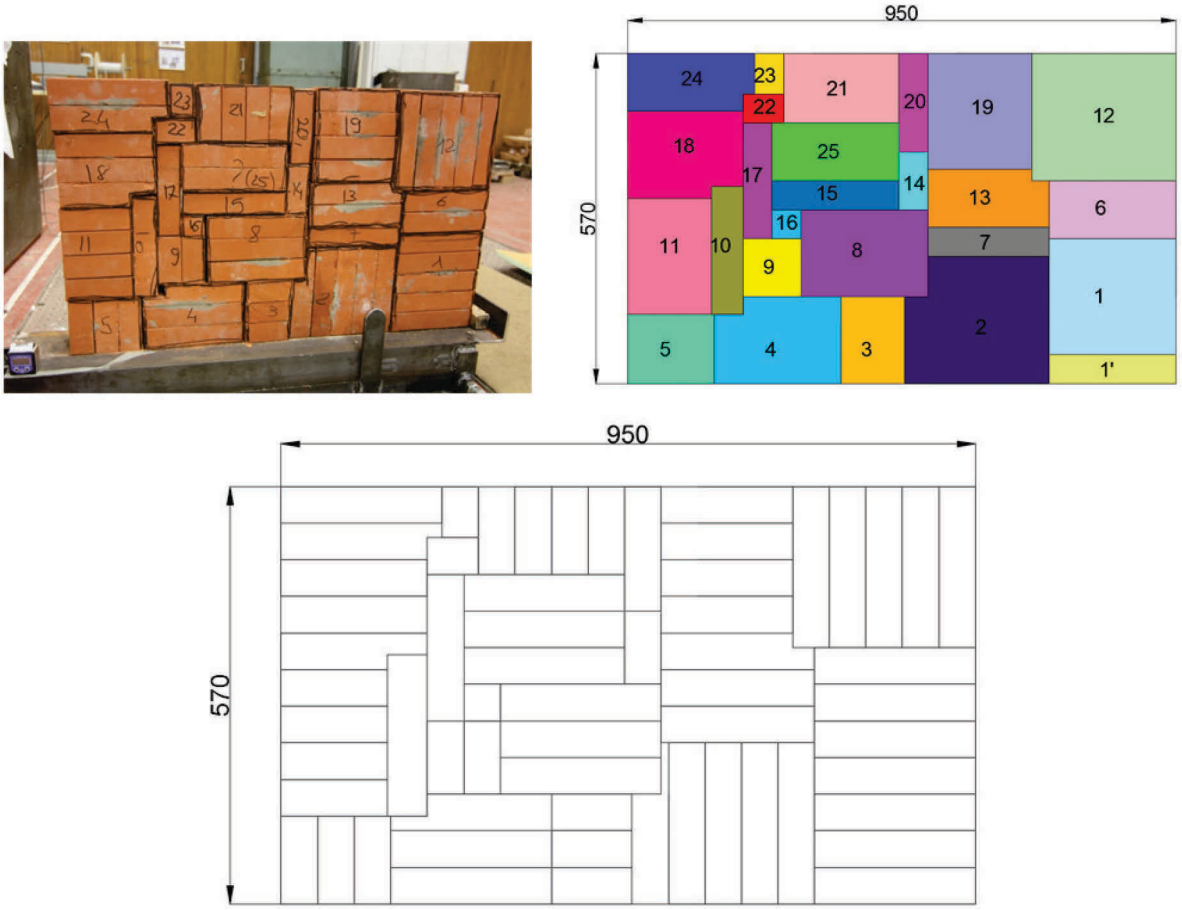


Figure 138 : Dimensions du mur et noms des assemblages des briques -essai 9

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

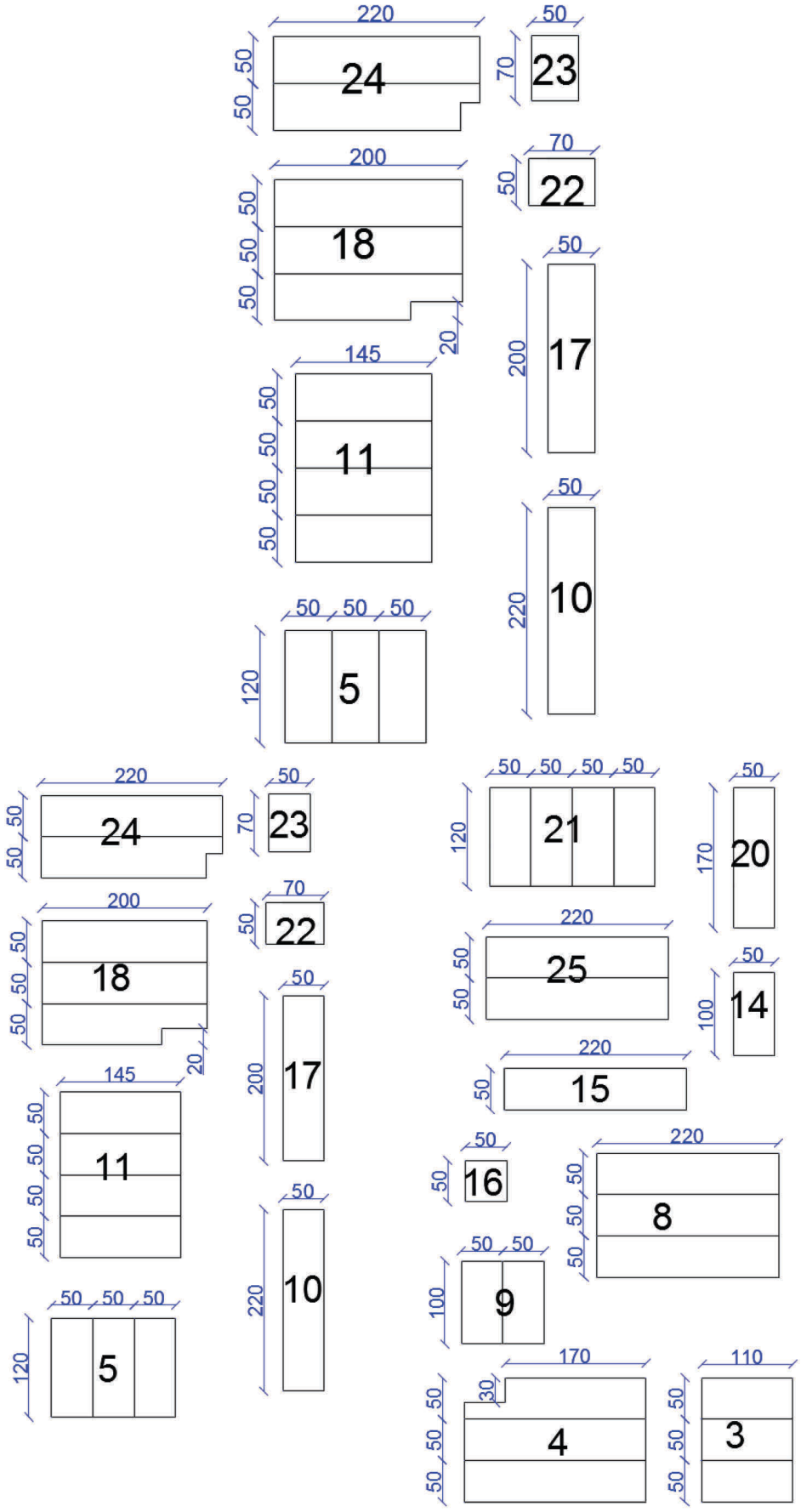


Figure 139 : Dimensions des assemblages des briques -essai 9

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

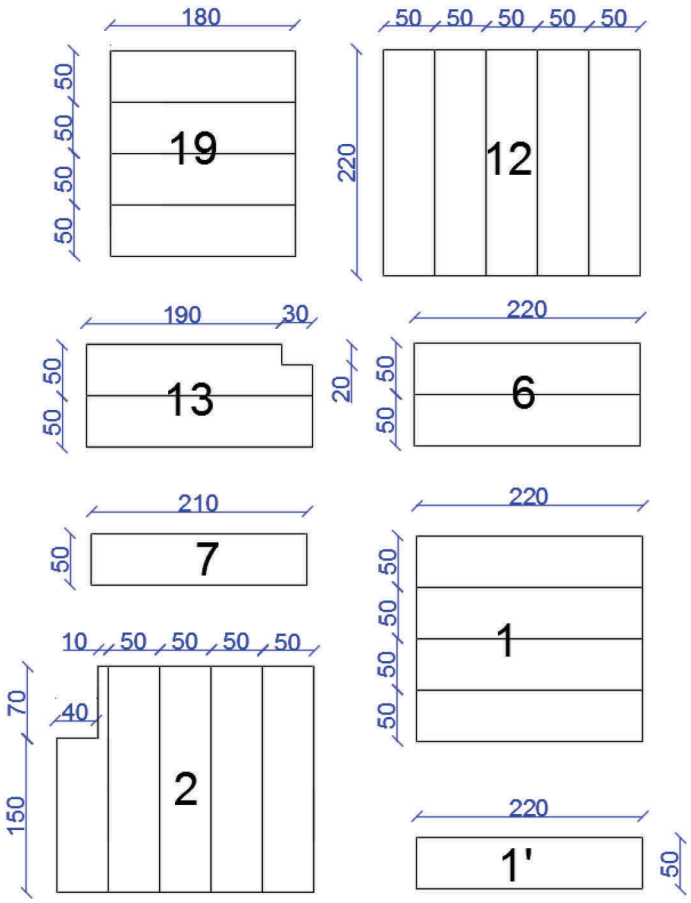


Figure 140 : Dimensions des assemblages des briques -essai 9

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.3 ANNEXE 3 : Présentation de la terre utilisée et formulation du mélange

6.3.1 La terre à pisé

La terre a été livrée en novembre 2012 sous forme de quatre big-bag (voir Figure 140). Un film polyane a été étendu afin que la terre ne soit pas en contact direct de la dalle (voir Figure 141).



Figure 141 : Réception des Big-Bag



Figure 142 : Ouverture des Big-Bag sur film plastique

La terre issue des 4 big-bag a été mélangée à l'aide de pelles afin d'homogénéiser le matériau. Régulièrement (tous les deux jours environ), la terre a été remuée afin que le séchage soit homogène. La terre a été écrêtée, devant l'énorme quantité de matériaux en présence il n'était pas envisageable de réaliser un écrêtage naturel au tamis. Il a été décidé de se servir des grilles d'un caddie afin d'écrêter la terre à une valeur d'environ 20mm (voir Figure 142).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 143 : Écrêtage à l'aide du caddie

6.3.2 Mélange

6.3.2.1 Granulométries

Nous avons réalisé une granulométrie en voie humide de la terre 1 et du sable.

6.3.2.1.1 Mode opératoire pour la réalisation de la granulométrie :

- une quantité de sol suffisante pour réaliser la manipulation a été prélevée (entre 1 et 2 kg de terre).

- La terre a été noyée dans un sceau d'eau, Il n'est pas nécessaire de mettre trop d'eau. Il suffit que l'eau recouvre la terre de l'équivalent de 2 cm. Cette opération permet aux particules fines de commencer à se désolidariser des plus gros granulats. Il peut être intéressant de laisser reposer le tout une journée. En effet, le travail en sera facilité lors de la manipulation.

- les tamis utilisés sont de diamètres suivants (en mm) : 0.080 - 0.160 – 0.315 – 0.630 – 1.250 – 2.150 – 3.150 – 5 - 6.3 – 8 – 10 – 12.8 – 16 – 20

- Les tamis sont assemblés les uns sur les autres de telle sorte que le tamis ayant le diamètre passant le plus grand soit situé en haut de la pile.

- Les tamis sont disposés au-dessus d'un seau à grande capacité pour récupérer l'eau et les fines (le tamisat à 0,080). On a confectionné une planche en bois qui a permis de réaliser cette opération.

- On verse une petite quantité du contenu du sceau de terre mélangée avec de l'eau. Il faut faire attention à ne pas trop en verser pour ne pas que les tamis inférieurs ne débordent du fait du colmatage des trous du tamis par des particules fines.

- A l'aide d'un pinceau, on aide les grains à traverser les tamis tout en les mouillant lentement avec une pipette d'eau.

- On répète cette dernière opération autant de fois que nécessaire pour obtenir le refus le plus proprement possible sur chaque tamis.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

- Si le(s) tamis n'est (ne sont) pas plein(s), on peut verser de nouveau un peu du contenu du sceau. Sinon, on vide au préalable le tamis dans une barquette ou un récipient qui peut être mis à l'étuve. On prend évidemment une barquette par tamis.

- Quand tout le contenu du sceau a été traité, un nettoyage et un séchage des tamis doit être effectué pour éviter qu'ils ne rouillent.

- Les barquettes avec les contenus de tous les refus sont ensuite pesées avant de les mettre dans l'étuve pour connaître leur masse sèche.

- Le passant qui se trouve dans le sceau qui était disposé sous le montage peut aussi être utilisé pour faire une sédimentométrie.

Les figures 145 ,146 et 147 montrent les granulométries de la terre, du sable et du gravier. Les graviers, comprenant des grains bien plus gros, ont été étudiés avec une granulométrie sèche (Figure 144). Le tamisage se fait automatiquement sur un banc prévu à cet effet.



Figure 144 : granulométrie sèche utilisé pour les graviers

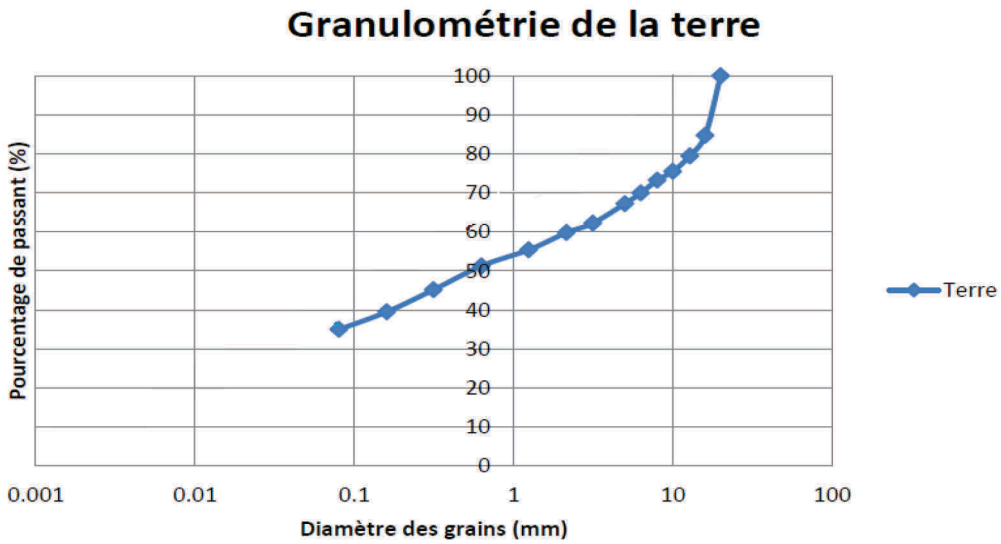


Figure 145 : La granulométrie de la terre

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

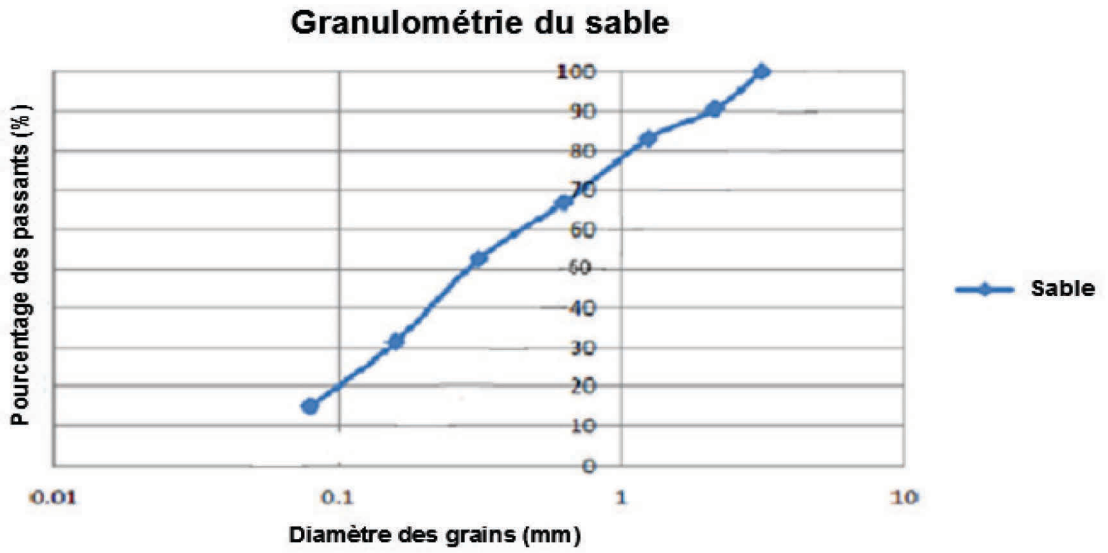


Figure 146 : La granulométrie du sable

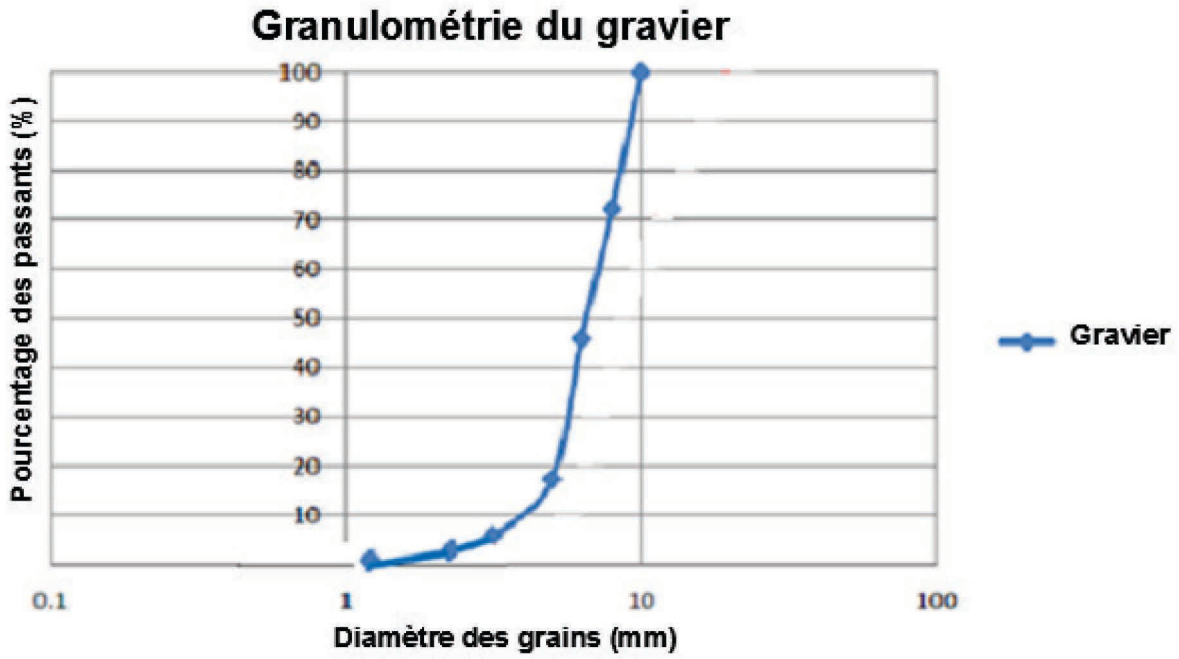


Figure 147 : La granulométrie du gravier

6.3.2.1.2 Formulation du mélange

Le mélange est basé sur le modèle d'Andreasen d'exposant 0.3. Il s'agit d'un modèle d'empilement granulaire visant à ce que chaque diamètre de grains vienne combler au mieux les vides laissés par les grains de diamètre supérieur. Pour chaque diamètre de grain D, le pourcentage de passant se calcule comme suit :

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Ou :

- Dmax : le diamètre du plus gros grain du mélange, à savoir 20mm

- q : l'exposant d'Andreasen, fixé par Lionel à 0.3

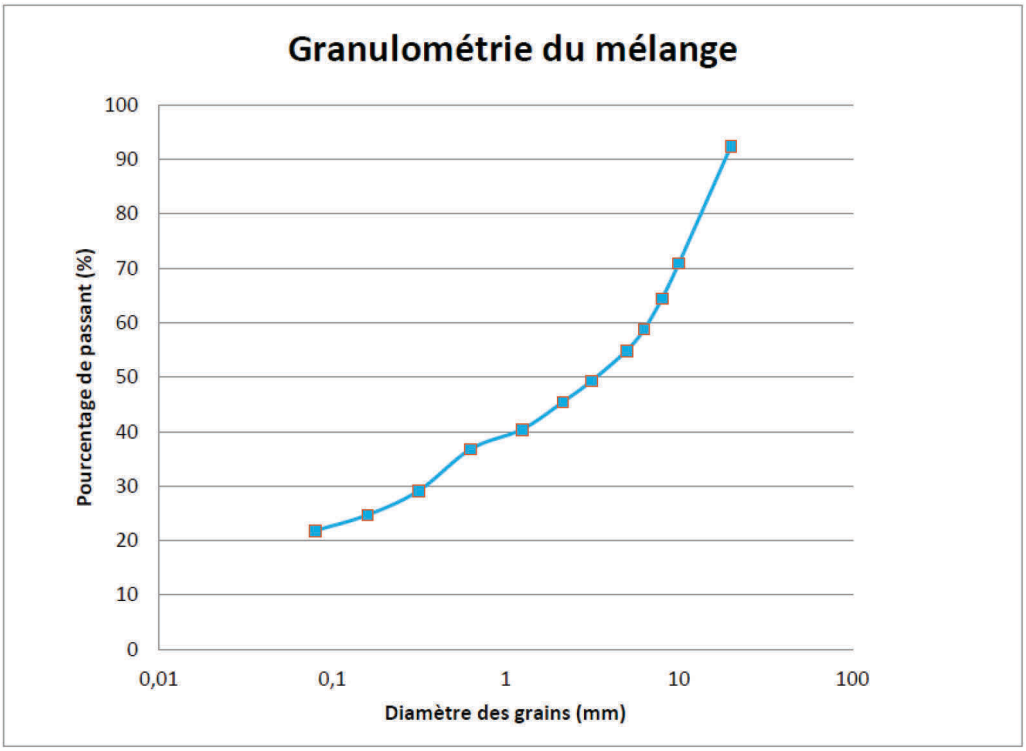


Figure 148 : Granulométrie du mélange

Au final, notre mélange sera donc composé de :

60% Terre 1 écrêtée à 20mm + 20% gravier + 20% sable

Ces valeurs sont à considérer en masse sèche de matériau. Pour ce faire, nous réalisons des calculs de teneur en eau de chacun des matériaux composant ce mélange. Ainsi nous saurons quelle masse de matériau humide nous devons peser pour avoir la quantité désirée en masse sèche. La Granulométrie du mélange est montrée dans le Figure 144 .

6.3.3 Méthodologie du calcul de la teneur en eau

- On pèse, sur la balance précise au dixième de gramme, autant de barquettes en aluminium que de teneurs en eau à calculer. On note le poids de chaque barquette. On ne tare pas la balance car chaque barquette à une masse différente.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

- Pour chaque matériau, on recueille un échantillon humide dans les barquettes. Pour le gravier et le sable on va le chercher au cœur du tas, et pour la terre étalée sur le sol on en prend un peu en différents endroits, et en profondeur.

- On pèse ensuite chaque échantillon avec sa barquette. Mhumide+barquette

- Les échantillons sont placés à l'étuve ventilée à température de 105°C avec réglage de l'alarme sur 115°C. Cette température permet d'évaporer l'eau des matériaux tout en ne faisant pas brûler les éventuelles matières organiques qu'ils contiendraient.

- Après 24h d'étuve, on pèse les échantillons. Msèche+barquette. Les échantillons sont replacés à l'étuve pendant au moins 24 heures pour vérifier que leur masse reste constante et donc qu'ils ont perdu toute leur eau. Msèche+barquette'.

- Si les deux masses Msèche+barquette et Msèche+barquette' ne sont pas égales, il faut remettre l'échantillon concerné 24h à l'étuve.

- Quand toute l'eau des échantillons est évaporée, on peut calculer la teneur en eau.

$$w(\%) = \frac{\boldsymbol{M_{eau}}}{\boldsymbol{M_{sèche}}} = \frac{\boldsymbol{M_{humide+barquette} - M_{sèche+barquette}}}{\boldsymbol{M_{sèche+barquette} - M_{barquette}}} * \mathbf{100}$$

6.4 ANNEXE 4 : Fabrication des murs

L'entreprise Caracol représentée est venue fabriquer nos murs en pisé en Décembre 2012.

6.4.1 Préparation des gâchées

Lionel Ronsoux a préconisé d'utiliser un mélange de terre/gravier et sable à pourcentage en masse de matière sèche respective de 60% pour la terre, 20% pour le gravier et 20% pour le sable. Pour calculer les masses sèches de matériaux à employer, les teneurs en eau mesurées la veille ont été utilisés. Les matériaux étant conservés au même étant hydrique par des films en polyane.

Les équipements suivants ont été utilisés pour réaliser une gâchée :
- Une bétonnière (Figure 144)
- Une balance pouvant peser des poids importants
- 4 seaux (1 pour chaque élément + eau)
- 1 pelle
- 1 brouette (pour le transport de la terre à la zone de de préparation de la gâchée)
- Une rallonge électrique pour brancher la bétonnière.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.4.2 Mode opératoire 1

- l'équivalent d'un mélange homogène de 50kg en masse sèche a été versé dans la bétonnière. Ce qui est composé de 3 seaux de terre, 1 seau de sable et 1 seau de gravier. L'unité de mesure n'est pas le seau mais bien le kilogramme.
- La terre n'étant pas écrêtée, elle a été tamisée à 20mm au fur et à mesure.
- ces opérations ont été répétées jusqu'à ce que la bétonnière soit pleine. Au final, le mélange de 50kg de masse sèche a été placé 8 fois pour remplir la bétonnière, soit une gâchée de 400kg.

- du polyane été placé par terre pour étaler le mélange. Les 400kg sont versés par terre.
- le mélange a été bien étalé, puis a été couvert avec du polyane pour que sa teneur en eau ne varie pas.

La teneur en eau d'un échantillon de ce mélange a été déterminé, ce qui a donné t=5.28%. Ce mélange a été réalisé en fin de semaine (vendredi). La construction des murs n'a commencé que le lundi suivant donc le mélange à certainement perdu un peu d'eau. Sa teneur en eau a été estimée égale à t=5.2%. Avec l'avis de Lionel Ronsoux , il a été décidé de se rapprocher d'une teneur en eau de 8% , 3% d'eau donc a été ajouté . Le coffrage a été monté lundi matin par l'entreprise Caracol. Une première gâchée a été préparée à la suite. La bétonnière a été mis en marche une fois que les mélange de 270 Kg a été placé dedans. L'eau a été versée petit à petit en prenant soin d'en mettre au fond pour obtenir un mélange homogène. Le mélange a été vérifié avec la méthode de la boulette pour assurer une teneur correct. Cette expérience de la boulette consiste à faire une boulette de mélange dans sa main et de la lâcher d'une hauteur d'à peu près 1m de haut. La terre a une consistance correcte quand la boulette ne reste ni trop massivement compacte ni ne s'éclate en mille morceaux sur le sol.



Figure 149 : Bétonnière recevant le mélange

Le contenu de la bétonnière a été déversé par terre. On remplit des seaux pour monter le mur. Il fallait environ 14 seaux pour réaliser une ligne de 20cm de haut non comprimée. On repère avec du scotch sur une barre les 20cm de haut. On dame au fouloir pneumatique en prenant soin de passer partout (voir Figure 145). Sur les bords on dame à l'aide d'un fouloir manuel.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Un chemin privilégié est utilisé pour damer la terre. On part d'un côté puis on tourne dans le sens des aiguilles d'une montre pour revenir vers le centre tel un escargot .Quatre passages sont nécessaires pour obtenir un compactage correct.



Figure 150 : Vue sur la banche et le fouloir

Les murs sont de 1m de haut. Le coffrage est lui moins haut, une rehausse a été appliquée pour arriver à une hauteur de 1m. Caracol utilise un coffrage en bois qui permet de réaliser deux murs à la fois. Lors du compactage de la terre, afin que le coffrage ne se déforme pas trop, des tiges filetées traversant le coffrage permettent de le renforcer comme il illustre le Figure 146. Ces tiges vont alors provoquer des trous dans le mur lors du décoffrage. Nous avons un trou par mur.A chaque fois, une mesure de la teneur en eau du mélange a été faite une fois déversée de la bétonnière. Deux échantillons pour une bétonnière ont été pris.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 151 : Vue sur les tiges filetées de la banche

6.4.3 Mode opératoire 2

La réalisation des gâchées a été commencé avec le mode opératoire précèdent. Préparer le mélange à la bétonnière puis le verser par terre pour ensuite le remettre dans la bétonnière et l'humidifier, produit une perte du temps. Des modifications sont apportées à fin de minimiser le temps consommées.il a été décidé donc de réaliser directement les gâchées en une fois. Le mélange est un peu trop gros et manque d'homogénéité (il est difficile de mouiller le fond de la bétonnière), des gâchées plus petite ont été réalisés afin de faciliter le mélange. Voici les étapes de la nouvelle mode opératoire :

- Tarer la balance avec un seau vide (≈0.55Kg). La balance est, elle, précise à 50g près, trois seaux de même masse ont été choisi, afin de ne pas avoir à tarer la balance à chaque manipulation. Une masse sèche de 10.90 kg a été prise.

- Le seau de terre est alors versé dans la bétonnière.

- la même opération a été faite pour avoir l'équivalent de trois seaux de terre à 10.90 kg le seau dans la bétonnière.
- Du gravier a été placé dans un deuxième seau. Une masse de 10.30 kg a été versée dans la bétonnière.
- du sable a été placé dans un dans un troisième seau. Une masse de 11.05 kg a été versée dans la bétonnière.
- Après chaque « fournée », la bétonnière a été tournée afin de mélanger au mieux les matériaux, et rendre le mélange le plus homogène possible.

<u>Donc Une bétonnière est composée de :</u>

- 12 seaux de 10,9kg de terre 1 écrêtée à 20mm
- 4 seaux de 10,30kg de gravier
- 4 seaux de 11,05kg de sable

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Le mélange « 3 seaux de terre + 1 seau de gravier + 1 seau de sable» a été donc répété 4 fois pour chaque bétonnière.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.5 ANNEXE 5 : Préparation des essais

6.5.1 Badigeon à la chaux

La face avant du mur a été badigeonnée d'un mélange de chaux et d'eau, comme il est illustré dans le Figure 147. Pour réaliser le badigeon, un mélange de l'eau et de la chaux a été réalisé, avec des proportions permettant d'obtenir la consistance souhaitée. Une certain attention a été fait à ne pas trop mettre d'eau sinon la couche de chaux ne sera pas assez blanche, et à ne pas trop mettre de chaux pour ne pas obtenir une couche trop épaisse, tout en cherchant à bien recouvrir le mur, il faut également essayer d'éviter les coulures. Ce mélange sert à mettre en évidence le mouchetis noir lors de la stéréovision. Tout d'abord une couche a été mise sur la face du mur. Elle a été laissée sécher puis une seconde couche a été mise. Un certain attention a été faite afin que le badigeon soit uniforme et recouvre bien toute la face du mur. La face arrière du mur a été également une fois afin de mieux distinguer la propagation des fissures lors de l'essai.

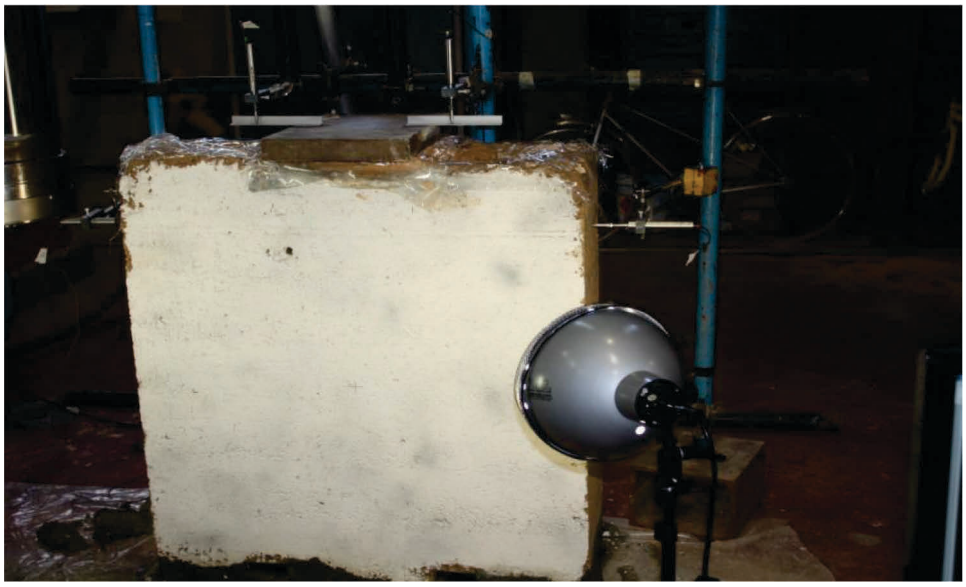


Figure 152 : Mur badigeonné à la chaux

6.5.2 Transport et pesée

Le mur a été transporté jusqu'à le zone de test. Pour le transporter sans l'abîmer, un pont roulant a été utilisé. Des élingues de 4m sont passées par les tubes rectangulaires en acier mis en place à la base du mur lors de sa fabrication (deux par mur). Le mur a été pesé à l'aide d'un dynamomètre électronique relié au pont roulant. Les manilles et les élingues ont été également pesés afin de connaître exactement le poids du mur. Il n'est pas possible de le placer en une seule fois au droit du vérin. Il est forcément décalé un peu sur le côté. Pour pallier à ce problème, les élingues du mur ont été détachées, puis une élingue de 6 mètre a été passée dans le crochet du pont roulant, lui-même placé au-dessus de la plateforme d'essai.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Cette élingue est alors reliée à celles de 4m. On soulève à nouveau le mur, et il se place automatiquement à l'aplomb du vérin. Il a été posé sur une bâche plastique qui permettre de nettoyer plus facilement la zone après essai (voir Figure 149).



Figure 153 : pesée du mur



Figure 154 : Transport du mur

6.5.3 Assise du mur

Lors du décoffrage et du transport du mur, sa partie inférieure s'effrite un peu. Afin que celui-ci soit uniformément en contact avec le sol nous lui appliquons un mortier en son pied. La Composition du mortier est de 2/3 de sable et 1/3 de ciment (quantité totale : environ 1,5 seau). La verticalité du mur est ensuite vérifiée à l'aide d'un fil à plomb (voir Figure 150).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 155 : Assise du mur et Réglage de la verticalité

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.6 ANNEXE 6 : Essais complémentaires de caractérisation du matériau

6.6.1 Mesure de la teneur en eau.

6.6.1.1 Protocole

- Prélèvements à différentes hauteurs et positions (Figure 151) .



Figure 156 : Positions approximative des prélèvements

- Rectifier le cas échéant (difficulté d'effectuer le prélèvement à l'endroit voulu…) la position des prélèvements sur la figure précédente.

- Séparer chaque prélèvement en 3 échantillons A, B, et C correspondant respectivement à une face du mur, au cœur du mur, et à l'autre face. Chaque échantillon doit peser 1000g environ pour que les essais soient suffisamment précis mais ne durent pas trop longtemps.

- Prendre une barquette par échantillon. La numéroter et la peser ($mbarquette$).

- Placer les échantillons dans des barquettes en aluminium puis peser ($m1=mterre sèche+meau+mbarquette$)

- Placer les échantillons à l'étuve ventilée à 105°C.

- Après 24h, peser les échantillons. ($m24h$)

- Replacer les échantillons à l'étuve pendant encore 24h. Peser à nouveau à l'issue de ce délai ($m48h$). Si les masses n'ont plus évolué ($m48h=m24h$), toute l'eau s'est évaporée des échantillons. La masse terre sèche + barquette est alors connue : ($m2=mterre sèche+mbarquette=m48h=m24h$).

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

- Si ce n'est pas le cas, reprendre l'étape précédente jusqu'à ce que les masses n'évoluent plus.

- Calculer les teneurs en eau

$$w = \frac{m_{eau}}{m_{terre\ sèche}} = \frac{m_{1-}\ m_2}{m_2 - m_{barquette}}$$

6.6.1.2 Relevés et résultat

Echantillon	m barquette (g)	m1 (g)	m24h (g)	m48h (g)	m120h (g)	w
1A	13.98	1024.92	1016.74	1016.54	1016.48	0.84%
1B	14.00	966.35	958.85	958.64	958.60	0.82%
1C	14.03	895.15	888.62	888.33	888.32	0.78%
2A	13.99	985.03	977.48	977.30	977.20	0.81%
2B	13.99	923.94	917.09	916.85	916.83	0.79%
2C	14.03	862.93	856.67	856.49	856.44	0.77%
3A	14.07	875.82	868.62	868.38	868.39	0.87%
3B	14.08	999.36	991.21	991.00	990.95	0.86%
3C	14.11	855.17	848.58	848.39	848.32	0.82%
4A	14.08	741.80	735.8	735.65	735.62	0.86%
4B	14.07	685.36	680.48	680.32	680.30	0.76%
4C	14.09	877.74	871.07	870.88	870.86	0.80%
5A	14.08	1007.09	999.36	998.97	998.97	0.82%
5B	14.10	1034.49	1026.8	1026.52	1026.52	0.79%
5C	14.09	1002.90	995.9	995.58	995.54	0.75%
6A	14.05	967.50	960.77	960.42	960.41	0.75%
6B	14.05	1096.00	1088.07	1087.80	1087.74	0.77%
6C	14.07	981.72	975.09	974.90	974.87	0.71%
7A	14.08	1034.79	1026.96	1026.63	1026.62	0.81%
7B	14.10	910.82	903.65	903.35	903.34	0.84%
7C	14.16	965.22	958.23	957.88	957.83	0.78%
8A	14.15	979.69	972.26	971.99	971.97	0.81%
8B	14.09	1182.70	1172.93	1172.79	1172.73	0.86%
8C	14.06	962.54	954.79	954.61	954.57	0.85%
9A	14.12	1000.72	993.24	993.10	993.08	0.78%
9B	14.08	746.15	740.18	740.09	740.05	0.84%
9C	14.07	927.10	919.52	919.40	919.37	0.85%
10A	14.14	992.64	985.1	948.85	948.87	0.80%
10B	14.12	1015.05	1007.53	1007.40	1007.36	0.77%
10C	14.05	831.30	825.14	825.02	825.00	0.78%

Tableau 34 : Relevés et résultats des échantillons

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.6.1.3 Commentaires

- La teneur en eau moyenne est d'environ 0.8% pour les 2 murs.

- La teneur en eau semble assez homogène pour chaque mur.

	Mur 1			Mur 2		
A		0.84%			0.75%	
	0.81%	0.77%	0.86%	0.81%	0.81%	0.78%
		0.82%			0.80%	
B		0.82%			0.77%	
	0.79%	0.86%	0.75%	0.84%	0.86%	0.84%
		0.79%			0.77%	
C		0.78%			0.71%	
	0.77%	0.82%	0.80%	0.78%	0.85%	0.85%
		0.75%			0.78%	

Tableau 35 : Teneur d'eau des murs 1 et 2

6.6.2 Mesure de densité sèche

6.6.2.1 Généralités

Les murs en pisé sont fabriqués en utilisant un mode de compactage dynamique. Ce mode de compactage possède l'avantage d'être facilement mis en place sur chantier. En revanche, il entraîne des gradients de densité sur une couche du mur. D'autres modes de compactages produisent des échantillons plus homogènes et donc plus pertinents pour obtenir des caractéristiques intrinsèques d'un matériau en laboratoire : le compactage statique ou la vibro-compression.

Le laboratoire de l'ENTPE peut produire deux types d'échantillons par compactage statique : des échantillons cylindriques d'un diamètre de 11cm et d'un élancement de 1 environ et des prismes de dimensions 28cm x 14 cm x 9-10cm.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 157 : Presse pour la fabrication d'éprouvettes cylindriques



Figure 158 : Echantillons prismatiques fabriqués par compactage statique

L'objectif de ce qui suit est de déterminer la densité des murs ayant été testés au cisaillement à différentes position (dans une couche). Il conviendra alors de statuer sur les différences qui pourront être observées. Ensuite, une densité « moyenne » pourra être déterminée, densité qui servira à fabriquer des échantillons homogènes « équivalents » par compactage statique afin d'effectuer divers tests pour caractériser le matériau.

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.6.2.2 Protocole de mesure de densité

- Un échantillon est prélevé sur le mur.
- Cet échantillon est pesé ($méchantillon$).
- L'échantillon est ensuite recouvert d'une fine couche de paraffine, afin de le rendre imperméable (voir Figure 154).



Figure 159 : Echantillon recouvert de paraffine

- Une deuxième pesée est effectuée ($méchantillon$+$paraffine$).

- Une troisième pesée est effectuée, cette fois-ci sous eau (Figure 155), afin de déterminer le volume de l'échantillon avec la couche de paraffine. ($m\ souseau$)



Figure 160 : Pesée sous eau

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Parallèlement, la teneur en eau des murs, w, est mesurée par passage à l'étuve à 105°C jusqu'à l'arrêt de la perte de masse.
Il est maintenant possible de calculer la densité de l'échantillon. En effet :
- Le volume de l'échantillon avec paraffine est :

$$\boldsymbol{V_{échantillon+paraf\ fine} = m_{échantillon+paraf\ fine} - m_{sous\ eau/\rho_{eau}}}$$

- La masse de paraffine est également connue (différence des deux première pesée). On déduit donc son volume en considérant que la masse volumique de la paraffine est égale à 0.85g/cm3.

$$\boldsymbol{V_{paraf\ fine} = m_{échantillon+paraf\ fine} - m_{séchantillon/\rho_{paraf\ fine}}}$$

- On déduit donc le volume de l'échantillon et ainsi sa densité apparente (masse de l'eau prise en compte).

$$\boldsymbol{d_{apparente} = (m_{échantillon/V_{échantillon+paraf\ fine}} - V_{\rho_{paraf\ fine}})/\rho_{eau}}$$

La densité sèche est reliée à la densité apparente par la formule suivante

$$\boldsymbol{d_{sèche} = d_{apparente}/(1+w)}$$

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.6.2.3 Résultats

La teneur est eau des murs testés a été mesurée à 0.8% (cf. annexe A). Les densités des différents échantillons prélevés sont résumées dans le tableau ci-dessous.

	Echantillon	Précisions sur position	Masse échantillon (g)	Masse (échantillon + paraffine) (g)	Masse sous eau (échantillon + paraffine) (g)	Volume échantillon + paraffine (cm^3)	Masse paraffine (g)	Volume paraffine (cm^3)	Volume échantillon (cm^3)	Densité apparente	Densité sèche
Morceau de mur 1	1	coin	111.4	1150.4	553	597.4	39	45.88	551.52	2.02	2.00
	2		338.4	348.2	167	181.2	9.8	11.53	169.67	1.99	1.98
	3		885.2	891.4	453	438.4	6.2	7.29	431.11	2.05	2.04
	4	Centre partie inférieur	540.5	554.4	265	289.4	13.9	16.35	273.05	1.98	1.96
	5	Centre partie supérieur	1102.1	1118.9	560	558.9	16.8	19.76	539.14	2.04	2.03
Morceau de mur 2	6	Echantillon avec cavité	562.1	580.3	270	310.3	18.2	21.41	288.89	1.95	1.93
	7	Echantillon avec cavité	2319.9	2363.7	1140	1223.7	43.8	51.53	1172.17	1.98	1.96
	8	Face avant	448.36	456.5	240	216.5	8.14	9.58	206.92	2.17	2.15
	9	Face arrière	896.1	911.5	458	453.5	15.4	18.12	435.38	2.06	2.04
	10	Face arrière	1260.5	1276.5	638	638.5	16	18.82	619.68	2.03	2.02

Densité paraffine	0.85	Teneur en eau des échantillons	0.8

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés



Figure 161 : A droit : échantillons 2 et 3, A gauche : échantillon 1

Des défauts de fabrication ont été observés sur les murs, notamment des portions où une trop importante proportion de gros granulats a entraîné l'apparition de cavités. Ces morceaux de murs ont ainsi une densité légèrement plus faible que la densité moyenne du mur.

Les tests suivants sont effectués à l'ENTPE avec le matériau récupéré sur les murs testés (murs 1 et 2) afin de caractériser plus en détail ce matériau.

6.6.3 Essais Proctor et Proctor modifié

Des essais Proctor et Proctor modifiés sont effectués. Le protocole suit la norme NF P 94-093 [Afnor1999]. Un moule CBR est utilisé. Les résultats montrés, dans le Figure 157 , sont obtenus :

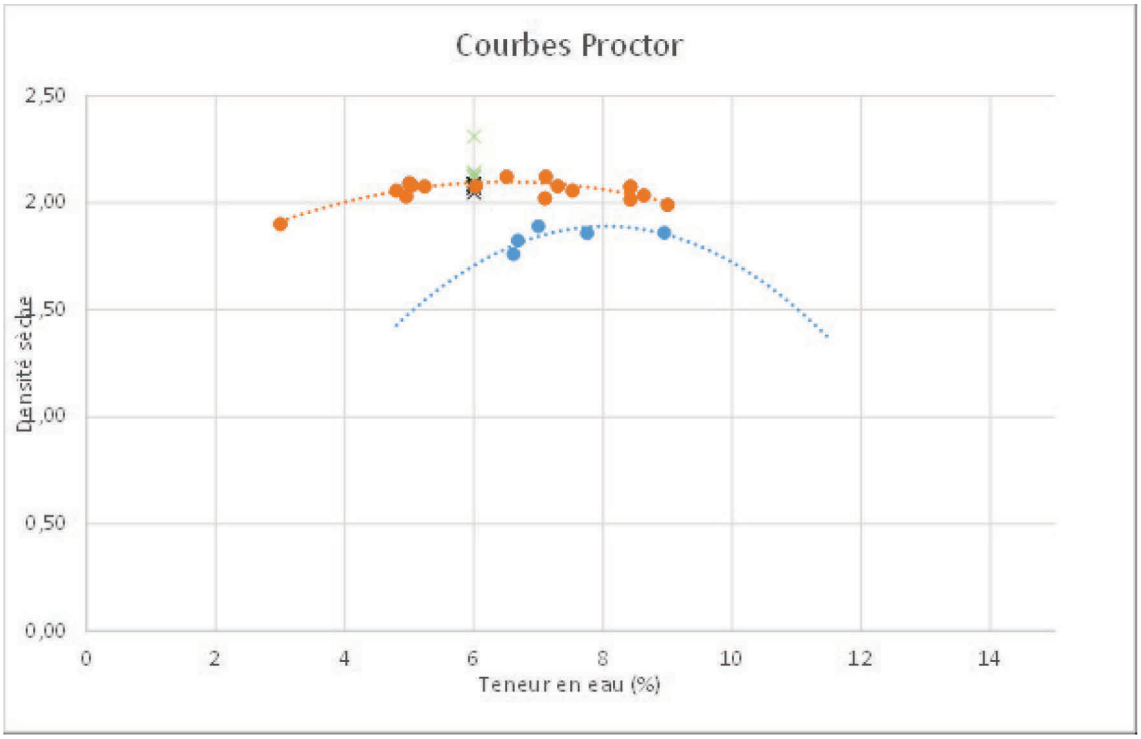


Figure 162 : Courbe de séchage des éprouvettes cylindriques

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Les résultats montrent que pour le sol utilisé, le compactage des essais Proctor dépend peu de la teneur en eau.

6.6.4 Fabrication et test d'éprouvettes cylindriques

6.6.4.1 Fabrication

Des éprouvettes cylindriques sont fabriquées à une teneur en eau de 6/7% environ. Ici aussi, un mode de compactage statique est utilisé. La presse de la figure ci-dessous est utilisée, Les échantillons ont un diamètre de 11.3cm. Leur hauteur varie entre 12.8 et 15.6 cm mais leur densité est identique (et proche de celle des murs testés). (En effet, la force appliquée par le vérin produisant une éprouvette de la densité voulue a été déterminée. Le diamètre du moule est connu. Ainsi, on peut déterminer une masse de terre et une hauteur permettant d'obtenir une éprouvette de la densité souhaité. La force appliquée par le vérin au moment où l'éprouvette atteint la hauteur souhaitée est mesurée. Suite à cela, la quantité de terre introduite dans le moule pour la préparation n'a pas été mesurée précisément. En revanche, la force de compactage a été constante. Ainsi la densité de chaque éprouvette (mesurée à postériori pour vérification) est identique.)

	Eprouvette 1	Eprouvette 2	Eprouvette 3	Eprouvette 4	Eprouvette 5	Eprouvette 6
hauteur (cm)	13,8	15,5	13,7	14,3	13	13,8
diamètre (cm)	11,3	11,3	11,3	11,3	11,3	11,3
masse initiale (kg)	3,04	3,395	3,015	3,175	2,815	3,04

Tableau 36 : Caractéristiques des éprouvettes cylindriques

Ces éprouvettes sont testées en compression (3 éprouvettes) et en traction (essais Brésiliens, 3 éprouvettes) après 29 jours de séchages. Après les essais, la teneur en eau et mesurée précisément.

Eprouvette	1	2	3	4	5	6
Poids restes de l'éprouvette + barquette alu (g)	2873	3223	2847	2999	2665	2884
Poids barquette alu (g)	19	19	19	19	19	19
Poids sec restes éprouvette + barquette alu (g)	2852	3203	2829	2976	2646	2865
Teneur en eau au moment des tests	0,74%	0,63%	0,64%	0,78%	0,72%	0,67%
Poids sec des éprouvettes complètes (g)	2845	3188	2813	2963	2637	2850
Teneur en eau initiale	6,86%	6,49%	7,18%	7,16%	6,75%	6,67%
Densité sèche	2,06	2,05	2,05	2,07	2,02	2,06

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

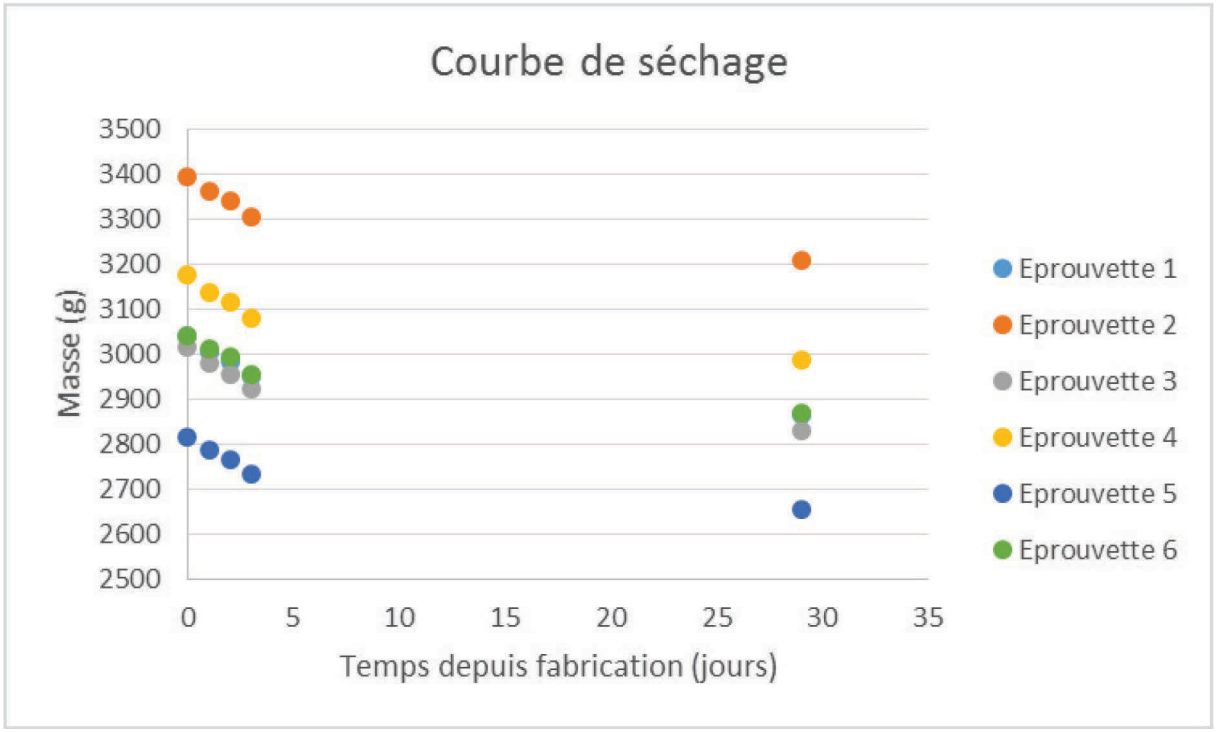


Figure 163 : Courbe de séchage des éprouvettes cylindriques

6.6.4.2 Résistance en compression

Les éprouvettes 1, 2, et 4 sont testées en compression au laboratoire de l'IUT Lyon 1. La vitesse de déplacement de la presse est fixée à 1.2mm/min. Pour limiter les erreurs dues au frettage, des plaques en téflon sont interposées entre les éprouvettes et les plateaux de la presse (Figure 159). Les frottements sont ainsi réduits. De même, afin d'empêcher l'apparition de moments, l'effort de la presse est transmis par deux plateaux en métal séparés par une bille (liaison rotule).

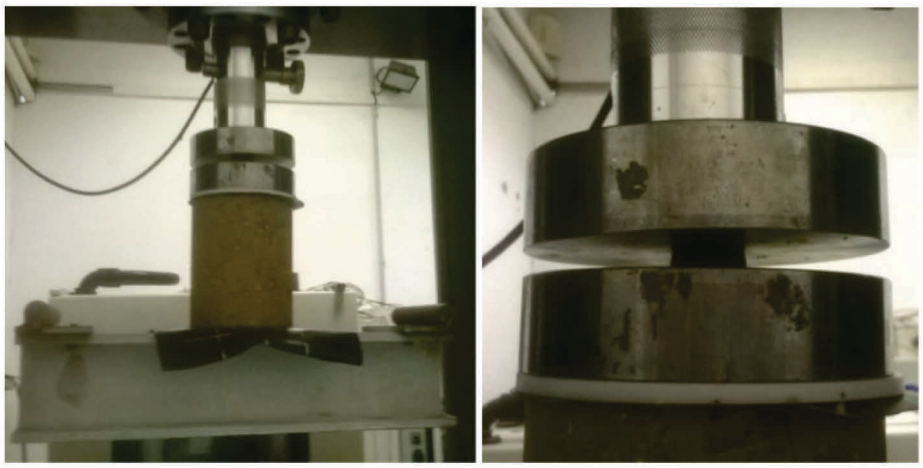


Figure 164 : Dispositifs anti-frettage et anti-déversement

Eprouvette	1	2	3
hauteur (cm)	13,8	15,5	14,3
diamètre (cm)	11,3	11,3	11,3
densité sèche	2,06	2,05	2,07
σmax compression (MPa)	2.05	1,95	2.1

Tableau 37 : résistance en compression en fonction de la densité sèche des éprouvettes

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Les résultats peuvent être trouvés sur le Figure 160 et le Tableau 37 .

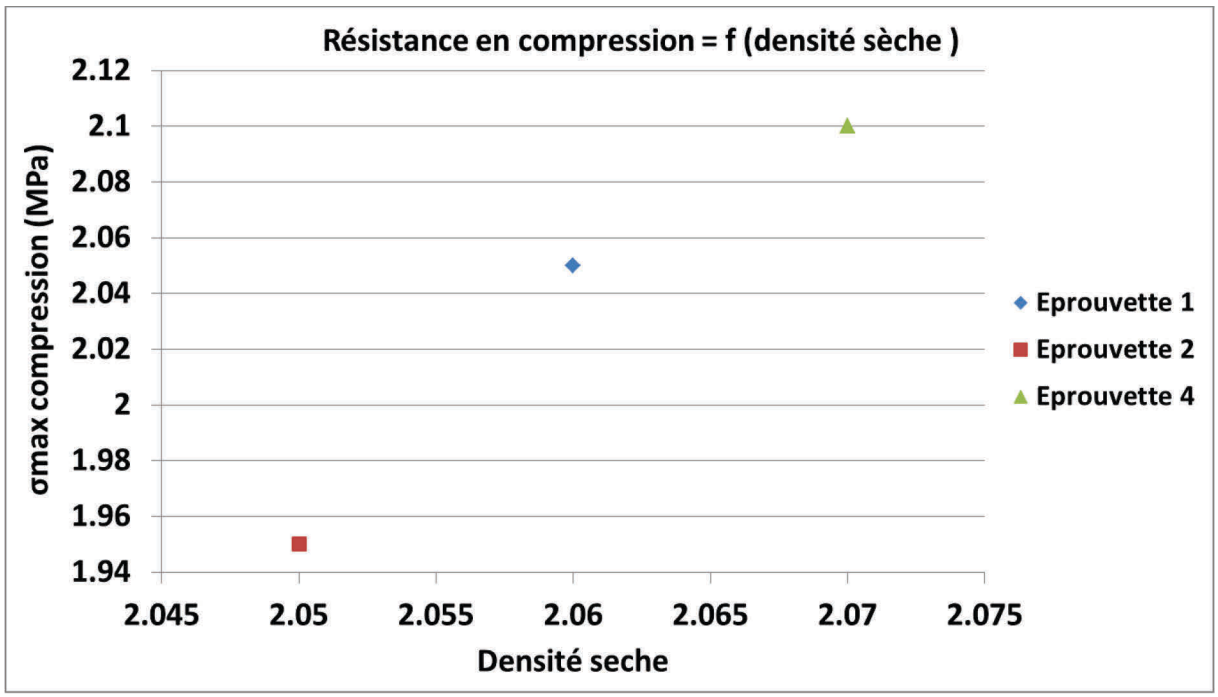


Figure 165 : résistance en compression en fonction de la densité sèche des éprouvettes

6.6.4.3 Résistance en traction

6.6.4.3.1 Essais de traction par fendage

Des essais de traction par fendage (ou essais brésiliens) sont réalisés sur les éprouvettes 3, 5, et 6. Les éprouvettes sont testées en traction par fendage, également au laboratoire de l'IUT Lyon 1. La vitesse de déplacement de la presse est fixée à 0.12mm/min. Nous pouvons obtenir, avec cet essai de fendage, la résistance en traction du matériau :

$$f_t = \frac{2P}{\pi DL}$$

Avec : P : la force à la rupture
D : le diamètre de l'éprouvette
L : longueur de l'éprouvette

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

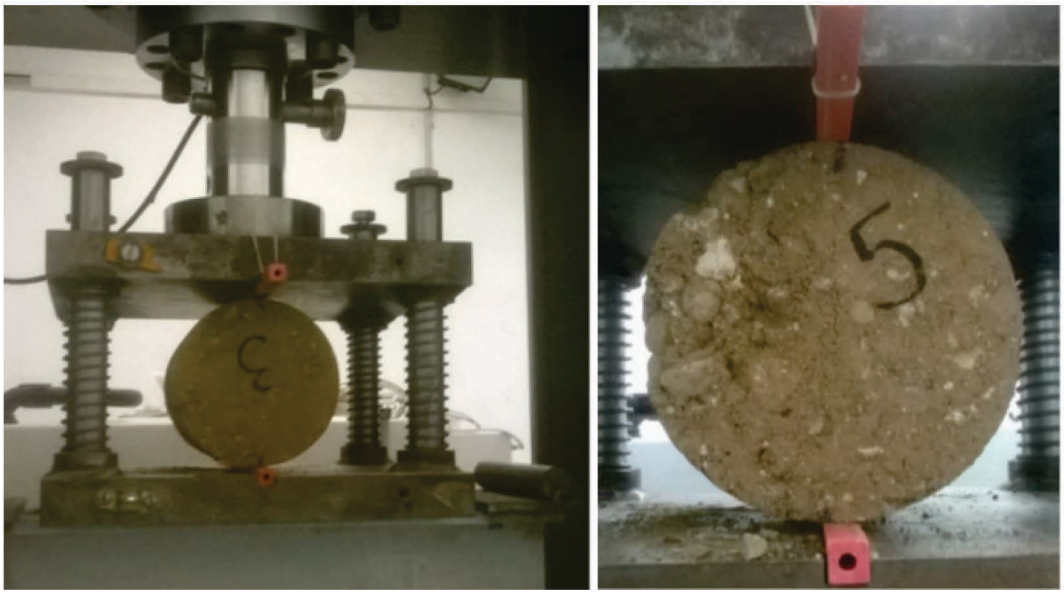


Figure 166 : Dispositif traction par fendage

Les résultats peuvent être trouvés dans le Tableau 38. La résistance en traction moyenne est de 0,19 MPa, ce qui correspond au 10ième de la résistance en compression du pisé.

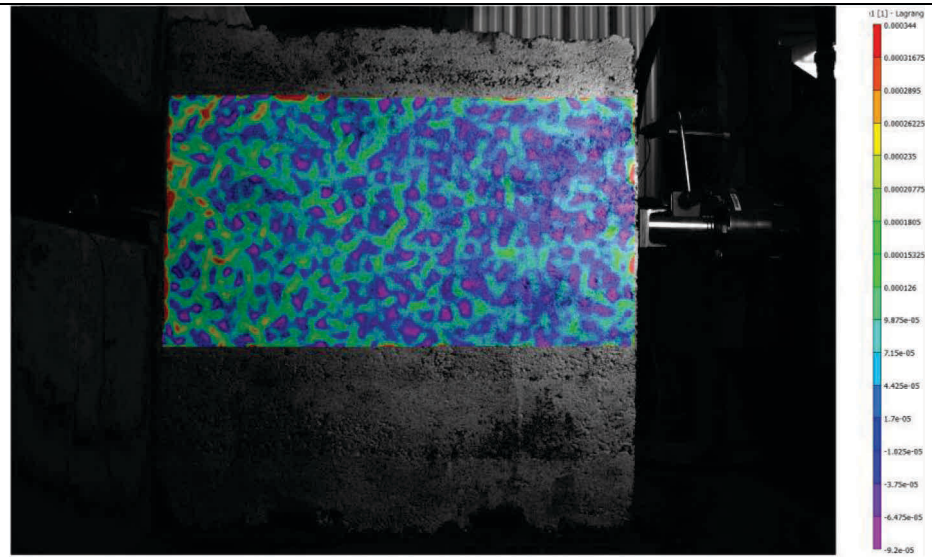
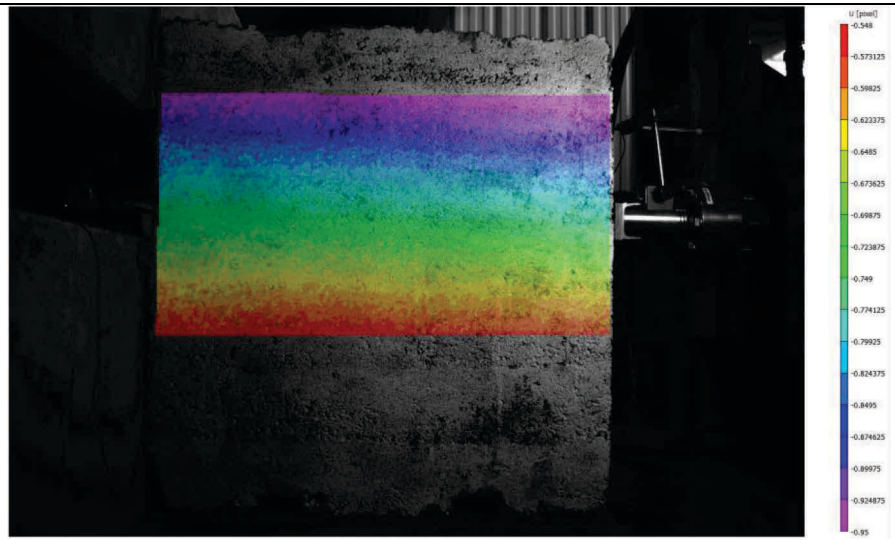
	Résistance en traction (MPa)
Moyenne	0,19
Ecart type	0,03

Tableau 38 : résistance en traction des éprouvettes

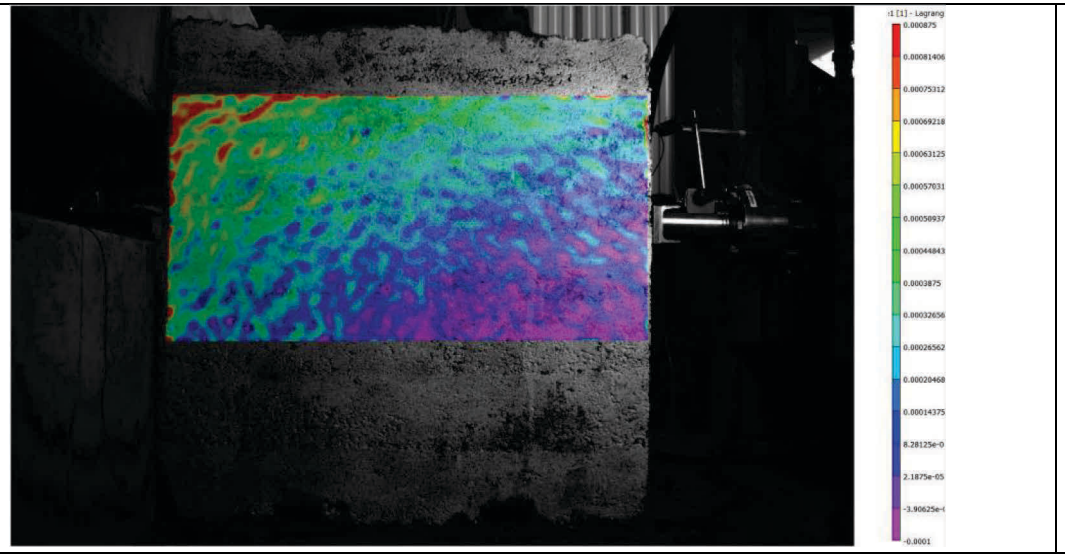
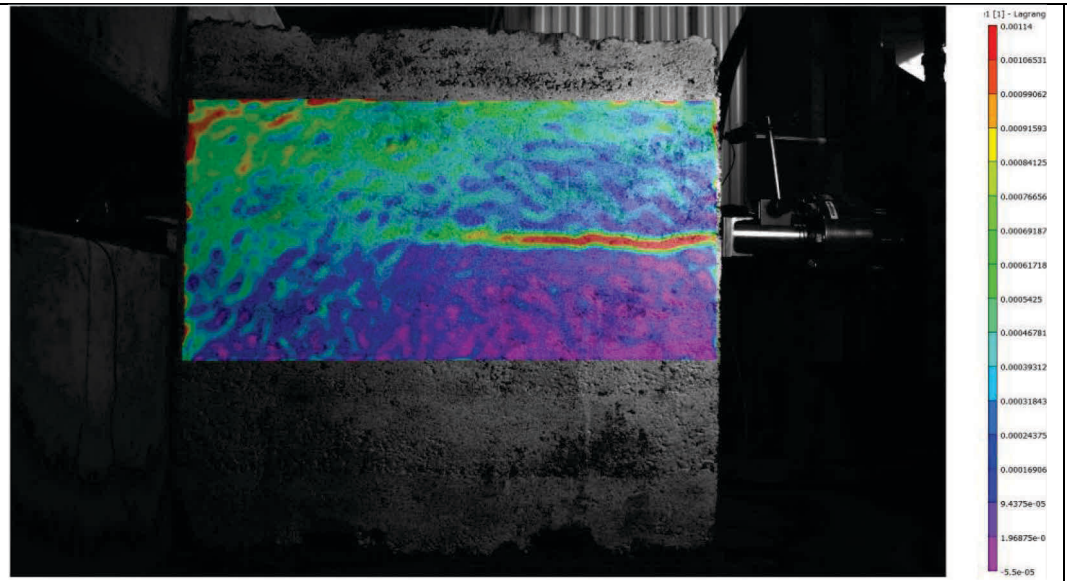
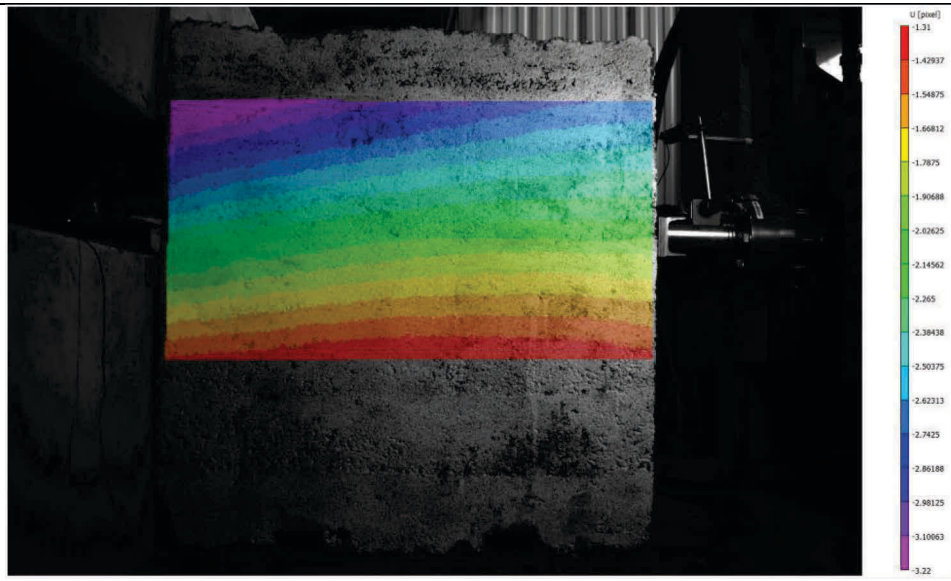
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.7 ANNEXE 4

6.7.1 Déformations et déplacements horizontaux essai 2

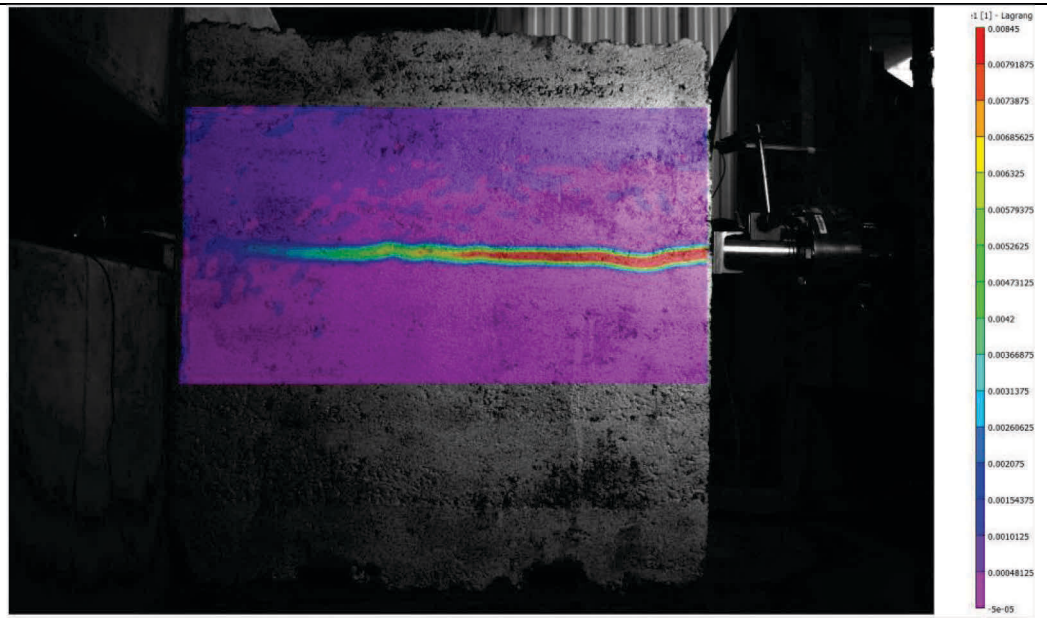
	Déformation principale e1	Déplacements horizontaux
P1		

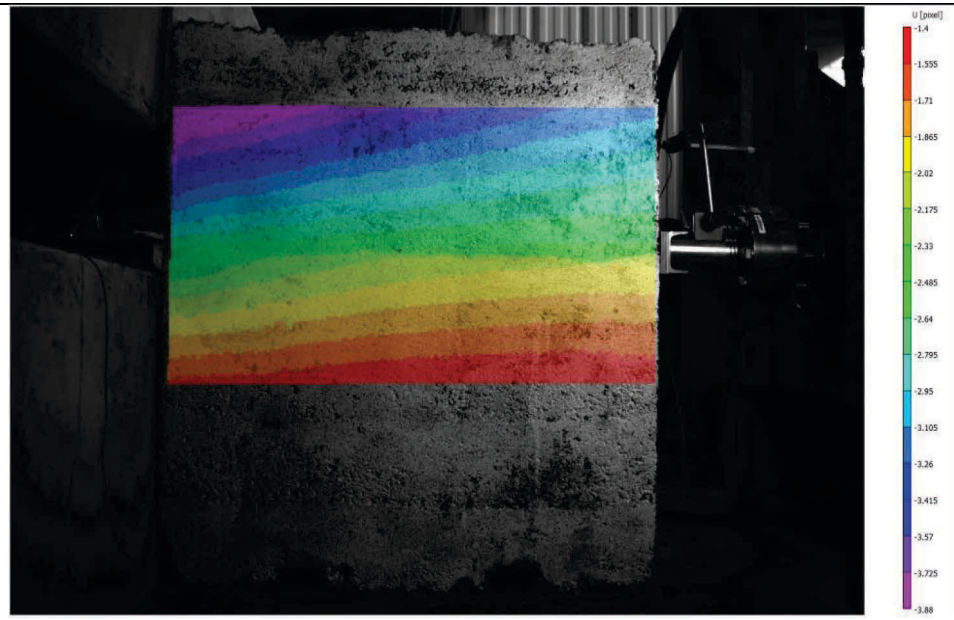
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P2		
P2		

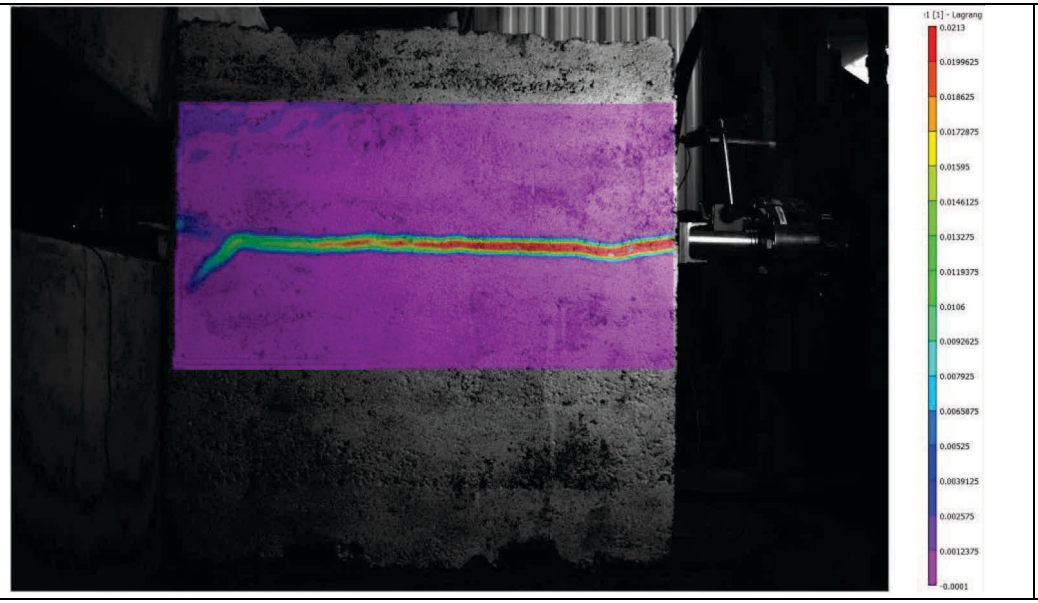
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P2+



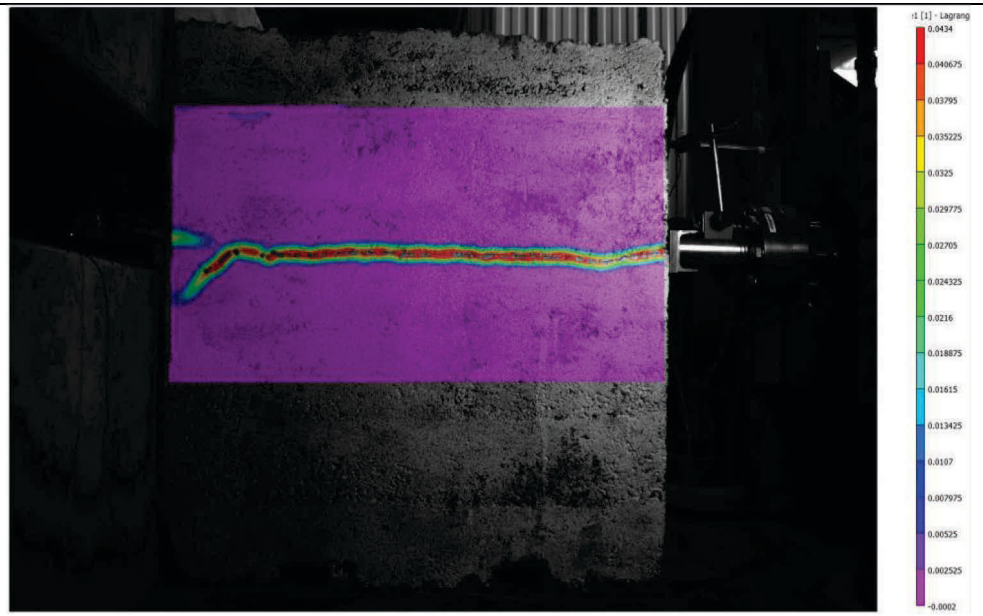
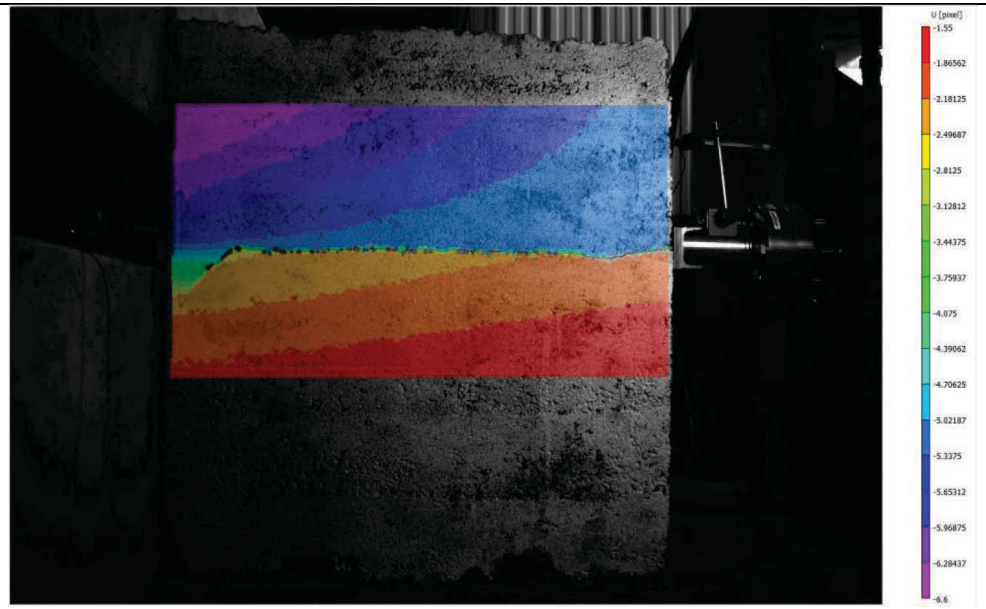


P3

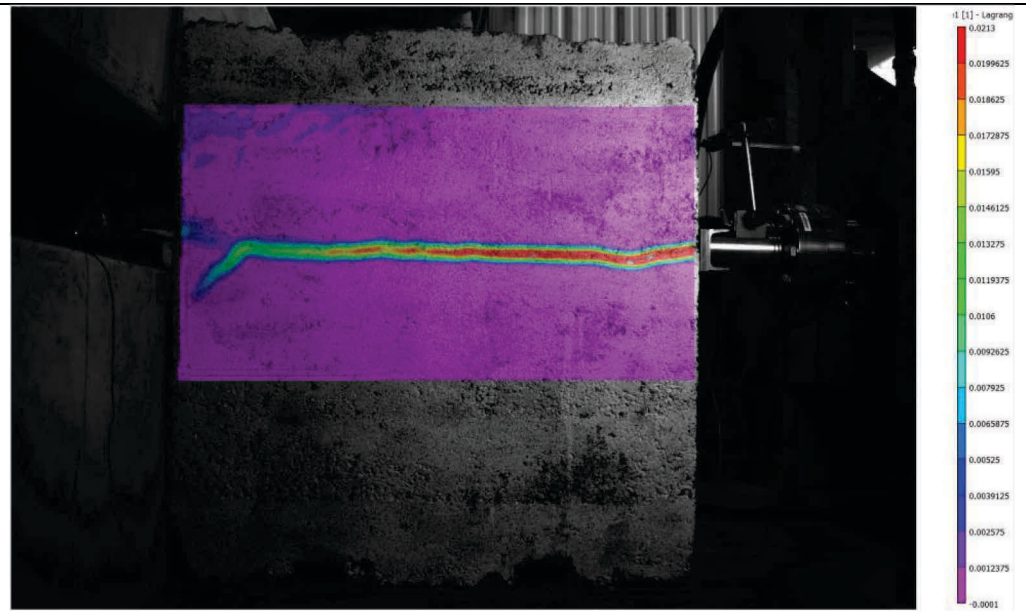
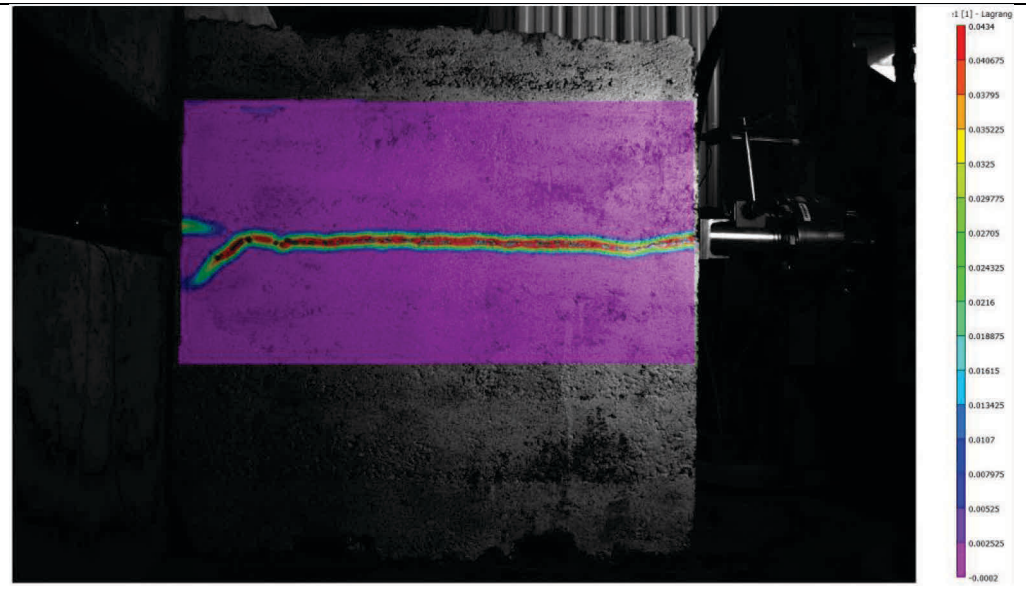




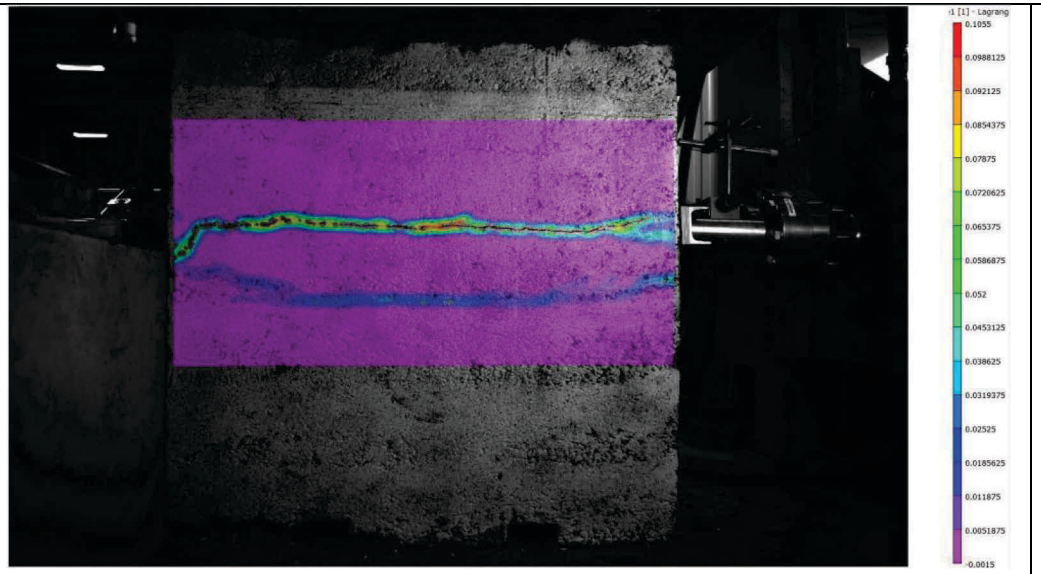
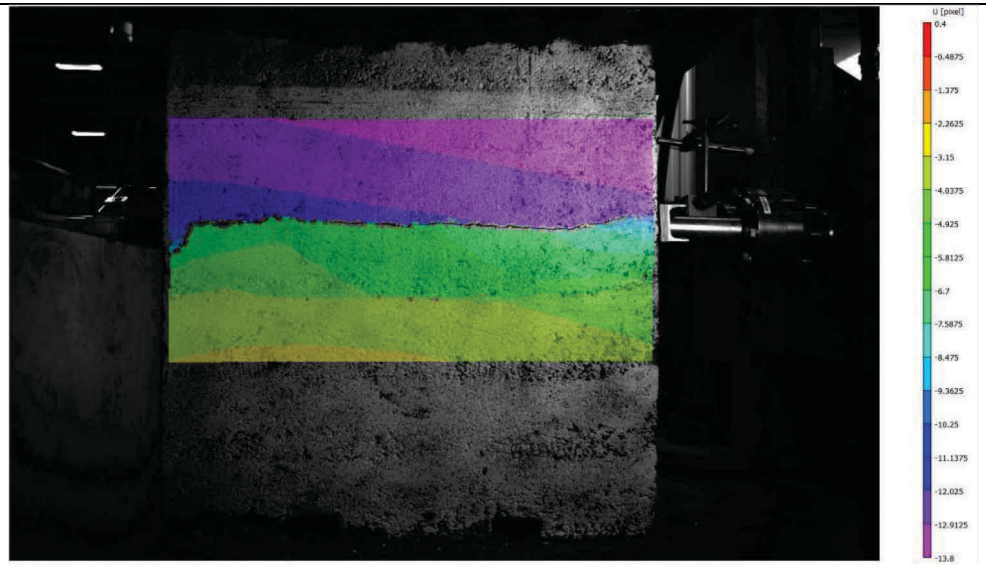
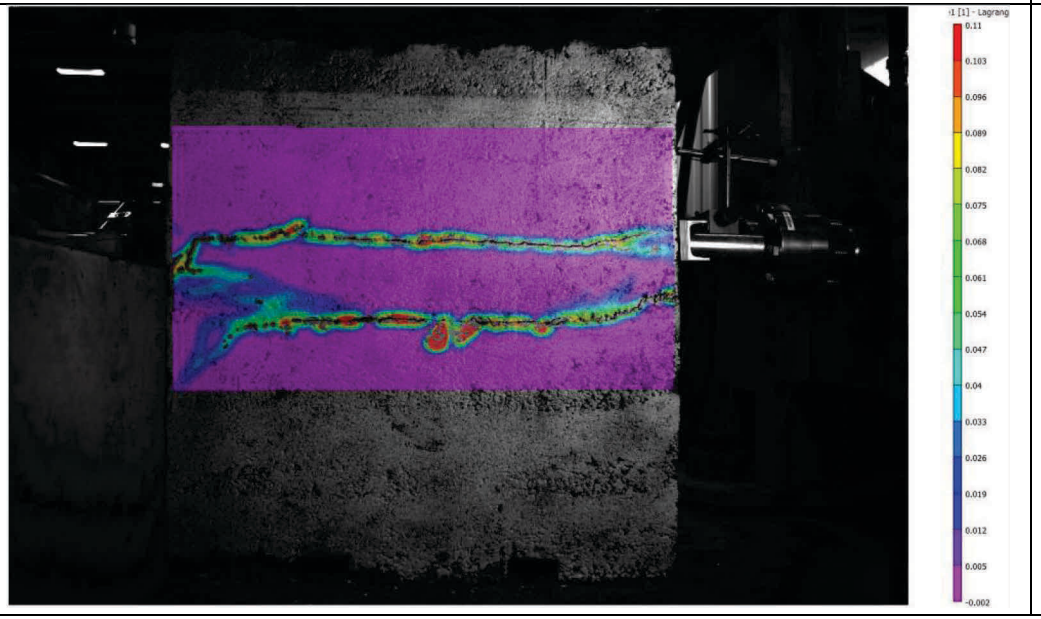
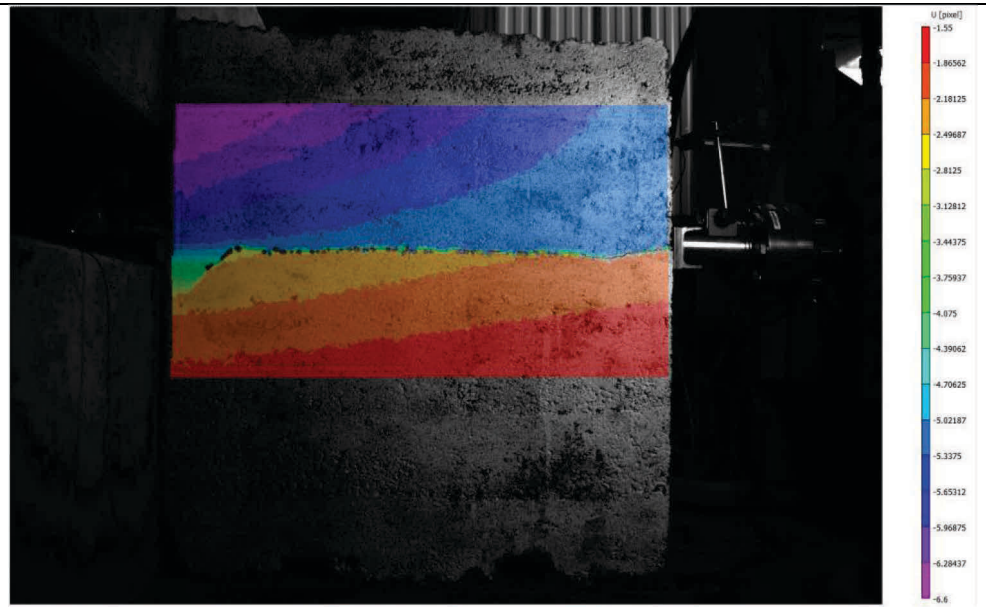
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P3-4		

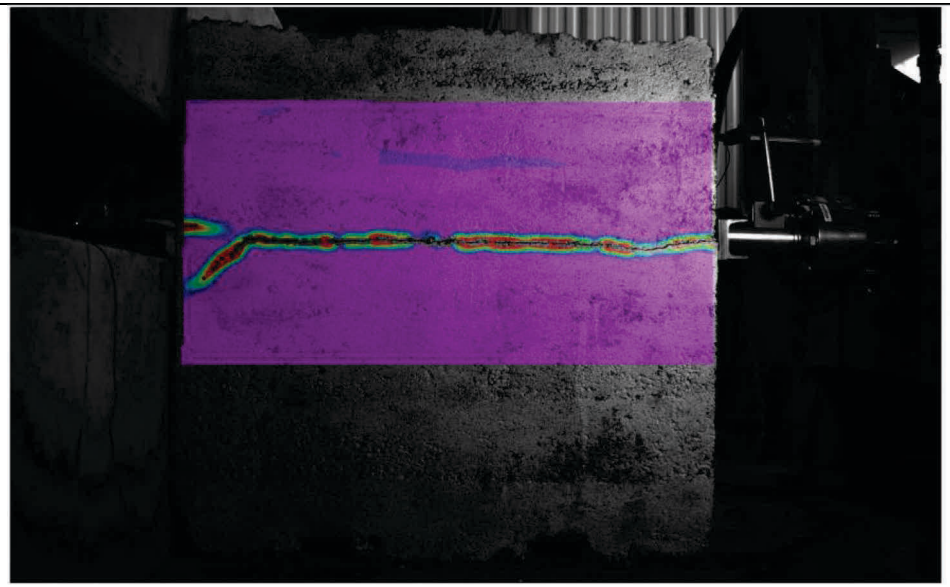
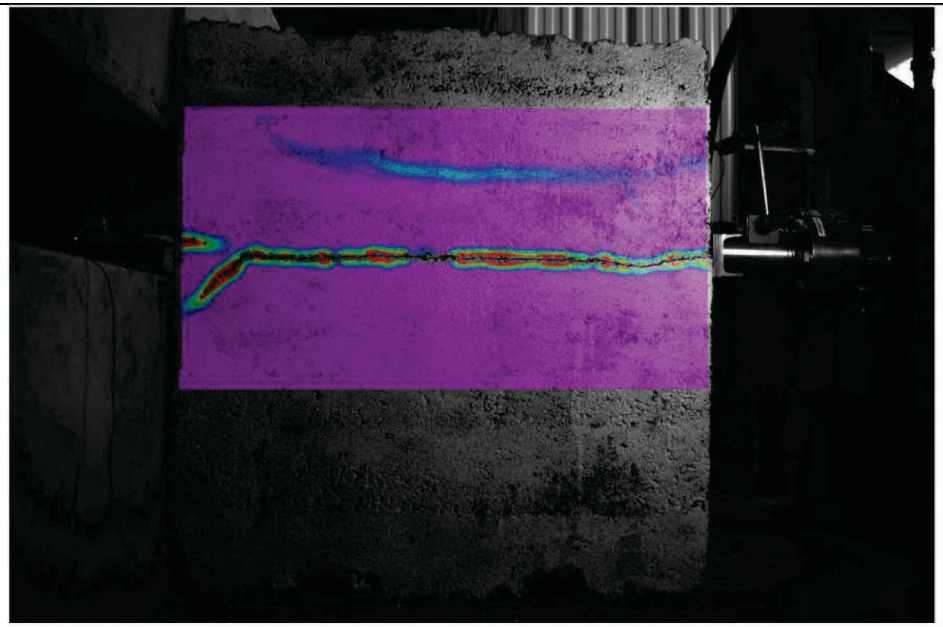
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P4		
P4-5		

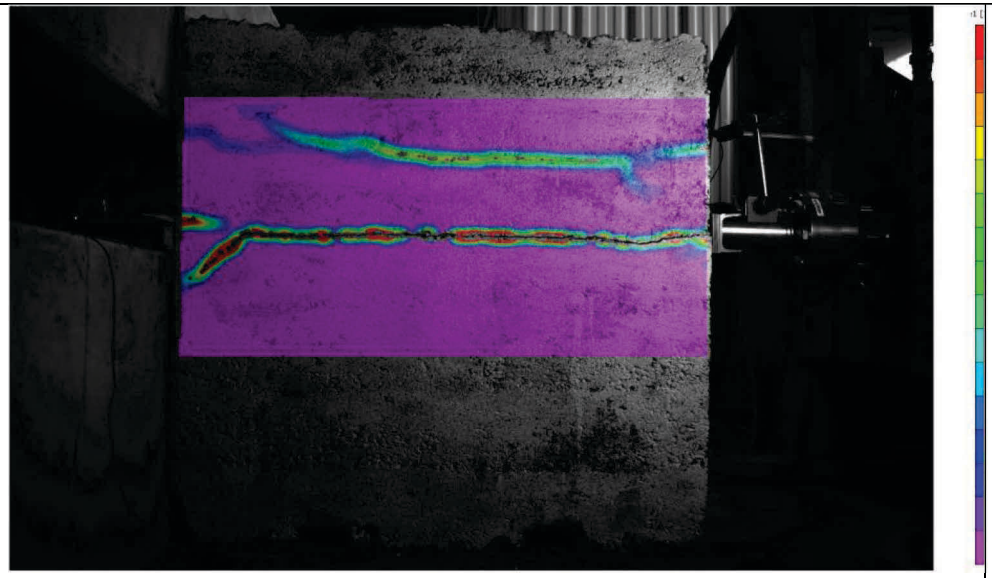
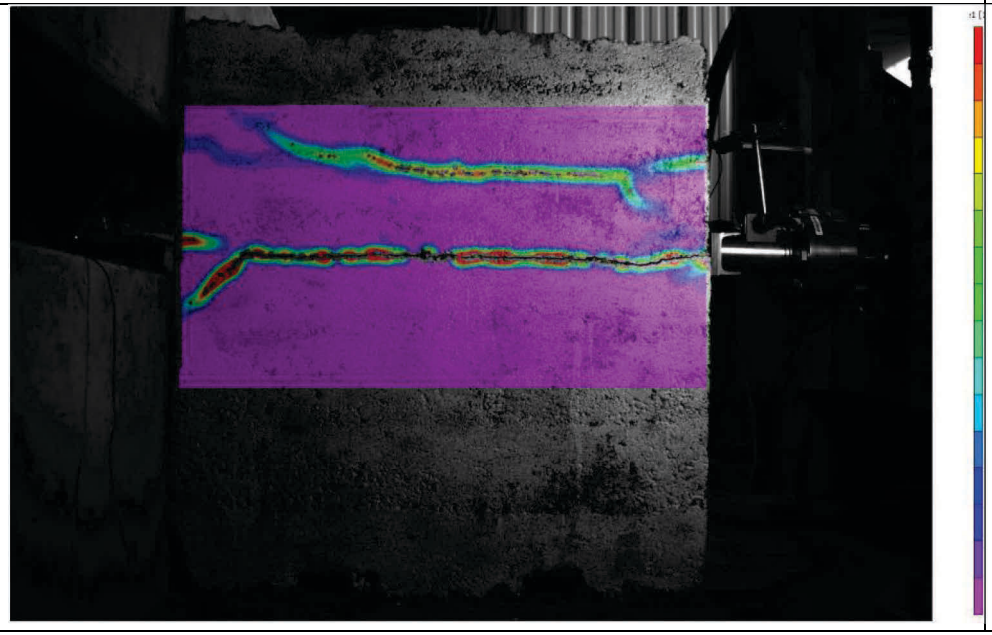
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P4		
P4-5		

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

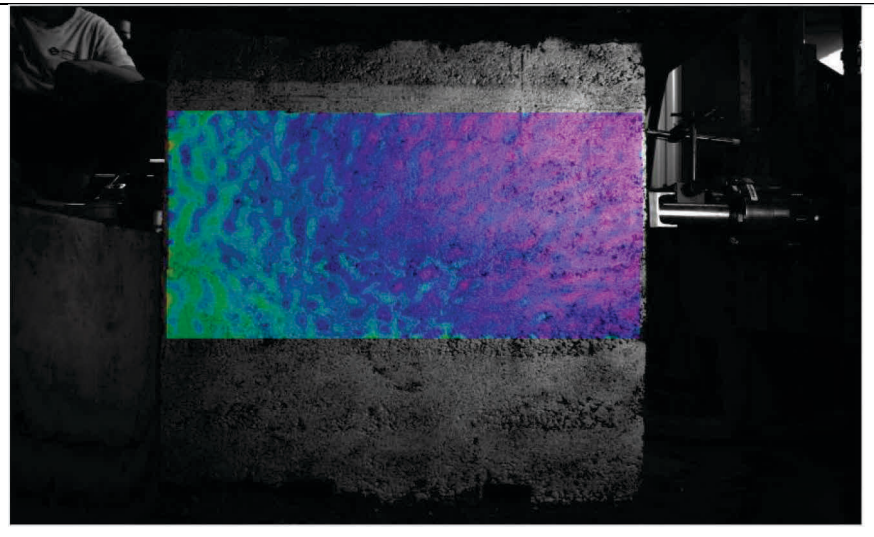
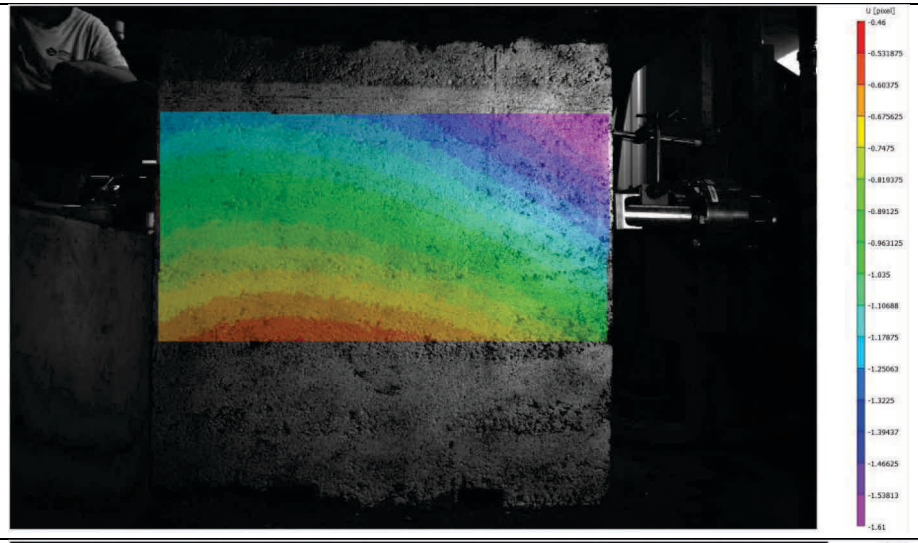
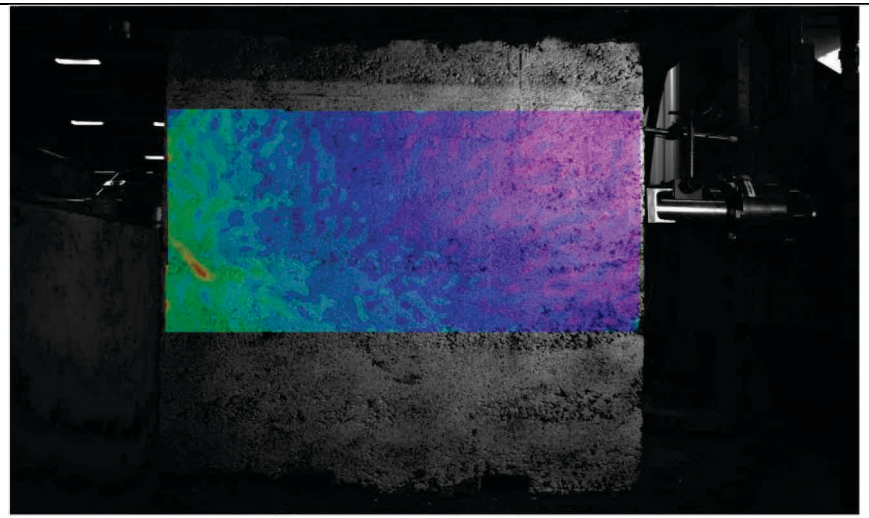
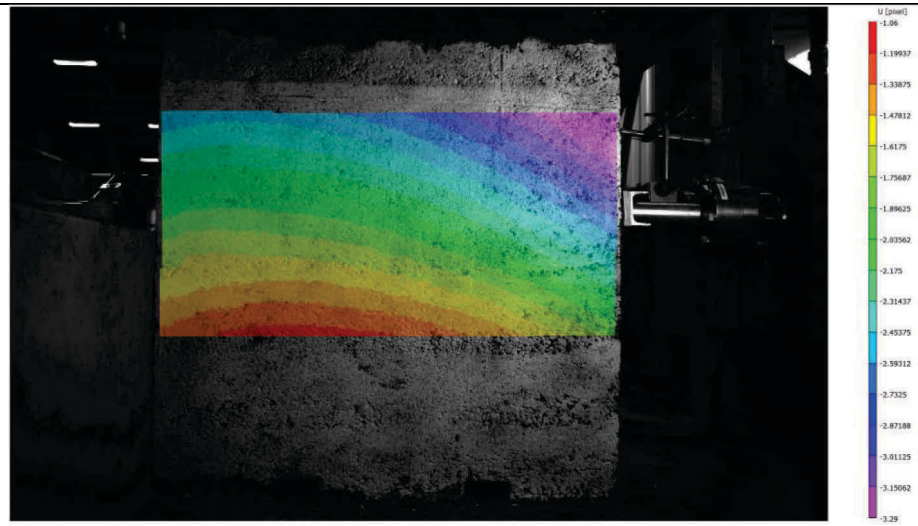
P5		
P5 -6		

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P6		
P6 -7		

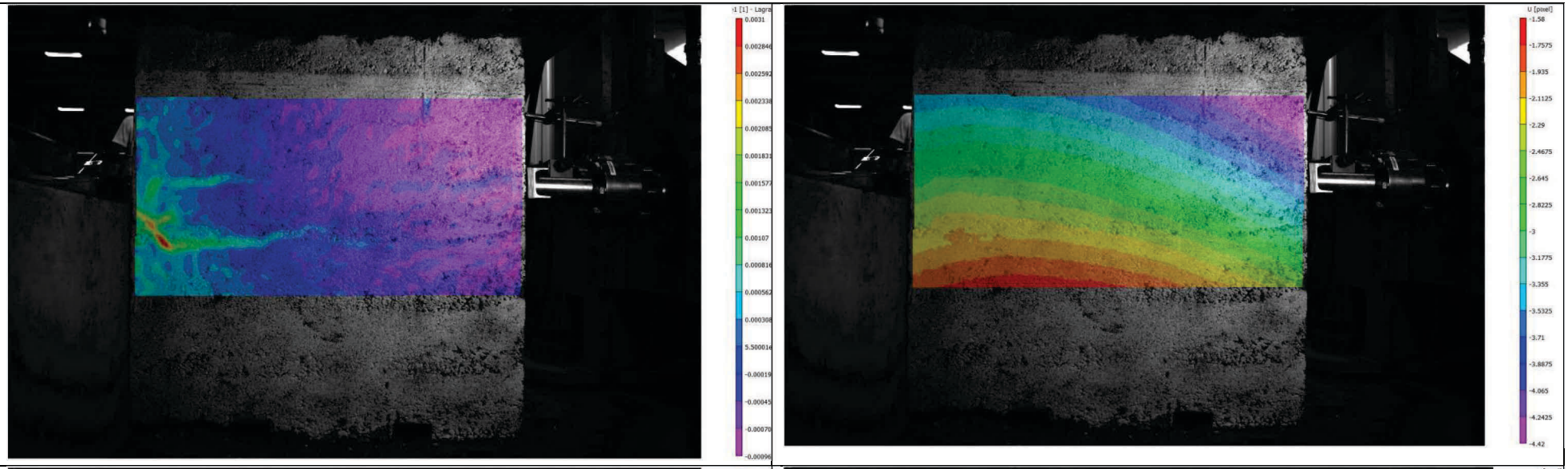
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

6.7.2 Déformations et déplacements horizontaux essai 3

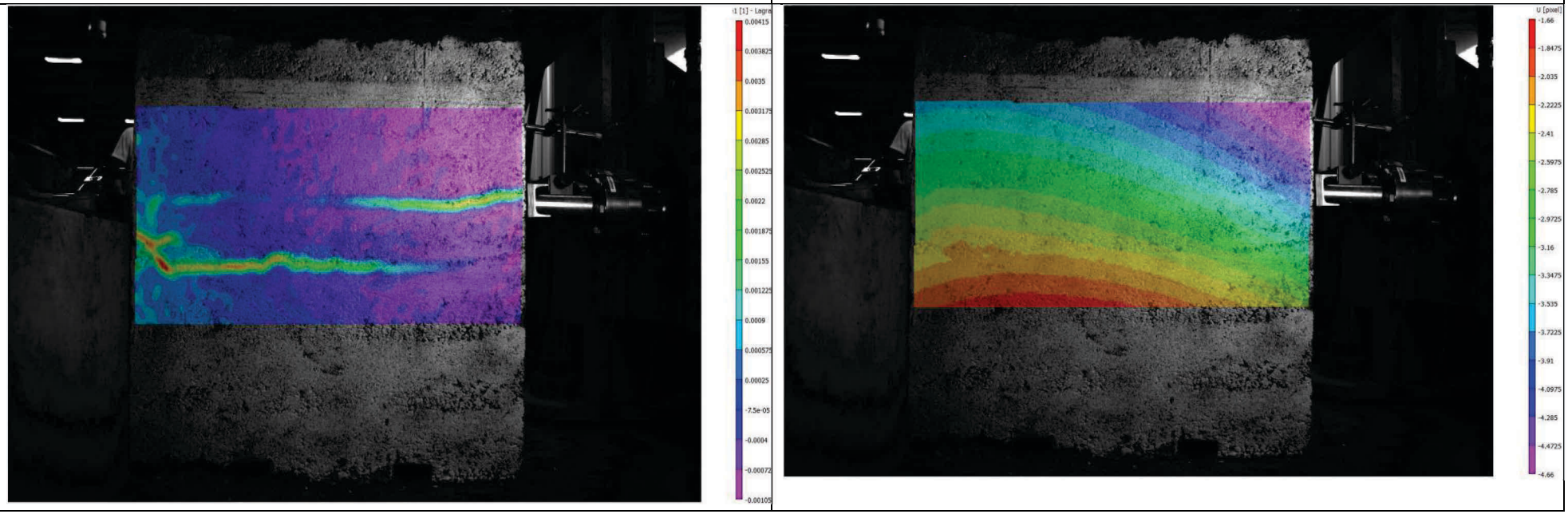
	Déformation principale e1	Déplacements horizontaux
P1		
P1 -2		

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

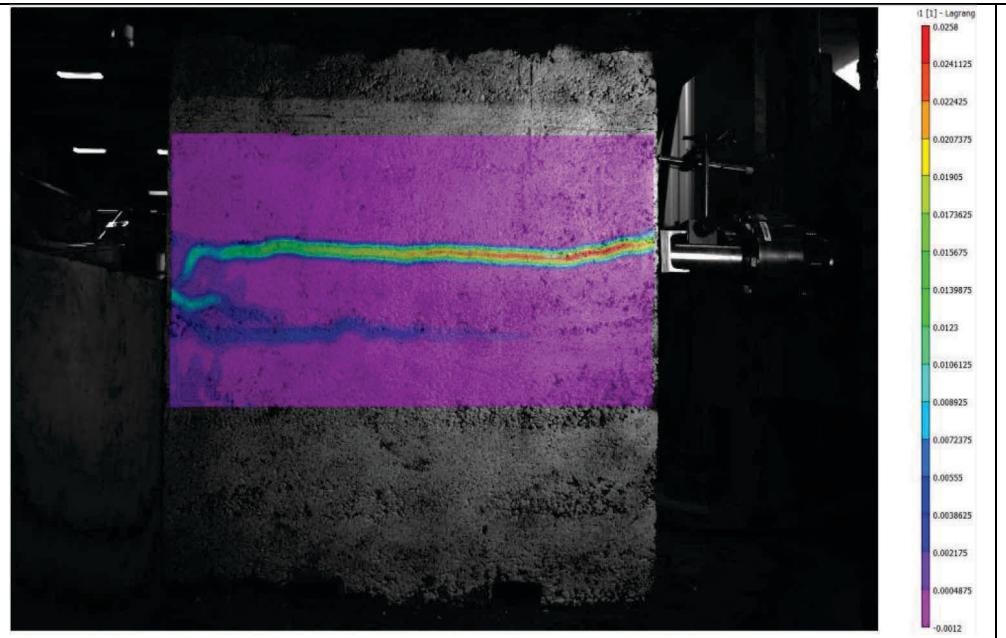
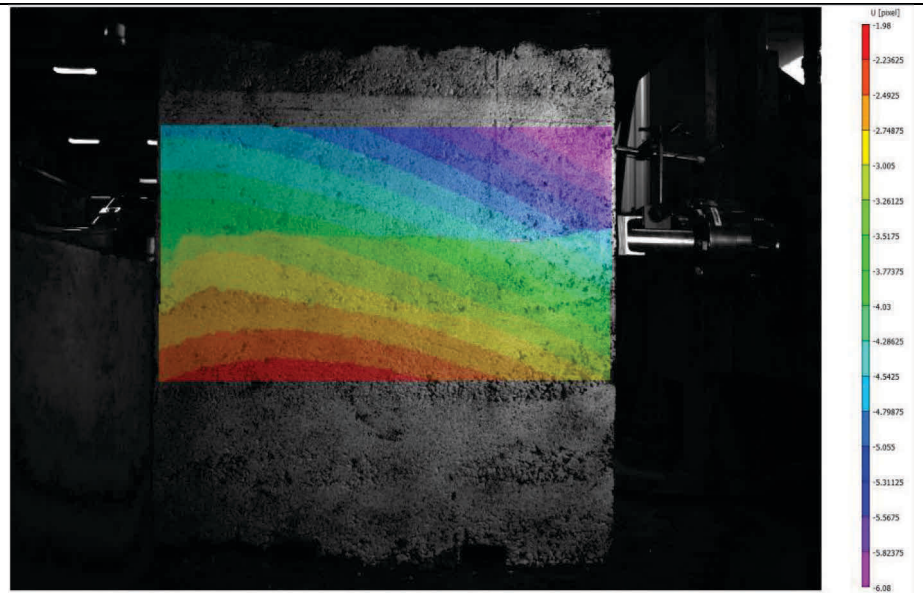
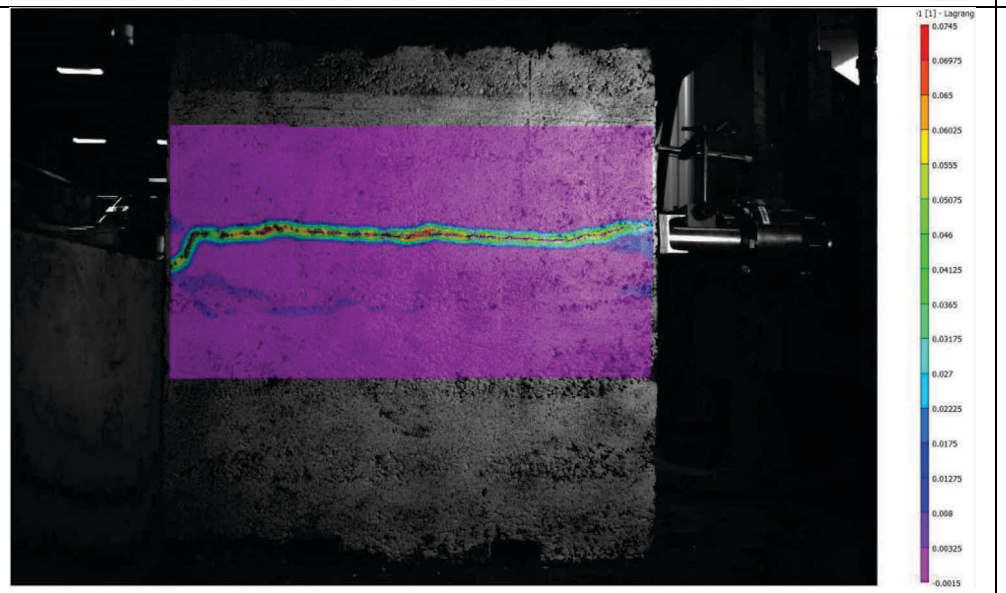
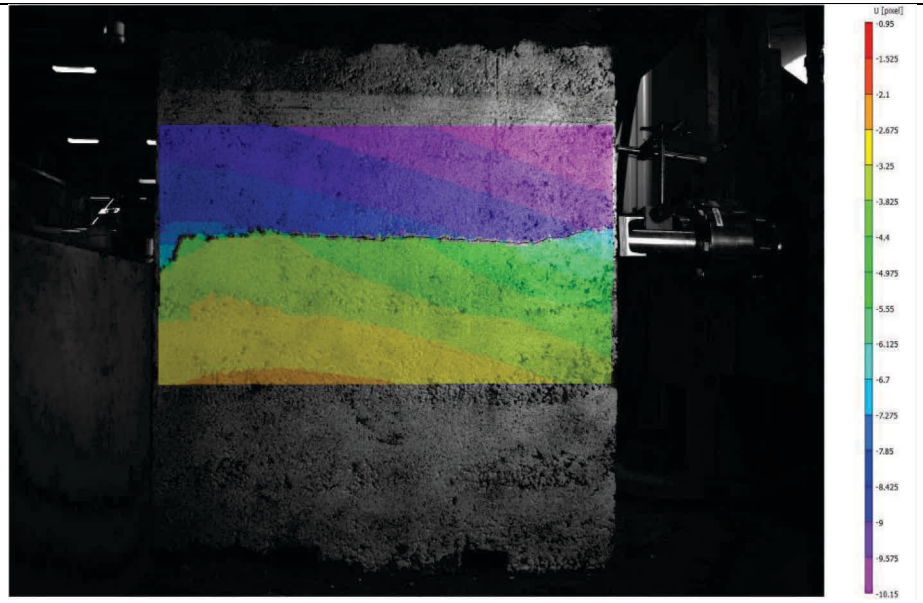
P2 -



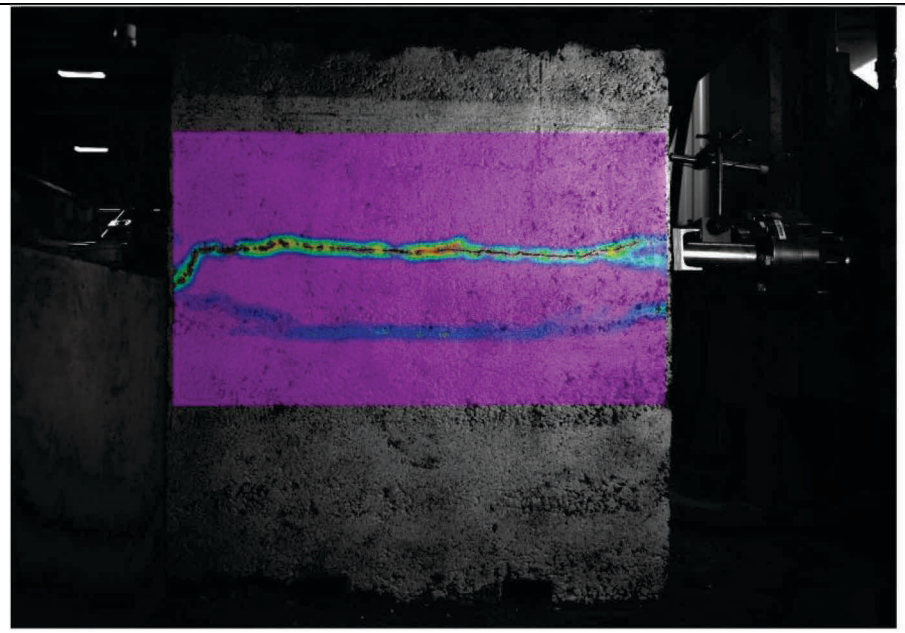
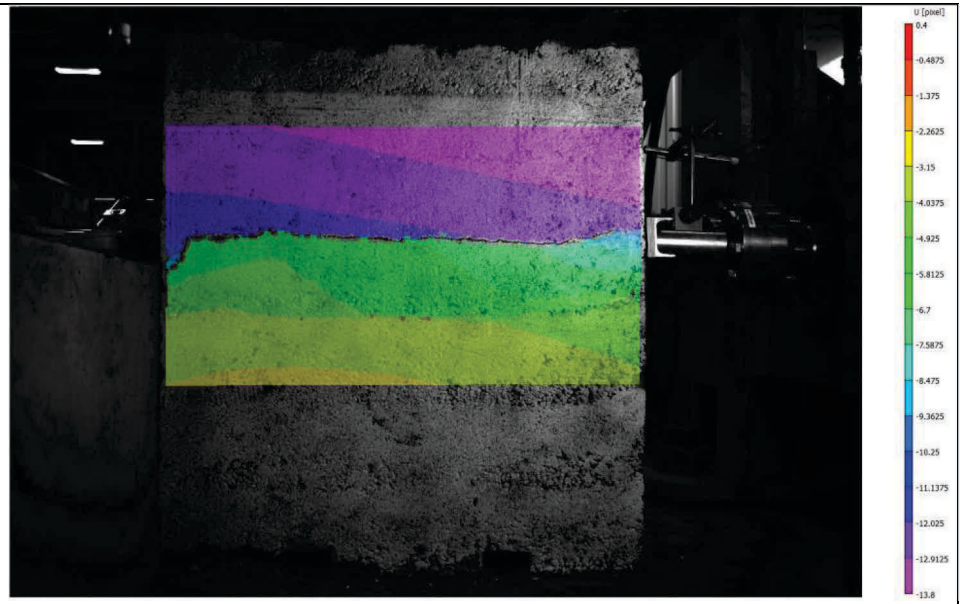
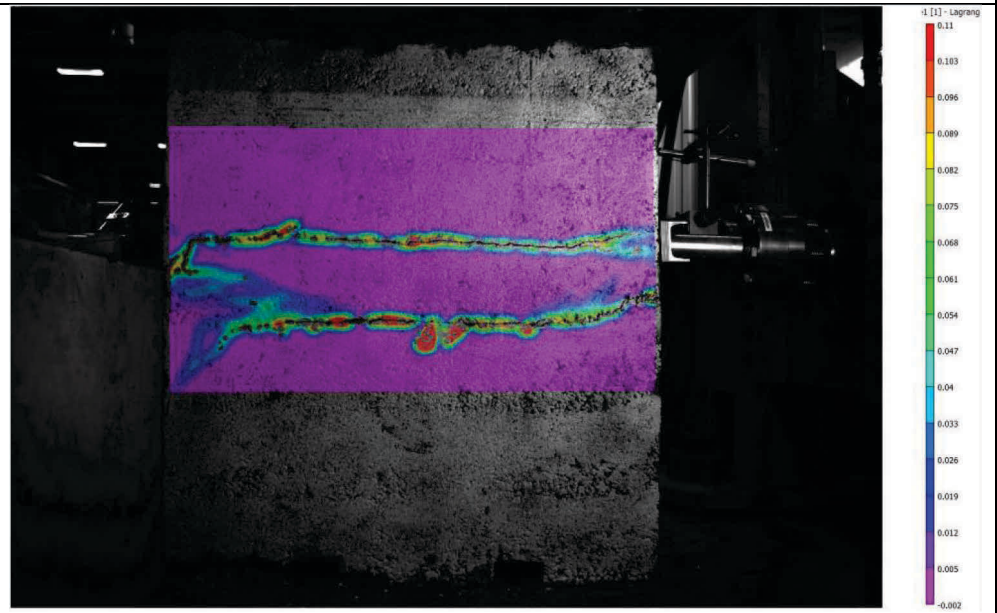
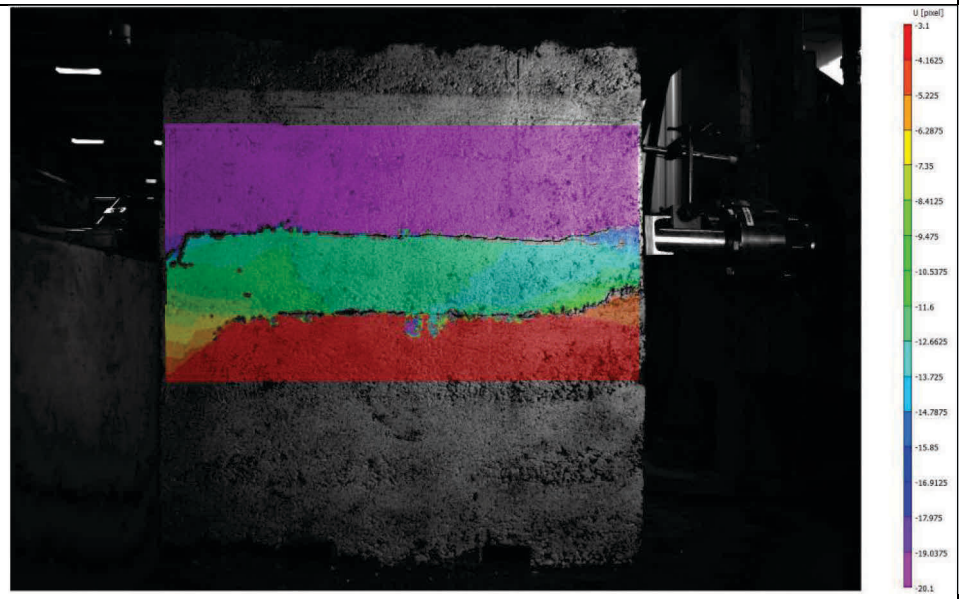
P2



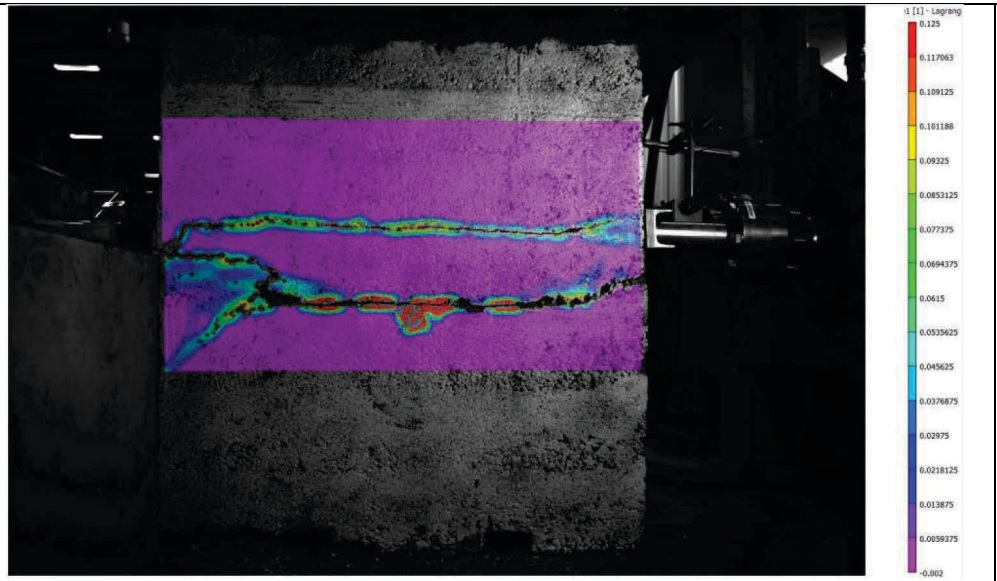
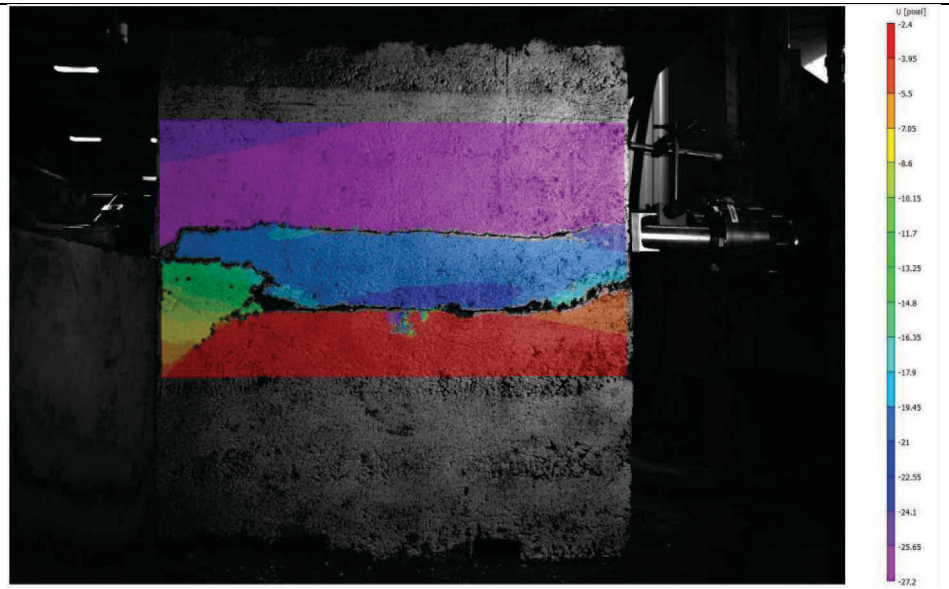
Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P3		
P3 -4		

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P4		
P4 -5		

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

P5		

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE DE L'UNIVERSITE DE LYON OPEREE AU SEIN DE L'INSA LYON

NOM : AL-HOUT DATE de SOUTENANCE : 18/07/2016

Prénoms : Julie

TITRE : Etudes Expérimentale et Numérique du comportement des structures en Pisé et en Maçonnerie : Apport de la MED

NATURE : Doctorat Numéro d'ordre : 2016LYSEI079

Ecole doctorale : Ecole doctorale : Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique

Spécialité : Génie Civil - Structure

RESUME :

Cette contribution, en s'appuyant sur un travail expérimental et de modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments distincts, vise l'étude de structures en maçonnerie et de structures en pisé. Pour la partie maçonnerie, notre étude traite tout d'abord de modèles réduits testés sur table inclinable, puis dans un second temps nous avons testé des murs en briques à une échelle représentative. Dans la deuxième partie, nous avons mené des essais sur des murs en pisé sous un chargement en cisaillement, avec ou sans précontrainte axiale de confinement qui correspond à une descente de charge. Une modélisation numérique par la méthode des éléments discrets a été réalisée pour ces différents cas d'étude. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques, nous a permis, d'évaluer les pertinences et limites de la modélisation via la méthode des éléments discrets (DEM).

MOTS-CLÉS : MED, maçonnerie, hors plan, dans plan, Pisé, cisaillement

Laboratoire (s) de recherche :
LGCIE

Directeur de thèse : M. A. LIMAM

Président de jury :

Composition du jury :
M. HJIAJ, M. MABSSOUT, A. DRAOUI , F. DELL'ISOLA, MESBAH Ali, T.T.BUI, M.AL-HEIB, A.LIMAM

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés

Cette thèse est accessible à l'adresse : http://theses.insa-lyon.fr/publication/2016LYSEI079/these.pdf
© [J. Al-Hout], [2016], INSA Lyon, tous droits réservés