



**HAL**  
open science

# Étude de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie soumis à des mouvements de terrains et élaboration de critères d'évolution de leur rigidité

Jamil Serhal

► **To cite this version:**

Jamil Serhal. Étude de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie soumis à des mouvements de terrains et élaboration de critères d'évolution de leur rigidité. Autre. Université de Lorraine, 2016. Français. NNT : 2016LORR0024 . tel-01752228

**HAL Id: tel-01752228**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01752228v1>**

Submitted on 29 Mar 2018

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

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



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



UNIVERSITÉ  
DE LORRAINE



geo  
Ressources



UNIVERSITE DE LORRAINE  
Ecole Nationale Supérieure des Mines de Nancy  
Laboratoire GéoRessources  
Ecole Doctorale RP2E

§

UNIVERSITE LIBANAISE  
Ecole Doctorale des Sciences et de Technologie

THESE EN COTUTELLE

Présentée en vue du grade de docteur

En Génie Civil

Par

SERHAL Jamil

Etude de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie soumis à  
des mouvements de terrains et élaboration de critères  
d'évolution de leur rigidité

Soutenue publiquement le 13 Avril 2016

Devant le jury composé de

Marc VINCHES	Rapporteur – Mines Alès – FRANCE
Fadi GEARA	Rapporteur – USJ – ESIB – LIBAN
Abdelouahab KHELIL	Examineur – U. Lorraine – FRANCE
Rafic YOUNES	Examineur – U. Libanaise – F.G. – LIBAN
Olivier DECK	Directeur de Thèse – U. Lorraine – FRANCE
Fadi HAGE CHEHADE	Directeur de Thèse – U. Libanaise – EDST – LIBAN
Marwan AL HEIB	Co-directeur de Thèse – INERIS – FRANCE
Dalia ABDEL MASSIH	Co-directeur de Thèse – U. Libanaise – EDST – LIBAN
Ahmed MEBARKI	Invité – U. Paris - Est – FRANCE

## **Remerciement :**

Pour remercier, les mots ne pas toujours suffisants, mais ils peuvent exprimer un peu de ce qu'on veut avouer. Pour cela, je me laisse écrire sans être bloqué par le vocabulaire.

Cette thèse a été réalisée à l'Université de Lorraine, au sein du Laboratoire GéoRessources avec un financement de l'ERASMUS MUNDUS et du Laboratoire GéoRessources.

Un premier remerciement est adressé à mes directeurs, Fadi HAGE CHEHADE, Olivier DECK, Marwan ALHEIB et Dali ABDEL MASSIH pour avoir accepté de diriger ma thèse, pour leurs conseils, et pour toute l'aide qu'ils m'ont fourni pour me permettre d'effectuer cette thèse.

Je tiens à remercier Monsieur Marc VINCHES, Professeur à Mines Alès - France, et Monsieur Fadi GEARA, Professeur à USJ - Liban pour l'intérêt qu'ils ont apporté à ce travail en acceptant d'être les rapporteurs de ma thèse.

Je tiens à remercier également Monsieur Rafic YOUNES, et Monsieur Abdelouahab KHELIL, pour l'intérêt qu'ils ont apporté à ce travail en acceptant d'être les examinateurs de ma thèse.

Je remercie également Monsieur Jean Michel MICHELING et Monsieur Rémi BOISSIERE de l'équipe Matériaux pour le Génie civil du département CP2S de l'Institut Jean Lamour pour leur contribution dans la phase expérimentale de ce travail de thèse.

Je remercie toute l'équipe de GéoRessources de l'Université de Lorraine pour son accueil. Surtout notre précieuse Brigitte SIATKA, à qui je souhaite une longue belle vie, pleine de sérénité, de joie et de santé.

Maintenant, je n'oublie pas tous les amis, collègues au labo qui m'ont accueilli, et qui m'ont donné l'occasion de partager avec eux mon expérience. C'est vrai que la dernière année j'étais bien occupé au travail, mais quand même, c'était une expérience inoubliable :

Thomas, Samar, Mimi, Rafe, Jabrane, Bakri, Francesca et Noémie, je vous souhaite une bonne continuation, et une bonne vie pleine de succès.

Clément, un grand merci, tu es un ami précieux, plein de motivation, d'accueil et de joie. I hope to see you in Lebanon as soon as possible, toi, Audrey et le petit Judek. Je ne te dis pas au revoir mais à très bientôt.

Maintenant un merci coté national, à mes amis libanais, avec qui j'ai passé quelques belles années. Surtout à ma famille libanaise là, les MISSAYKE : Bilal, Nahed, Khaled, Nijoud, Hadi, Chadi et Wael, merci beaucoup, je perds mes mots, même le merci n'apparaît pas suffisant.

A ma famille, mes parents, ma sœur et mon frère, je vous aime, le reste des mots, je vous le dis entre nous...

Jamil Serhal



## Résumé :

L'objectif principal de cette recherche est l'étude du dommage des bâtiments en maçonnerie subissant des tassements différentiels. Cette contribution, en s'appuyant sur la modélisation numérique, les méthodes analytiques et sur l'expérimentation, vise à une meilleure compréhension du comportement des structures en maçonnerie. Ce problème trouve diverses applications en ingénierie avec par exemple les maisons situées dans des zones de creusement de tunnels, ou des zones subissant des affaissements de terrains.

L'étude bibliographique met en évidence la diversité des méthodes permettant de catégoriser le dommage des bâtiments subissant des tassements. La cohérence de ces méthodes est étudiée. En particulier, le travail porte sur l'étude de l'influence des propriétés mécaniques des bâtiments sur les valeurs seuils proposées pour catégoriser le dommage. Une étude de sensibilité est mise en œuvre afin de proposer des intervalles de seuils dépendant des propriétés des bâtiments. Cette incertitude est alors formalisée par le développement de courbes de fragilité permettant de quantifier en terme de probabilité la sévérité du dommage pour différents types de bâtiments.

En addition, la rigidité des bâtiments subissant des mouvements de terrains est un paramètre important pour étudier les phénomènes d'interaction sol-structure et évaluer les tassements différentiels transmis par le terrain aux structures. L'évolution de cette rigidité en fonction du dommage associé aux tassements n'est pas étudiée dans la littérature. Une méthodologie d'étude de la variation de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction du tassement transmis a été développée au moyen de modélisations numérique (logiciel UDEC). Des formulations analytiques sont alors proposées pour relier la réduction de la rigidité des bâtiments en fonction du tassement subi et de leurs propriétés. Une procédure expérimentale est mise en place afin de valider la méthodologie numérique.

En conclusion, les deux principales contributions de cette thèse sont 1) une amélioration de l'évaluation du dommage des bâtiments en fonction de leurs propriétés, au moyen des courbes de fragilité et 2) le développement d'une méthodologie numérique permettant d'évaluer l'évolution de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction du tassement qu'ils subissent et en fonction de leurs propriétés.

**Abstract:**

The main purpose of this research is the assessment of the damage of masonry buildings undergoing differential settlements. This contribution, which is based on numerical modeling, analytical methods and experimentation, aims for a better understanding of the behavior of masonry structures. The treated issue may be applied in different engineering fields, as for example the case of buildings located in tunneling areas or in areas suffering land subsidence.

The bibliography survey presents a diversity of methods to categorize the damage of buildings undergoing settlement. This variety of methods, parameters and thresholds used to qualify the severity of the damage, prompted us to study the consistency of these methods, and the effect of the properties of masonry buildings - undergoing ground movements - on proposed threshold values. A sensitivity analysis on building properties is implemented in order to propose thresholds values intervals that depend on buildings properties. This uncertainty is then taken into account with the development of fragility curves that aim quantifying the damage in terms of probability according to a typology of buildings.

In addition, the stiffness of buildings undergoing ground movements plays a very important role in studying the phenomenon of soil-structure interaction. However, the evolution of the stiffness of the damaged building due to settlements is not investigated in the literature. Numerical modeling (UDEEC) is used to develop a methodology for the study of the stiffness variation of masonry buildings in relation to the settlement suffered by the structure. Analytical formulations are proposed to relate the reduction of the stiffness of the buildings with regard to the suffered settlement, and depending on the buildings properties. Some experimental tests are performed to validate the numerical methodology.

Finally, the two main results are 1) improvement in the assessment of buildings damage with the drawn of fragility curves and 2) the numerical methodology to formulate the changes in the stiffness of masonry buildings according to the suffered settlement, and according to their properties.

## Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>15</b>
<b>Chapitre 1. Analyse de l'état de l'art.....</b>	<b>18</b>
1 Introduction et problématique.....	18
2 Mouvements de terrains et comportement des bâtiments.....	20
2.1 Mouvements de terrains.....	20
2.1.1 Le déplacement vertical.....	23
2.1.2 La pente du terrain :.....	24
2.1.3 La courbure du terrain :.....	24
2.1.4 La déformation horizontale du terrain :.....	25
3 Interaction sol structure.....	25
4 Comportement des bâtiments face aux mouvements de terrains.....	27
4.1 Effet de la déformation de terrains.....	28
4.2 Effet de la courbure du terrain.....	28
5 La vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie.....	31
5.1.1 Echelles de dommage des bâtiments.....	31
5.2 Méthodes de prévision de dommages des bâtiments.....	35
5.2.1 Valeurs seuils.....	35
5.2.2 Les méthodes pondérales (multicritères).....	40
5.2.3 Méthodes analytiques d'évaluation du dommage.....	40
6 Les courbes de fragilité et de vulnérabilité.....	43
7 Conclusion intermédiaire.....	47
8 La maçonnerie.....	48
8.1 Les briques.....	49
8.2 Les joints de mortier.....	49
8.3 Comportement de la maçonnerie.....	50
8.3.1 Comportement sous compression uniaxiale.....	50
8.3.2 Comportement sous traction uniaxiale.....	51
9 Modélisation des structures maçonnées.....	55
9.1 Introduction.....	55
9.2 Modélisation numérique de la maçonnerie :.....	57
9.3 Relation entre les raideurs normale $K_n$ et tangentielle $K_s$ des joints.....	59
9.4 Propriétés continues équivalentes.....	60
10 Présentation synthétique des études visant à caractériser le comportement mécanique des maçonneries.....	64
11 Conclusion intermédiaire.....	68
12 Conclusion.....	69
<b>Chapitre 2. Influence des propriétés du bâti sur l'évaluation du dommage.....</b>	<b>71</b>
1 Introduction.....	71
2 Analyse analytique de l'effet des propriétés des bâtiments sur les valeurs seuils du ratio de déflexion.....	71
2.1 Justification des intervalles choisis pour $E/G$ et $L/H$ et de la position de l'axe neutre.....	73
2.1.1 Intervalle de l'élanement horizontal $L/H$ .....	73

2.1.2	Intervalle de E/G .....	73
2.1.3	Position de l'axe neutre.....	73
2.2	Résultats de l'étude de sensibilité – Effet de E/G, L/H et de la position de l'axe neutre.....	74
2.2.1	Influence du ratio E/G sur les valeurs seuils de $\Delta/L$ .....	74
2.2.2	Influence du ratio L/H sur les valeurs seuils de $\Delta/L$ .....	76
2.2.3	Effet de la position de l'axe neutre sur l'abscisse de l'extremum séparant les deux cas critiques de flexion et de cisaillement .....	77
2.2.4	Synthèse des résultats – plage de variation du ratio de déflexion.....	78
3	Conclusion .....	79
4	Approche probabiliste – courbes de fragilité.....	80
4.1	Méthodologie du traçage des courbes de fragilité .....	80
4.2	Développement d'une typologie des bâtiments en maçonnerie .....	81
4.2.1	Division des intervalles de L/H – Géométrie des bâtiments en maçonnerie.....	82
4.2.2	Division des intervalles de E/G – justification et signification physique	82
4.3	Traçage des courbes de fragilité .....	85
4.4	Analyse des courbes de fragilité.....	88
5	Conclusion générale.....	90

### **Chapitre 3. Evolution de la rigidité d'un mur en maçonnerie soumis à un tassement – mise en place d'une méthodologie numérique.....92**

6	Introduction.....	92
7	Présentation de la méthodologie.....	92
7.1	Présentation du modèle.....	92
7.2	Représentation numérique du comportement du mur lors de la décharge.....	94
7.3	Validation de la méthodologie.....	96
7.3.1	Courbe force – déplacement du système .....	97
7.3.2	Courbe force – déplacement de la poutre seule.....	97
7.3.3	Courbe force – déplacement du mur en maçonnerie .....	98
7.3.4	Effet de la poutre sur le comportement du mur en maçonnerie.....	99
7.4	Analyse des résultats de la méthodologie numérique.....	100
7.4.1	Variation de la rigidité instantanée du mur en maçonnerie – relation rigidité instantanée / ratio de déflexion.....	100
7.4.2	Variation de la rigidité globale du mur en maçonnerie – relation rigidité globale / ratio de déflexion .....	101
7.5	Relation catégorie de dommage / variation de rigidité du mur en maçonnerie	102
7.6	Relation fissuration – endommagement – catégorie de dommage .....	103
7.7	Cycles de décharge – charge .....	105
8	Conclusion.....	107

### **Chapitre 4. Etude numérique et paramétrique de l'évolution de la rigidité d'un bâtiment en maçonnerie .....109**

1	Introduction.....	109
2	Modèle 1-a : .....	110

3	Comparaison des différents cas étudiés .....	122
3.1	Comparaison des cas (1-a) et (1-b) .....	123
3.2	Comparaison des cas (1-a) et (2i-a) .....	124
3.3	Comparaison des cas (1-a) et (2ii-a) .....	125
3.4	Comparaison des cas (1-a) et (4-a) .....	127
4	Influence de la réduction de la rigidité sur l'évolution du dommage .....	128
5	Interaction sol-structure – prise en compte de l'évolution de la rigidité des bâtiments .....	129
6	Relation générale entre la variation de la rigidité et les propriétés des bâtiments en maçonnerie .....	131
7	Conclusion .....	136

**Chapitre 5. Evaluation de la rigidité à l'aide d'une étude expérimentale.....138**

1	Introduction.....	138
2	Méthode de corrélation d'images .....	138
3	Essai préliminaire 1 : force bi-axiale compression - cisaillement .....	140
3.1	Description du modèle.....	140
3.2	Protocole expérimental .....	141
3.3	Analyse de la rupture du muret.....	141
3.4	Enregistrement des capteurs en plan et hors plan – relation entre les capteurs plan et la direction des fissures: .....	146
3.5	Conclusion .....	147
4	Essais de flexion sur des murs en béton cellulaire .....	147
4.1	Caractérisation des matériaux constitutifs .....	148
4.1.1	Le mortier .....	148
4.1.2	Blocs de béton cellulaire.....	152
4.2	Montage expérimental .....	153
4.2.1	Caractérisation de la poutre en bois.....	156
4.2.2	Flexion du système (mur et poutre) – mortier F2.....	157
4.2.3	Modélisation numérique avec UDEC.....	160
4.2.4	Comparaison entre l'expérimental et le numérique – analyse des résultats 161	
4.3	Flexion du mur avec mortier F5 .....	165
4.3.1	Essai et observations.....	165
4.3.2	Résultats expérimentaux et numériques .....	166
5	Conclusion .....	169

**Chapitre 6. Conclusion..... 171**

**Références .....174**

**Annexe 1 .....180**

**Annexe 2 .....181**

## Liste des figures

Figure 1 : Présentation des différentes problématiques autour de la question des mouvements de terrains et de leur conséquences sur les bâtiments.....	18
Figure 2 : Diagramme représentant la démarche de l'étude bibliographique présentée .....	20
Figure 3 : Illustration du phénomène d'affaissement minier progressif (Deck, 2002)	22
Figure 4 : Illustration du phénomène de fontis (Deck, 2002).....	22
Figure 5 : Retrait - gonflement des terrains (BRGM).....	23
Figure 6 : Déplacement vertical (V), courbure (R) et pente (P) des terrains .....	24
Figure 7 : Tassement du sol et du bâti a) sans prendre en compte l'effet de l'interaction sol structure, b) avec l'interaction sol-structure .....	26
Figure 8 : Taux de transmission maximal de la déflexion en fonction du coefficient de rigidité relative en flexion (Deck et Singh 2010).....	27
Figure 9 : Comportements d'une structure associés aux mouvements de terrains structurels (Geddes, 1984) .....	28
Figure 10 : Schémas représentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis de la courbure des terrains selon différents auteurs (a à g) – Deck (2002). ..	29
Figure 11 : Expériences mettant en évidence le comportement d'une structure en maçonnerie et l'orientation de la fissuration – Deck (2002).....	30
Figure 12 : Définition de quelques mouvements auxquels des seuils sont affectés ....	35
Figure 13 : Valeurs seuils du ratio de déflexion pour chaque catégorie de dommage selon différents auteurs .....	38
Figure 14 : Abaque de prévision des dégradations du bâtiment en fonction de la longueur de l'ouvrage, et de la déformation horizontale du terrain, d'après National Coal Bord (1975).....	39
Figure 15 : Abaque définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la pente du terrain selon Wagner et Schumann (1991). .....	40
Figure 16 : Principe de la méthode de Burland – d'après Saeidi (2010).....	41
Figure 17 : Trois modes de déformation selon la méthode de superposition de Boone .....	43
Figure 18 : Illustration des courbes de fragilité – Hazus (2003).....	45
Figure 19 : Courbes de fragilité pour les bâtiments RM et URM – Saeidi (2010).....	46
Figure 20 : Courbe représentant l'évolution du dommage des bâtiments en fonction de leurs propriétés: (a) 0% d'ouvertures; (b) 10% d'ouvertures; (c) 30% d'ouvertures; (d) $G_f = 10 \text{ N/m}$ ; (e) $G_f = 50 \text{ N/m}$ ; (f) <i>elastic mode</i> ; (g) $E = 1000 \text{ MPa}$ ; (h) $E = 3000 \text{ MPa}$ ; (i) $E = 9000 \text{ MPa}$ ; (j) $f_t = 0,1 \text{ MPa}$ ; (K) $f_t = 0,3 \text{ MPa}$ ; (l) $f_t = 0,9 \text{ MPa}$ – Giardian (2015) .....	47
Figure 21 : Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux – Fouchal (2006).....	50
Figure 22 : Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux: (a) phase de construction, (b) dispositif de l'essai de traction – Backes (1985).....	51
Figure 23 : Diagramme des contraintes-déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux – Backes (1985).....	52
Figure 24 : Essai biaxial sur des panneaux de maçonnerie – Page (1981, 1983) .....	53
Figure 25 : Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement bi axial - Fouchal (2006).....	55

Figure 26 : Modélisation stratégique de la maçonnerie: (a) maçonnerie simple, (b) micro – modèle détaillé, (c) micro – modèle simplifié, (d) macro – modèle. D'après Lourenço (1996).....	56
Figure 27: Les différents mécanismes de ruine – Lourenco 1996.....	57
Figure 28 : Méthode des éléments distincts.....	57
Figure 29 : Modèle d'interface – (Idris et al, 2009).....	58
Figure 30 : Comportement des joints sous l'effet des efforts normal et de cisaillement .....	59
Figure 31 : Modèles de Lourenco (1996) .....	60
Figure 32 : Estimation de $E_{eq}$ et de $G_{eq}$ selon Son et Cording (2007) .....	62
Figure 33 : milieu discontinu – présentation du milieu fracturé – Deck (2002) – d'après Singh (1973).....	62
Figure 34 : Variation du ratio $E_{eq}/G_{eq}$ en fonction du ratio $K_s/K_n$ et du pourcentage d'ouvertures dans le bâtiment – d'après Son et Cording (2007) .....	63
Figure 35 : Comportement d'un mur subissant un tassement - Bui (2013).....	68
Figure 36 : Méthode analytique utilisée pour évaluer l'effet des propriétés des bâtiments sur les valeurs seuils du ratio de déflexion.....	72
Figure 37 : Analyse de sensibilité sur le type de charge. ( $E/G=2.6$ , $e_h=0$ et fibre neutre au niveau de la fibre moyenne) – d'après Saeidi (2010) .....	72
Figure 38 : Exemple d'un graphe présentant les courbes seuils obtenues par l'étude de sensibilité (cas de $E/G=2.6$ , et un axe neutre en bas de la poutre).....	74
Figure 39 : Effet du ratio $E/G$ sur les seuils du ratio de déflexion pour $L/H=1$ , effet de la position de l'axe neutre en fonction de $E/G$ pour $L/H=1$ .....	75
Figure 40 : Effet de $E/G$ sur les seuils du ratio de déflexion pour différentes valeurs de $L/H$ .....	76
Figure 41 : Effet de $L/H$ sur les seuils du ratio de déflexion pour deux positions de l'axe neutre, pour chaque catégorie de dommage, $E/G$ fixé à 2.6 .....	77
Figure 42 : Intersection des catégories de dommage – seuils du ratio de déflexion en fonction de $E/G$ et de $L/H$ .....	79
Figure 43 : Comparaison des valeurs seuils du ratio de déflexion obtenu par l'étude de sensibilité avec des ratios seuils bibliographiques.....	79
Figure 44 : Démarche suivie pour tracer les courbes de fragilité. ....	81
Figure 45 : Courbes de fragilité du cas 1-b ( $2,6 < E/G < 11$ ; $4 < L/H < 6$ ): cas des déformations associées à la flexion, déformations associées au cisaillement, superposition des deux et combinaison basée sur la plus grande probabilité pour un même ratio de déflexion.....	85
Figure 46 : Courbes de fragilité finales pour les différentes typologies développées. 87	
Figure 47 : Courbes de fragilité en états de flexion et de cisaillement séparés pour les différentes typologies considérées .....	90
Figure 48 : Modèle numérique utilisé pour évaluer la variation de la rigidité d'un mur en maçonnerie .....	93
Figure 49 : Méthode de décharge pour simuler le tassement appliqué au bâtiment ....	93
Figure 50 : Démarche suivie pour appliquer le tassement au mur.....	94
Figure 51 : Fermeture des joints (m) du mur en maçonnerie modélisée. ....	95
Figure 52 : Propagation des fissurations dans un mur en maçonnerie avec l'évolution du tassement qu'il subit. ....	96
Figure 53 : Courbe force appliquée– ratio de déflexion pour les systèmes (mur + poutre) selon les quatre types de poutres prises.....	97

Figure 54 : Courbe force – flèche de la poutre toute seule en suivant la même méthodologie de décharge déjà expliquée précédemment.....	98
Figure 55 : Relation entre la variation de la rigidité d'une poutre et la variation de son déplacement sous le même chargement.....	98
Figure 56 : Courbes force – ratio de déflexion pour les quatre modèles dépendant des poutres utilisées.....	99
Figure 57 : Courbe force – ratio de déflexion ( $\delta/L$ ) du mur tout seul – pour les quatre cas de poutre, les courbes sont confondues.....	99
Figure 58 : Réduction de la rigidité instantanée ( $E_i/E_{i0}$ (%)) pour chaque valeur du ratio de déflexion ( $\delta/L$ ).....	100
Figure 59 : Formulation exponentielle de la réduction de la rigidité d'un mur en maçonnerie en tassement.....	101
Figure 60 : Démarche pour évaluer la rigidité globale du mur à chaque ratio de déflexion (pente de la sécante reliant chaque point à l'origine).....	101
Figure 61 : Formulation analytique de la réduction de la rigidité globale d'un mur en maçonnerie subissant un tassement.....	102
Figure 62 : Variation de la rigidité d'un mur ( $E_s/E_{s0}$ %) en fonction des catégories de dommage ( $D_i$ ).....	103
Figure 63 : Pourcentage des longueurs cumulées des fissurations en fonction de leur ouverture, pour différents tassements.....	104
Figure 64 : Relation entre la variation de la rigidité globale, le ratio de déflexion, l'ouverture maximale des fissurations et les catégories de dommage - $D_i$ min et $D_i$ max représente l'intervalle de chaque catégorie de dommage.....	105
Figure 65 : Démarche suivie pour tracer un cycle de décharge – charge.....	106
Figure 66 : Cycles de décharge – charge en utilisant la méthodologie numérique développée.....	106
Figure 67 : Evolution de la rigidité globale par rapport à la rigidité initiale du mur avant qu'il ne subisse aucun mouvement.....	107
Figure 68 : Cas utilisés pour visualiser l'effet des propriétés des murs en maçonnerie sur l'évolution de leur tassement en fonction du tassement subi.....	110
Figure 69 : Courbes forces vs ratio de déflexion, réduction des rigidités instantanée et globale du cas 1-a.....	111
Figure 70 : Courbe de fragilité, réduction de la rigidité instantanée en fonction des seuils du ratio de déflexion et des catégories de dommage, pour le cas 1-a.....	112
Figure 71 : Évolution des ouvertures maximales des fissurations et des longueurs cumulées des fissurations avec le tassement subi, pour le cas 1-a.....	113
Figure 72 : Illustration de la propagation des fissurations avec le tassement subi par le mur – cas 1-a.....	114
Figure 73 : Cas (1-b) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subie.....	117
Figure 74 : Cas (2i-a) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subie.....	118
Figure 75 : Cas (2ii-a) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subie.....	120
Figure 76 : Cas (4-a) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subie.....	121
Figure 77 : Ouverture des fissurations pour différents cas, et pour certaines valeurs du ratio de déflexion.....	122
Figure 78 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (1-b).....	123



Figure 79 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (2i-a).....	125
Figure 80 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (2ii-a).....	126
Figure 81 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (4-a).....	127
Figure 82 : Valeurs du ratio de déflexion relatives à chaque catégorie de dommage, avant et après la prise en compte de la variation de la rigidité des murs modélisés. .....	129
Figure 83 : Plan d'expérience utilisé pour généraliser la relation entre la variation de la rigidité des murs en maçonnerie et leurs propriétés en fonction du tassement souffert – les notations des coordonnées sont (c ;L/H ;Ks/Kn) .....	132
Figure 84 : Comparaison entre les formules analytiques obtenues sans étude de régression, et les formules obtenues par régression pour quelques murs étudiés. .....	136
Figure 85 : Quelques résultats de la corrélation d'images – diagrammes de déplacements horizontal (U) et vertical (V) pour un mur en chargement hors plan –Bui (2013) .....	140
Figure 86 : Géométrie du modèle – position des capteur dans le plan (16,18,19,20) et hors plan (c1, c2).....	141
Figure 87 : Fissurations observées à la fin de l'essai (f1, f2 et f3).....	141
Figure 88 : Efficacité de la corrélation d'images comparativement à l'observation visuelle .....	142
Figure 89 : Déformations verticales (eyy) et horizontales (exx) dans le mur durant l'essai , obtenues par corrélation d'images pour des forces horizontales de 70 kN et 80 kN.....	143
Figure 90 : Déformations verticales (eyy) et horizontales (exx) dans le mur durant l'essai , obtenues par corrélation d'images pour des forces horizontales de 90 kN et 100 kN.....	143
Figure 91 : Rotation du système de 90° - système similaire à la flexion d'un mur simplement appuyé à sa base .....	144
Figure 92 : Déplacement (U : horizontal et V : vertical) en fonction de la force horizontale appliquée.....	144
Figure 93 : Ouverture des fissures f1, f2 et f3 en fonction de la force horizontale appliquée.....	145
Figure 94 : Déplacement horizontal du mur à son extrémité droite à cause de la force horizontale appliquée (Fh en kN).....	145
Figure 95 : Enregistrement des capteurs dans le plan (16, 18, 19 et 20) .....	147
Figure 96 : Eprouvette(4*4*16) de mortier fabriqués pour tester les caractéristiques de chaque formule de mortier fabriquée.....	148
Figure 97 : Modèle expérimental: essai de cisaillement des blocs de mortier.....	150
Figure 98 : Photos illustratives de l'essai de cisaillement .....	151
Figure 99 : Comparaison des essais de cisaillement pour chaque formule de mortier .....	152
Figure 100 : Blocs en béton cellulaire .....	153
Figure 101 : Géométrie des murs en maçonnerie testés dans l'essai de flexion et illustration de la manutention du mur.....	154
Figure 102 : Illustration de la zone photographiée pour la corrélation d'image.....	155
Figure 103 : Dispositif expérimental – flexion des mur .....	155
Figure 104 : Illustration de l'installation du système (mur avec mortier F2).....	156
Figure 105. Flexion de la poutre en bois.....	156

Figure 106 : Comportement de la poutre en bois courbe force appliquée vs ratio de déflexion .....	157
Figure 107 : Fissuration du mur F2: une fissure apparaît d'une seule part sans être visible de l'autre part du mur .....	158
Figure 108 : Défaut de construction : quelques joints ne sont pas remplis complètement de mortier .....	158
Figure 109 : Comparaison entre la corrélation d'images et l'enregistrement du capteur – ratio de déflexion du système en fonction de la force appliquée .....	159
Figure 110 : Comportement du mur F2 tout seul – l'effet de la poutre étant supprimé – les lignes rouges représentent les deux pentes principales de la courbe.....	160
Figure 111 : Comparaison du comportement de la poutre: numériquement et expérimentalement.....	161
Figure 112 : Comparaison numérique, expérimentale (capteur) et expérimentale (corrélation d'image) du comportement du système (mur F2+ poutre).....	162
Figure 113 : Ouverture des joints verticaux obtenus par modélisation numérique – pas de fissuration diagonale en comparaison avec le modèle expérimental. ....	163
Figure 114 : Cohérence des résultats entre les diagrammes de déplacement vertical pour le modèle numérique et la corrélation d'image .....	164
Figure 115 : Comportement du mur F2 tout seul: résultats expérimental et numérique .....	164
Figure 116 : Variation de la rigidité (instantanée et globale) du mur F2 en fonction du ratio de déflexion .....	165
Figure 117 : Illustration du mur F5 à la fin de l'essai: fissurations partout dans le mur .....	166
Figure 118 : Ratio de déflexion du système (mur F5 + poutre) selon la force verticale appliquée: enregistrement du capteur, modèle numérique et corrélation d'images .....	167
Figure 119 : Ratio de déflexion du mur F5 tout seul selon la force verticale appliquée: enregistrement du capteur, modèle numérique et corrélation d'images .....	168
Figure 120 : variation de la rigidité (instantanée et globale) du mur F5 en fonction du ratio de déflexion subie.....	169
Figure 121 : Modèle expérimental : flexion d'un mur en blocs de sucre .....	182
Figure 122 : Comportement du mur lors de la flexion.....	183
Figure 123 : Modèle de Bicanic (2002)- tassement appliqué à un mur en maçonnerie .....	183
Figure 124 : Modélisation numérique de l'essai expérimental : mur en blocs de sucre – le symbole « s » représente la force appliquée et le symbole « F » représente la fixation des nœuds (supports sur lesquels s'appuie la poutre en bois) .....	184
Figure 125 : Comparaison des modèles expérimental et numérique .....	184

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Echelles de classification des dégradations selon différents auteurs .....	32
Tableau 2 : Comparaison et équivalence entre les différentes échelles de classification des dégradations – d’après Deck (2002).....	34
Tableau 3 : Description du dommage selon la valeur de la distorsion angulaire – Skempton et MacDonald (1956).....	36
Tableau 4 : Description du dommage selon la valeur du tassement et de la pente des bâtiments anciens, (Bozozuk 1962).....	36
Tableau 5 : Tassement maximal admissible selon le type des fondations et le type de sol (fondations isolés : poutres, fondations continues : dalle et radier).....	36
Tableau 6 : Tassement admissible d’après Polshin et Tokar (1957). .....	36
Tableau 7 : Limites du ratio de déflexion selon différents auteurs.....	37
Tableau 8 : Relations entre les catégories de dommage et les valeurs seuils de déformation limite d’extension (Burland 1995) .....	42
Tableau 9 : Propriétés mécaniques des briques (Fouchal 2006).....	49
Tableau 10 : Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition- (Fouchal 2006).....	49
Tableau 11 : Modes de rupture d’une maçonnerie constituée de briques à base d’argile soumise à un chargement biaxial (Dhanaserkar et al. 1985) .....	54
Tableau 12 : Déplacement du modèle continu et avec interfaces – Lourenco (1996).59	59
Tableau 13 : relation entre le ratio $K_s/K_n$ , le pourcentage d’ouverture et l’intervalle du ratio $E_{eq}/G_{eq}$ .....	64
Tableau 14 : Etudes bibliographiques traitant le sujet de la maçonnerie (Mounajed (1992), Raffard (2000), Bui (2013)) .....	65
Tableau 15 : Intervalles de E/G et de L/H utilisés pour tracer les courbes de fragilité – les intervalles de E/G sont fonction du ratio $K_s/K_n$ et du pourcentage des ouvertures dans le bâti .....	82
Tableau 16 : Valeurs du ratio $K_s/K_n$ pour des maçonneries formées de différents types de blocs et de mortier .....	83
Tableau 17 : Intervalles de E/G et L/H utilisés pour tracer les courbes de fragilité – valeurs de $K_s/K_n$ et le pourcentage d’ouvertures relatives pour chaque intervalle de E/G .....	84
Tableau 18 : Propriétés du mur (blocs et joints) et de la poutre utilisés dans le modèle numérique .....	96
Tableau 19 : Propriétés mécaniques du modèle 1-a.....	110
Tableau 20 : Propriétés mécaniques des cas 1-b, 2i-a, 2ii-a et 4-a.....	114
Tableau 21 : Variation des rigidités instantanée et globale des différents cas étudiés. ....	115
Tableau 22 : Récapitulatif de la réduction de la rigidité globale et des probabilités d’occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque valeur de ratio de déflexion, pour les deux cas (1-a) et (1-b) .....	124
Tableau 23 : Récapitulatif de la réduction de la rigidité globale et des probabilités d’occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque valeur de ratio de déflexion, pour les deux cas (1-a) et (2i-a) .....	125

Tableau 24 : Récapitulatif de la réduction de la rigidité globale et des probabilités d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque valeur de ratio de déflexion, pour les deux cas (1-a) et (2ii-a) .....	126
Tableau 25 : Comparaison des cas 1-a et 4-a.....	127
Tableau 26 : Comparaison des ratios de déflexion limites de chaque seuil de dommage pour des bâtiments neufs et dégradés – effet de l'évolution de la rigidité .....	128
Tableau 27 : Interaction sol structure – évolution de la déflexion transmise au bati avec la rigidite du bati.....	131
Tableau 28 : Relations reliant la variation de la rigidité d'un mur en maçonnerie au tassement qu'il subit .....	132
Tableau 29 : Résultat de la régression concernant la variation de la rigidité globale	134
Tableau 30 : Résultat de la régression concernant la variation de la rigidité instantanée .....	134
Tableau 31 : Enregistrement des capteurs en plan (16, 18, 19 et 20) et hors plan (c1 et c2) .....	146
Tableau 32 : Propriétés et caractéristiques des formules du béton fabriqué.....	149
Tableau 33 : Résultats de l'essai de cisaillement.....	150
Tableau 34 : Propriétés des formules F2 et F5 conservées pour la suite de l'étude expérimentale.....	152
Tableau 35 : Propriétés du modèle numérique modélisant le mur F2 .....	160
Tableau 36 : Propriétés du modèle numérique modélisant le mur F5 .....	166
Tableau 37 : Composition des cinq formules de mortier fabriquées .....	180
Tableau 38 : Propriétés de la poutre et des blocs de sucre.....	182

## Introduction générale

L'impact des mouvements de terrains sur les bâtiments est un problème répandu. Il peut être consécutif à l'effondrement de cavités souterraines, le creusement de tunnels, le retrait et le gonflement de sols argileux, etc. Ces mouvements de terrains sont transmis partiellement ou totalement aux bâtiments présents en surface. Cette transmission met en jeu des phénomènes d'interaction sol-structure. Une fois ce phénomène d'interaction sol-structure pris en compte, les mouvements transmis affectent le bâti et des dégâts peuvent apparaître dans ces structures, telles que des déformations et des fissurations. L'évaluation du dommage des bâtiments subissant des tassements de terrains est souvent empirique et basée sur l'expérience.

La thèse s'inscrit dans un contexte global d'étude du comportement des ouvrages en maçonnerie sollicités par des mouvements de terrains (retrait-gonflement, cavité souterraine naturelle ou anthropique) engagée au laboratoire GeoRessources et l'Ecole des Mines de Nancy depuis plusieurs années.

La prévision des dommages associés à des tassements différentiels peut actuellement être mise en œuvre par différentes approches. Les approches empiriques sont basées sur des valeurs seuils des tassements différentiels, définis à partir de rétro-analyses. Elles sont extrêmement simples et soulèvent des interrogations quant à la validité des valeurs seuils. Les approches par modélisation numérique sont utilisées pour mieux comprendre les mécanismes de transferts des mouvements du sol vers la structure en permettant la prise en compte de phénomènes d'interaction sol-structure. Elles sont précises mais souvent longues à mettre en œuvre. Les méthodes analytiques, basées sur une idéalisation des sols et des structures (modèles de poutres) apparaissent comme des approches intermédiaires. Actuellement appliquées à des structures élastiques, elles pourraient bénéficier d'avancées significatives en y intégrant un critère de rupture macroscopique pertinent pour la maçonnerie. Quelque soit l'approche utilisée, l'expérience montre que la prévision des dommages est entachée d'une grande incertitude liée, en particulier, à l'hétérogénéité et à la variabilité du comportement mécanique des ouvrages.

Un premier objectif de la thèse est d'apporter une analyse critique de la consistance des méthodes d'évaluation du dommage des bâtiments subissant des tassements. Il s'agit plus précisément d'évaluer les incertitudes des valeurs seuils utilisées pour catégoriser le dommage des structures et notamment en fonction de leur typologie.

Un second objectif concerne l'étude de l'évolution de la rigidité des ouvrages en maçonnerie en fonction de leur sollicitation. La question de la rigidité des bâtiments existants présente un challenge scientifique et technique motivante. En effet, la rigidité des bâtiments intervient dans le problème d'interaction sol structure, lorsque la transmission des mouvements du terrain vers les bâtiments est abordée. La variation de la rigidité des matériaux subissant des chargements est une question bien abordée dans la littérature (béton par exemple). Cependant, la variation de la rigidité des bâtiments en maçonnerie subissant des tassements de terrains est une question qui n'a pratiquement pas été abordée auparavant. Nous traitons donc dans notre travail de thèse la variation de la rigidité des bâtiments en maçonnerie subissant des tassements de terrains à l'aide de la modélisation numérique adaptée aux structures en

maçonnerie. On vise alors à développer numériquement une méthodologie permettant d'évaluer la variation de la rigidité des bâtiments subissant un tassement de terrains. Appliquée à plusieurs types de bâtiments en maçonnerie, cette méthodologie peut permettre de caractériser le comportement de structures ayant des propriétés mécaniques et géométriques différentes afin d'être représentatif de bâtiments rencontrés dans une ville.

En parallèle, une partie expérimentale est développée afin de valider la méthodologie numérique. Des essais de flexion sont effectués sur des murs en maçonnerie reposant sur une poutre simplement appuyée en ses deux extrémités afin de visualiser le comportement de ces murs en fonction de la flèche qu'ils subissent.

On visera finalement dans notre travail de thèse à aboutir à des recommandations opérationnelles utilisables par les ingénieurs et décideurs concernés par l'évaluation de la vulnérabilité, surtout dans les domaines reliés à l'interaction sol structure en traitant l'évolution de la rigidité des bâtiments endommagés et dans les domaines de la réhabilitation en qualifiant la sévérité du dommage des bâtiments subissant des tassements différentiels.

Notre travail de recherche est structuré en cinq chapitres permettant de répondre aux questions soulevées dans cette introduction :

Le premier chapitre de mon travail est consacré à la présentation de l'état de l'art pour définir le contexte de mon sujet de recherche et ses différents aspects : les mouvements de terrains sont décrits, avec des détails sur les mouvements induisant des tassements. L'influence de ces mouvements transmis aux structures est décrite. En outre, l'effet des mouvements transmis aux bâtiments est détaillé en termes de sévérité du dommage subi par ces structures. Différentes méthodes d'évaluation des dommages des bâtiments subissant des mouvements de terrain sont décrites. Les paramètres utilisés pour l'évaluation des dommages et des valeurs seuils sont définis. Un de ces paramètres est retenu dans notre travail de thèse, c'est le ratio de déflexion. Plusieurs méthodes d'évaluation du dommage et paramètres seuils utilisés pour identifier la sévérité du dommage sont présentés. La cohérence entre les différentes valeurs seuils ainsi que leur variabilité en fonction des typologies des bâtiments est discuté. Enfin, ce chapitre présente les structures en maçonnerie du point de vue de ses constituants (blocs et joints de mortier), de leurs propriétés et de son comportement sous différentes charges.

Le deuxième chapitre investit la question des incertitudes. Elle présente une étude de sensibilité analytique sur l'effet des propriétés mécanique et géométrique d'ouvrages en maçonnerie sur la sévérité des dommages associés à des tassements différentiels. La variabilité des valeurs seuils du ratio de déflexion associé à différentes catégories de dommages est étudiée en fonction de la variabilité des propriétés mécaniques et géométriques des bâtiments en maçonnerie. Le problème de l'incertitude dans l'évaluation des dommages des bâtiments subissant des tassements de terrains est traité par une quantification de la probabilité d'atteindre chaque catégorie de dommage en fonction du ratio de déflexion de la structure pour chaque typologie de bâtiment. Cela abouti à l'élaboration de courbes de fragilité.

Le troisième chapitre de ma thèse traite le sujet de l'évolution de la rigidité des bâtiments endommagés. Un recours aux modèles numériques est nécessaire dans cette partie. Cette partie présente le développement d'une méthodologie numérique permettant de visualiser le comportement des murs en maçonnerie (en termes de rigidité) subissant des tassements du sol.

Le quatrième chapitre de ma thèse est basé sur l'utilisation de la méthodologie numérique définie dans la troisième partie, en l'appliquant à une analyse paramétrique. Cette étude montre l'effet des propriétés des bâtiments sur la variation de leur rigidité en fonction du ratio de déflexion du bâti. Différents types de bâtiments (propriétés mécaniques et géométriques) représentatifs de cas réels sont étudiés dans cette étude. Des relations analytiques préliminaires sont établies entre le tassement du bâtiment et sa réduction de rigidité. Ces relations dépendent des propriétés de ce dernier (longueur, largeur, propriétés des joints).

Le cinquième chapitre de ce travail de recherche présente la partie expérimentale qui a pour objectif de valider la méthodologie numérique. Des essais de flexion sont effectués sur des murs en maçonneries ayant des propriétés de mortier différents. Un système de capteurs de déplacement est installé pour suivre la fissuration. La corrélation des images et la modélisation numérique sont utilisées pour visualiser le comportement de ces murs en fonction de la flèche qu'ils subissent.

Finalement le chapitre 6 synthétise les résultats et formule la conclusion générale du travail de recherche.

# Chapitre 1. Analyse de l'état de l'art

## 1 Introduction et problématique

Les mouvements de terrains, dus aux effondrements de cavités souterraines, au creusement de tunnels ou au retrait-gonflement des sols argileux sont à l'origine de dommages aux bâtiments. La gestion des risques associés à ces mouvements nécessite d'établir des relations entre les mouvements de terrains et leurs conséquences en surface, notamment sur les bâtiments.

Il existe de nombreuses références bibliographiques abordant la question de l'évaluation des dommages (valeurs seuils des mouvements, méthodes analytiques, numériques, etc.), la réparation des dommages, ou la mise en œuvre de prescriptions constructives pour améliorer la résistance du bâti en appliquant des mesures constructives de protection ou de réhabilitation des constructions (joints de glissement ; consolidation, redressement) (Soots 1969, Niemic 2001, Kawulok 1992). L'étude des dommages des bâtiments et de leur comportement en réponse aux mouvements de terrains nécessite d'aborder en premier temps une étude des types de mouvements de terrains pouvant être transmis aux bâtiments et de leur façon d'être transmis. Ayant étudié cela, le comportement des structures endommagées et la sévérité de ce dommage peuvent être étudiés plus en détails. Le diagramme de la Figure 1 représente une démarche reliant les différentes étapes depuis l'occurrence d'un mouvement de terrains jusqu'au dommage des bâtiments: le mouvement de terrains, l'interaction sol structure, la transmission du mouvement partielle ou totale au bâti, la réponse du bâti (dommage et évolution de sa rigidité).

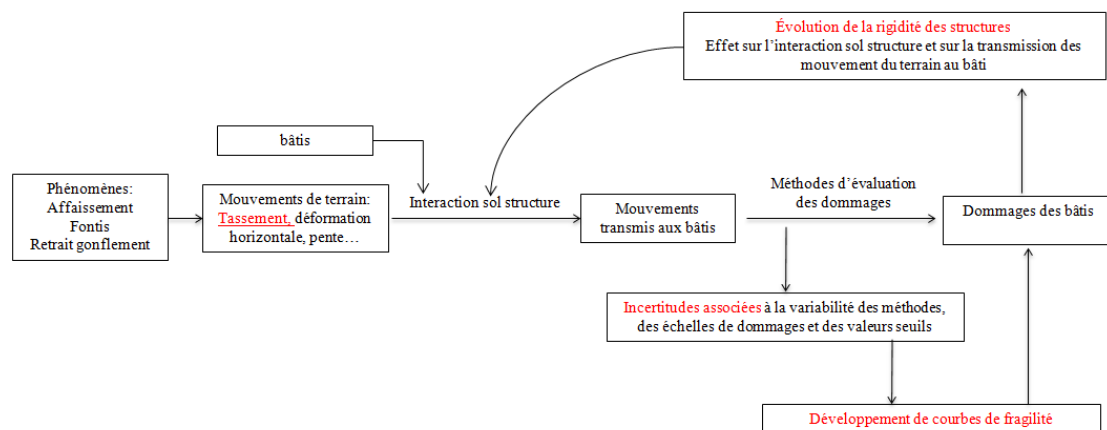


Figure 1 : Présentation des différentes problématiques autour de la question des mouvements de terrains et de leur conséquences sur les bâtiments

D'après la Figure 1, la problématique de cette thèse est celle de la prévision des dommages des bâtiments subissant des tassements de terrains, ainsi que l'évaluation de l'évolution de leur rigidité lors de l'endommagement. L'étude du comportement des bâtiments en maçonnerie subissant des chargements divers fait l'objet de nombreuses études qui seront décrit dans une section plus tard (Page 1981, Fouchal 2006, Lourenço 1996, Bakes 195, Hoffman et Schubert 1994, Bui 2013, Saeidi 2010,



Stafford 1972, Hendry 1978, Shneider 1978, Raffard 2000). Alors que l'étude de l'influence d'un tassement sur des structures en maçonnerie et l'analyse de leur comportement face à ce tassement est rarement étudiée.

L'objectif principal de ce travail de thèse se concentre autour des bâtiments en maçonnerie qui constituent la majorité des bâtiments anciens, et une grande partie des bâtiments récents. Deux chemins ont été parcourus pendant notre travail de recherche : comment évaluer le dommage d'un bâtiment subissant un tassement ? Et comment la rigidité d'un bâtiment peut évoluer face à ce dommage ?

La première question a été abordée après avoir reconnu les différentes méthodes présentes permettant de catégoriser le dommage d'un bâtiment, et les paramètres utilisés afin d'aboutir à cela, ainsi que la façon avec laquelle les mouvements sont transmis du terrain au bâti (interaction sol-structure). La deuxième question a été abordée en développant une méthodologie numérique et expérimentale permettant de simuler un tassement transmis à un mur en maçonnerie sous forme d'une déflexion, et par suite étudier le comportement du mur en fonction de l'intensité de cette déflexion.

En conséquence, il apparaît indispensable que la partie bibliographique de notre travail contienne divers éléments relatifs aux mouvements des terrains (nature et intensité), leur transmission aux structures et leurs effets en terme de dommage et d'évolution de leur rigidité qui joue un rôle important dans la prédiction du mouvement transmis du terrain au bâti compte tenu de phénomène d'interaction sol-structure qui sera décrit plus tard. Cela fait l'objet des paragraphes 1 à 6.

La nature des bâtiments joue un rôle dans leur comportement vis-à-vis des mouvements de terrain. On s'intéresse dans notre travail aux bâtiments en maçonnerie. Par conséquence, une partie de la bibliographie est consacrée à la présentation des bâtiments en maçonnerie en termes de constituants, comportement mécanique et résistance. Cela fait l'objet des paragraphes 7 à 9.

Le diagramme de la Figure 2 représente la démarche de ce chapitre bibliographique.

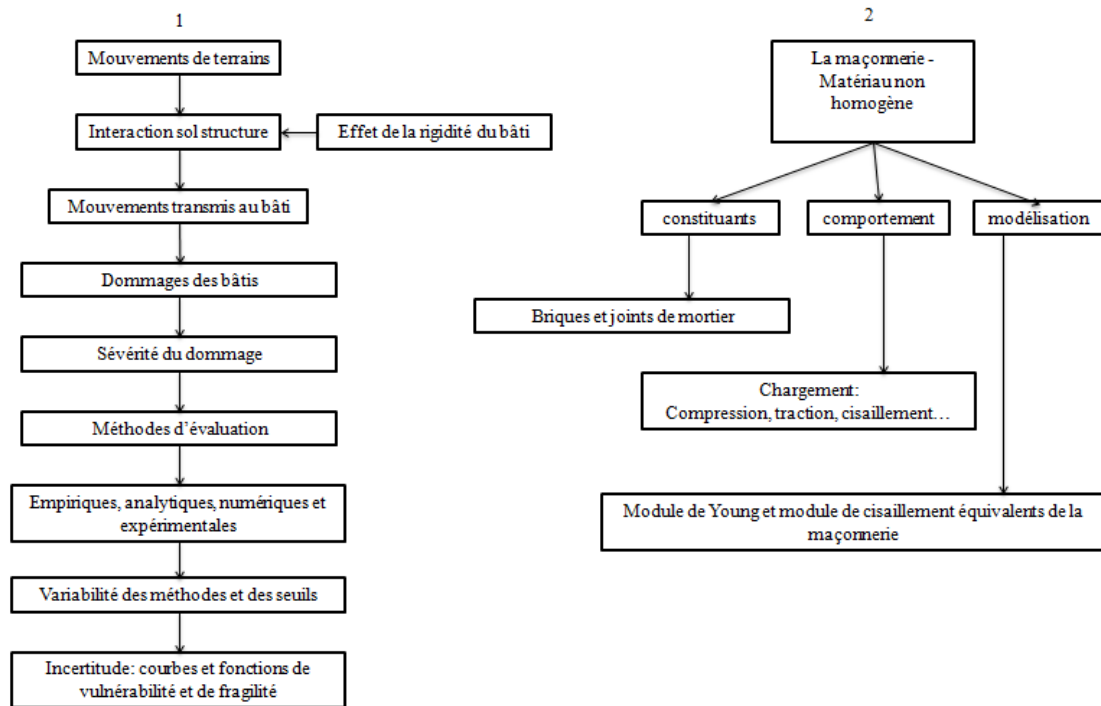


Figure 2 : Diagramme représentant la démarche de l'étude bibliographique présentée

## 2 Mouvements de terrains et comportement des bâtiments

### 2.1 Mouvements de terrains

Les mouvements de terrains regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les déplacements peuvent être lents (inférieurs à quelques millimètres par an) ou très rapides (supérieurs à quelques mètres par jour). Plusieurs phénomènes de mouvements de terrains sont observés, on note les glissements de terrains, les chutes de pierre et les éboulements (instabilité rocheuse), les coulées de boue, le retrait-gonflement des sols argileux, et les affaissements et les effondrements des cavités souterraines naturelles (cavités karstiques) ou anthropiques (mines et carrières).

On s'intéresse ici aux mouvements qui vont induire des tassements : fontis, affaissements miniers, retrait – gonflement des sols argileux, creusement de tunnels.

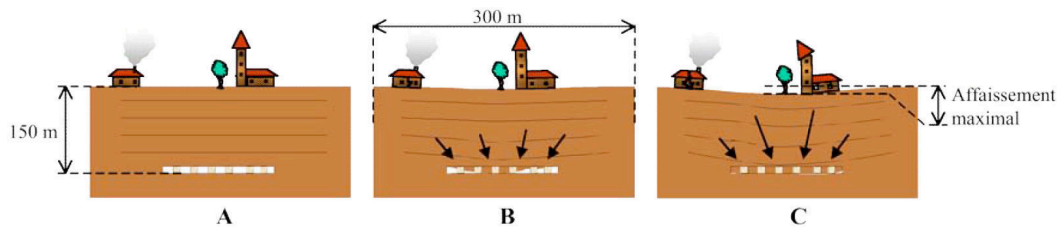
Les affaissements miniers correspondent à une rupture de terrains sus-jacents à une exploitation souterraine qui atteint la surface de façon progressive ou brutale. Les affaissements progressifs correspondent à des mouvements lents qui provoquent une dépression topographique, sous forme d'une cuvette continue, sans rupture cassante (Figure 3). Les risques dus aux affaissements miniers s'étendent par exemple sur des vastes régions du bassin ferrifère lorrain, où deux milles hectares des zones urbanisées et douze milles hectares des zones non urbanisées étaient concernées par ce risque en l'an 2000. Différentes études permettent d'étudier la courbe d'affaissement (Haby 1970, Urbanik et Osborne 1986...). Comme ordre de grandeur des affaissements miniers dans le bassin ferrifère lorrain, l'affaissement de Auboué survenu en octobre 1996 concernait une couche exploitée de 4,2 hectares sur une largeur de 180m. 130 structures ont été dégradées dont la plusieurs étaient des maisons individuelles. Notre travail de recherche ne s'intéresse pas aux détails des affaissements miniers tandis

qu'il se concentre aux mouvements transmis aux bâtiments sous forme de tassement et des conséquences de ces tassements. Nous ne décrivons donc pas les détails des méthodes de prévisions des courbes d'affaissement.

Les fontis sont des effondrements localisés (qui concerne une zone limitée à quelques mètres) associée à la rupture des toits des cavités souterraines débouchant en surface sous forme d'une cloche. Ce sont des effondrements brutaux, localisés, pouvant être de forte amplitude et causant des discontinuités nettes en surface (Figure 4). Différents auteurs ont étudié les fontis (Vachat 1982, Tritsch et al. 1987, Fayad 2004). Les dimensions des fontis peuvent varier du mètre à la dizaine de mètres. Par exemple, Vachat (1982) a étudié un fontis apparu à la surface d'une ancienne carrière de calcaire grossier se trouvant à Malakoff dans le bassin Parisien. Il en résulte une dépression en surface de 2,5m de diamètre et de 2m de profondeur. Au fond, une cloche débouchant à la surface de 8m de hauteur avec un angle à la base de 80° est apparue.

Le retrait-gonflement des sols argileux appartient à la catégorie des risques climatiques. Les sols argileux possèdent la propriété d'avoir un comportement dépendant de leur teneur en eau. Ils peuvent par ailleurs subir des variations de volume significatives induisant des tassements ou des gonflements au niveau des fondations des bâtiments. Ainsi, lorsque la teneur en eau augmente dans un sol argileux, on assiste à une augmentation du volume de ce sol - on parle alors de "gonflement des argiles". Un déficit en eau provoquera un phénomène inverse de rétractation ou "retrait des argiles" (Figure 5). Ces effets de retrait et gonflement peuvent donc causer des dégâts dans les structures. Ces effets ont fait l'objet d'études par différents auteurs. Driscoll (1983) cité par Quoc Viet (2010) a par exemple noté que des tassements verticaux entre 4,1 cm et 5,8 cm peuvent apparaître pour des sols argileux du Sud – Ouest de l'Angleterre.

Le creusement des tunnels peut également être à l'origine de déformations en surface. En fait, la réponse d'un massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend essentiellement de la nature du sol et de la technique de creusement. Cela peut affecter les bâtiments en surface situés dans la zone d'influence de ce creusement. Neaupane K.M et al. (2006) ont présenté des ordres de grandeur compris entre 0,92 cm et 10,5 cm pour les déplacements verticaux des sols dans les zones surplombant des tunnels (Mexico 10,5cm, Etats Unis 0,92cm – Quoc Viet (2010).



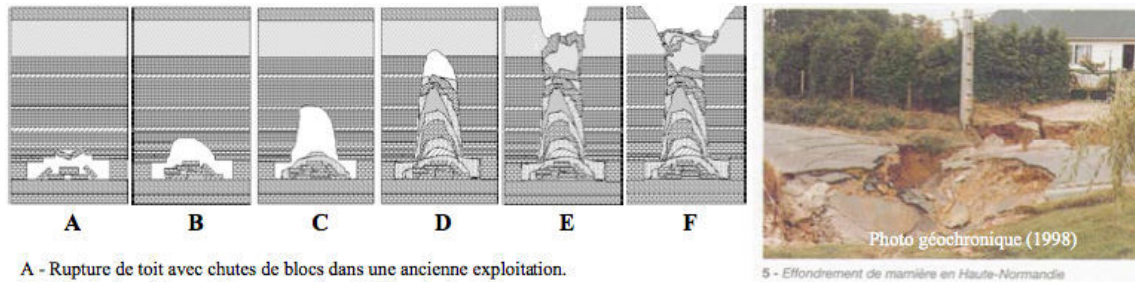
A – Présence d’une exploitation souterraine. Dégradation du toit et des piliers.

B – Rupture d’un ensemble de piliers, effondrement de l’exploitation et début de l’affaissement progressif des terrains sus-jacents. 90 % de l’affaissement se produit en quelques heures ou quelques jours. Les constructions sont dégradées.

C – Achèvement de la formation de la cuvette qui se stabilise en quelques mois.



Figure 3 : Illustration du phénomène d’affaissement minier progressif (Deck, 2002)



A - Rupture de toit avec chutes de blocs dans une ancienne exploitation.

B - Montée de voûte par chutes successives de blocs du bas-toit.

C - Début de formation d’une cloche de fontis. Un cône d’éboulis commence à se former.

D - La cloche de fontis continue à se développer vers la surface. Le cône d’éboulis a rempli la cavité souterraine.

E - Le fontis débouche au jour provoquant l’effondrement des terrains de surface.

F - Suite à l’altération des terrains superficiels. Le fontis prend une forme d’entonnoir stable.

Figure 4 : Illustration du phénomène de fontis (Deck, 2002)

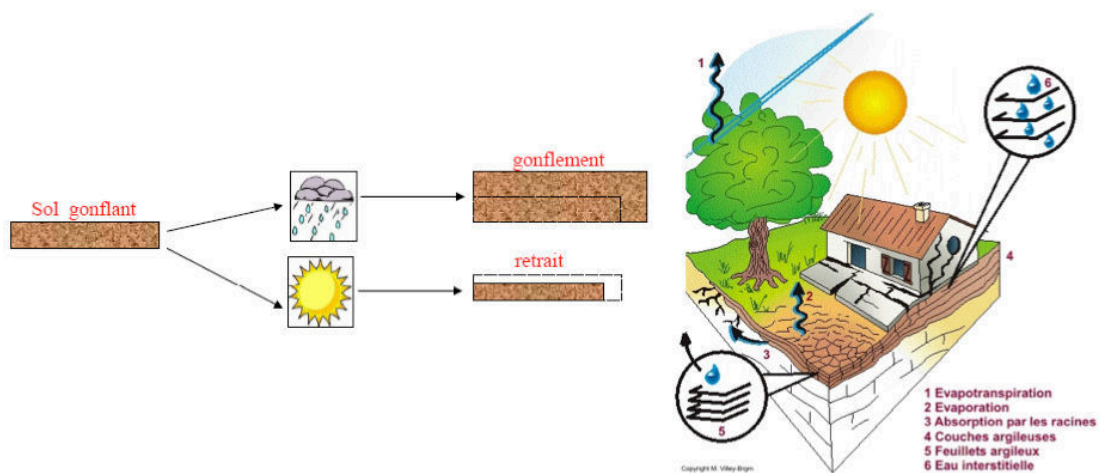


Figure 5 : Retrait - gonflement des terrains (BRGM)

En conséquence, les mouvements du terrain en surface peuvent être décrits selon différents paramètres comme le déplacement vertical, le déplacement horizontal, la pente, la courbure et la déformation horizontale du terrain. Ces mouvements de terrains, en présence d'un ouvrage, sont susceptibles d'être transmis aux bâtiments. Cette transmission du mouvement du terrain vers le bâtiment dépend des phénomènes d'interaction sol-structure permettant d'identifier le taux de transmission de ces mouvements. Ces phénomènes seront détaillés dans la section 3.

Ainsi, le comportement des bâtiments peut varier selon la nature du mouvement transmis et la nature du terrain et celle du bâti (interaction sol-structure). Dans la suite, on présente d'abord les mouvements de la surface en champs libre (pente, courbure et déformation horizontale des terrains) qui correspondent aux mouvements de la surface des terrains en l'absence de toute interaction avec un bâti. On présente ensuite la problématique de l'interaction sol-structure et de la prévision du taux de transmission de ces mouvements au bâti. On aborde enfin la question du comportement des bâtiments face à ces mouvements transmis.

### 2.1.1 Le déplacement vertical

Le déplacement vertical, tel que la cuvette d'affaissement cause des déplacements différentiels en surface.

Différentes études permettent de quantifier ce déplacement vertical dépendant de son origine. Pour les affaissements d'origine minière, il existe des méthodes empiriques analytiques, physiques et numériques (Aissaoui 1999). Certaines méthodes empiriques permettent par exemple de relier l'affaissement maximal à la distance par rapport au point d'inflexion de la cuvette d'affaissement et à la distance entre le bord de l'exploitation et le bord de la cuvette.

De même, différentes méthodes sont disponibles pour quantifier le déplacement vertical causé par des fontis. Des études permettent de mesurer le volume de la cloche des fontis (Vachat 1982). Abbas Fayad (2004) a proposé une méthodologie numérique afin d'estimer les mouvements induits par les fontis.

En ce qui concerne le creusement des tunnels, les déplacements verticaux sur une section en travers de l'axe du tunnel prennent l'allure d'une courbe en cloche, de forme gaussienne, centrée sur l'axe du tunnel (Schmidt 1969 et Peck 1969).

La Figure 6 représente le déplacement vertical ainsi que la pente de terrain et la courbure de terrains qui seront décrites en dessous. La forme présentée correspond typiquement aux mouvements induits par des affaissements miniers et le creusement de tunnels.

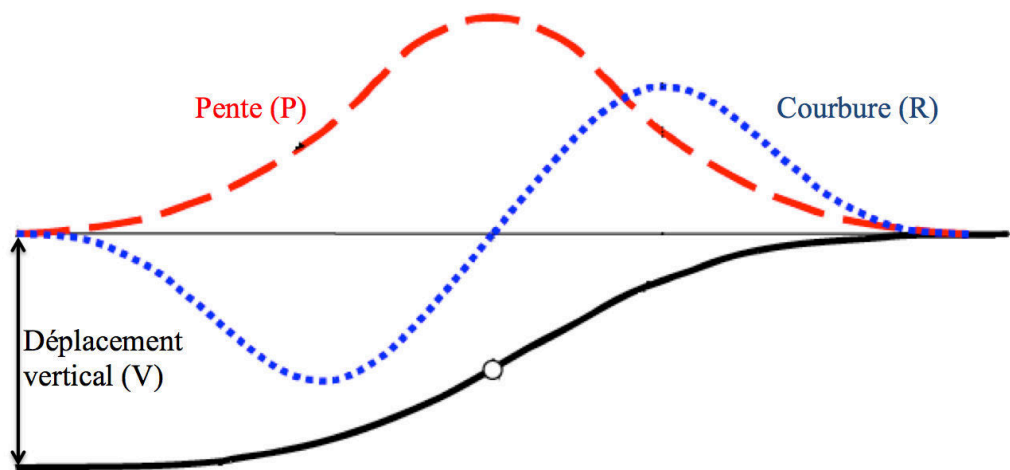


Figure 6 : Déplacement vertical (V), courbure (R) et pente (P) des terrains

### 2.1.2 La pente du terrain :

La pente du terrain est la dérivée du déplacement vertical (Figure 6). Différentes formules sont proposées dans la littérature pour estimer l'amplitude maximale de la pente vis-à-vis des affaissements miniers (Wagner et Schuman 1991, Salamon 1968, Kratzsch 1983)). On observe que la pente maximale est proportionnelle au rapport de l'affaissement maximal (parfois l'ouverture de l'exploitation) sur la profondeur de l'exploitation. L'ouverture de l'exploitation et l'affaissement maximal sont, en réalité, fortement corrélés, mais leur relation dépend également de la méthode d'exploitation, des terrains sus-jacents et de la profondeur des travaux. D'ici, d'après Wagner et Schumann (1991), le coefficient de proportionnalité peut varier entre 1,5 en Afrique du Sud à 2,75 en Angleterre par exemple.

### 2.1.3 La courbure du terrain :

La courbure du terrain est reliée à la dérivée seconde du déplacement vertical lorsque cette courbure reste grande.

Elle peut être de deux natures : concave ou convexe. Dans le cas des affaissements miniers ou du creusement des tunnels, la zone concave se situe vers le centre de la cuvette et la zone convexe vers les bords de la cuvette. Dans le cas du retrait-gonflement, les périodes de sécheresse en zone tempérées conduisent globalement à une courbure convexe du terrain sous le bâti.

Les auteurs qui se sont intéressés à la courbure des terrains et au comportement des bâtiments face à la courbure des terrains ont produit de nombreux schémas de comportement des structures en zone de courbure : Attewell et Yeates (1984), Boscardin et Cording (1989), Kratzsch (1983), Arcamone (1980), Soots (1969), Burland et al. (1977), Burland et Wroth (1974), Neuhaus (1965), Geddes (1984)...

#### 2.1.4 La déformation horizontale du terrain :

La déformation horizontale du terrain est un paramètre difficile à évaluer. Elle est liée aux déplacements horizontaux qui accompagnent les déplacements verticaux. Pour les mouvements d'origine minière, elle peut jouer un rôle significatif pour l'évaluation des dommages aux bâtiments (Kratchz 1983, Burland et Wroth 1974, Speck et Bruhn 1995). Il existe encore des équations permettant de l'estimer en fonction de la racine carrée de la courbure du terrain Deck (2002).

Vis-à-vis des mouvements associés aux fontis, creusement de tunnels et retrait-gonflement, les déplacements horizontaux ....

On ne s'intéresse pas à cette composante du mouvement dans notre travail de recherche présenté ici.

### 3 Interaction sol structure

Les bâtiments sont des structures susceptibles d'être endommagées lorsque leur terrain d'assise subit des mouvements (retrait-gonflement, affaissement minier, influence d'une excavation). Les mouvements de la surface du terrain dont la déformation horizontale et la courbure sont les deux principales composantes à l'origine des dégradations du bâti. L'influence de ces mouvements va dépendre des phénomènes d'interaction sol-structure qui permettent de répondre aux questions suivantes : dans quels cas les mouvements des terrains, déformation horizontale et courbure, se transmettent-ils à la structure ? Quelle est l'influence des propriétés mécaniques du terrain et des structures sur leur comportement respectif vis-à-vis de chaque mouvement des terrains ?

Ces questions sont nécessaires pour identifier clairement la sollicitation de la structure, les déplacements imposés et les efforts appliqués. Leur étude repose sur l'appréhension des phénomènes d'interaction sol-structure qui dépendent entre autre de la rigidité de la structure. Lorsque la rigidité de la structure est importante par rapport à celle du terrain, les mouvements des terrains ne se transmettent pas intégralement à l'ouvrage (Figure 7). Une structure souple par rapport au terrain se déplace et se déforme avec le terrain sans le perturber de manière significative. Les déplacements du terrain en champ libre se transmettent donc en quasi-totalité au bâti. Une structure rigide offre une résistance aux mouvements et déformations du terrain et donc en perturbe les mouvements et le comportement. Les déplacements du terrain en champ libre ne se transmettent donc pas en totalité au bâti.



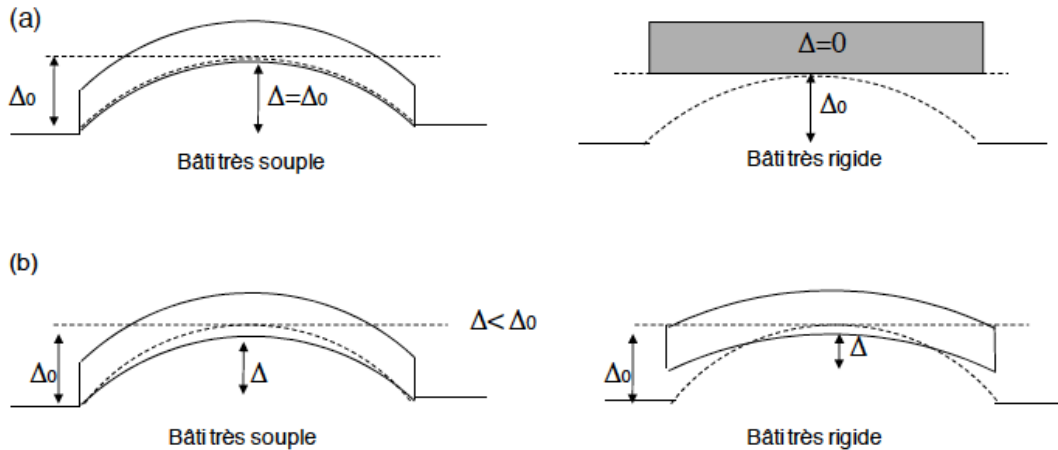


Figure 7 : Tassement du sol et du bâti a) sans prendre en compte l'effet de l'interaction sol structure, b) avec l'interaction sol-structure

Pour étudier l'influence des mouvements des terrains sur les bâtiments, tout en tenant compte des phénomènes d'interaction sol-structure, il convient d'évaluer d'abord la déflexion maximale du bâti  $\Delta$  en fonction de la déflexion en champ libre  $\Delta_0$  (hypothèse que les mouvements du terrain se transmettent intégralement au bâti). Les différentes approches proposées mettent en évidence la nécessité de distinguer deux mouvements de terrains :

- La déflexion en champ libre  $\Delta_0$  qui caractérise la déflexion maximale que le bâtiment est susceptible de subir sous l'hypothèse que la totalité du mouvement de terrains lui est transmise. Il existe une relation géométrique entre la courbure du terrain  $R$ , la déflexion  $\Delta_0$  et la longueur du bâtiment  $L$  (Burland et Wroth 1974, Kratzch 1983) :
 
$$\Delta_0 = L^2/8R. \quad (1)$$
- La déflexion finale du bâtiment (assez difficile à déterminer) qui peut significativement être inférieure à  $\Delta_0$  compte tenu des phénomènes d'interaction sol structure.

Potts & Addenbrooke (1997) ont présenté une approche numérique qui considère la rigidité du bâtiment et celle du terrain lors de la prévision des déformations des bâtiments dues au creusement d'un tunnel. Les bâtiments étaient représentés par des poutres élastiques avec un module de Young  $E$ , un moment d'inertie  $I$  et une section  $A$ . Ils ont trouvé que la rigidité du bâtiment affecte la déflexion transmise par le sol au bâti.

Deck et Singh (2010) ont utilisé un modèle analytique basé sur le modèle de Winkler pour calculer le taux de transmission de la déflexion  $\Delta/\Delta_0$ . Les résultats obtenus peuvent se représenter sous la forme d'une courbe reliant le taux de transmission de la déflexion en fonction de la rigidité relative en flexion. D'après ce graphe, un bâtiment assez rigide par rapport au terrain aura un taux de transmission assez faible, et inversement pour un bâti assez souple. La Figure 8 représente le taux de transmission maximal de la déflexion  $\Delta/\Delta_0$  en fonction du coefficient de rigidité relative en flexion  $\rho^*$ . Ce coefficient de rigidité étant relié au module de réaction du sol  $K$ , à la rigidité à la flexion  $EI$  et à la largeur  $B$  du bâti :

$$\rho^* = \frac{EI}{KBL^4} \quad (2)$$



Basmaji et al. (2014) ont développé un modèle analytique afin de tenir compte de l'influence des déformations associées au cisaillement dans le sol sur le calcul du taux de transmission de la déflexion d'un ouvrage impacté par des mouvements de terrains. Ces résultats conduisent à s'interroger sur l'évolution de la rigidité des bâtiments avec les tassements qu'ils subissent. En effet, le calcul du taux de transmission de la déflexion  $\Delta/\Delta_0$  repose jusqu'à présent sur l'hypothèse d'un comportement élastique du bâti. En réalité, on peut craindre que cette déflexion transmise s'accompagne d'une dégradation du bâti, comme on le verra dans les sections suivantes. Cette dégradation devrait s'accompagner d'une réduction de la rigidité du bâti qui aura alors une influence sur la prévision de  $\Delta/\Delta_0$ . Il apparaît alors intéressant de caractériser le comportement des ouvrages en maçonnerie en établissant des relations entre la rigidité, la déflexion transmise  $\Delta$  et la sévérité du dommage. Ces résultats pourront alors être introduits dans les modèles d'interaction sol-structure.

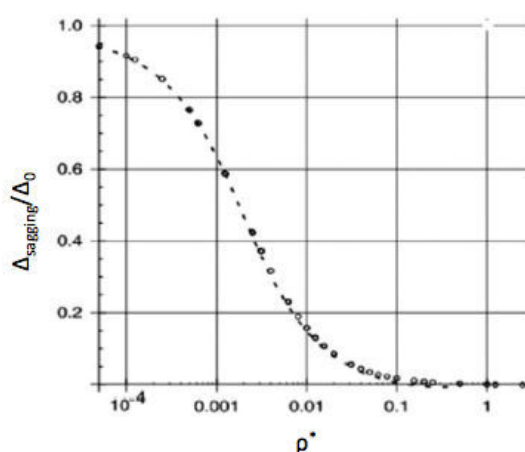


Figure 8 : Taux de transmission maximal de la déflexion en fonction du coefficient de rigidité relative en flexion (Deck et Singh 2010)

#### **4 Comportement des bâtiments face aux mouvements de terrains**

Les divers mouvements de terrains précédemment décrits correspondent à des mouvements en champ libre. En présence d'une structure, ils sont susceptibles d'être en partie transmis aux bâtiments. L'étude et l'évaluation du taux de transmission de ces mouvements fait l'objet de nombreuses études comme déjà noté dans la section précédente.

Les mouvements transmis aux bâtiments ont des conséquences sur ces derniers qui peuvent alors être endommagés. On s'intéresse dans cette partie à présenter les conséquences des mouvements des terrains sur les bâtiments

Schématiquement, la Figure 9 illustre les déplacements et les déformations induits par les mouvements de terrains sur une structure. On rappelle que notre travail de thèse s'intéresse aux mouvements induisant des tassements différentiels (tassement vertical uniforme, inclinaison, courbure), sans prendre en compte l'effet de la déformation horizontale.

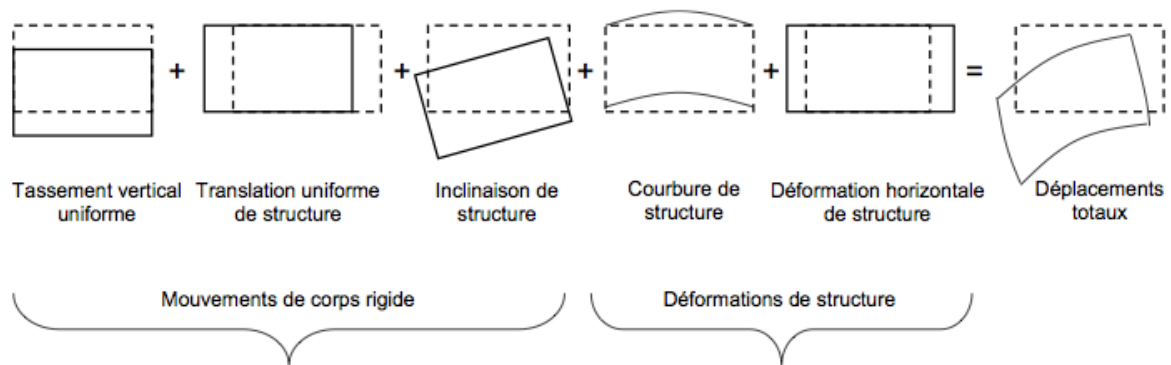


Figure 9 : Comportements d'une structure associés aux mouvements de terrains structuraux (Geddes, 1984)

#### 4.1 Effet de la déformation de terrains

Nombreux chercheurs ont étudié l'effet de la déformation horizontale des terrains sur le comportement des structures (Kratzsch 1983, Arcamone 1980, Soots 1969, Burland et al. 1977, Burland et Wroth 1974, Neuhaus 1965, Geddes 1984, ...).

Les déformations peuvent avoir un effet sur les parois verticales et horizontales en contact avec le terrain. On distingue l'effet des déformations selon qu'il s'agit de déformations d'extension ou de compression. Une déformation horizontale de compression des terrains cause une poussée des terrains sur les murs enterrés de la structure, sur les faces extérieures des murs. Ces dégradations résultantes peuvent être des fissures horizontales dans la structure à proximité du terrain. Une déformation d'extension cause une poussée des terrains sur les faces intérieures des fondations. Ces dégradations résultantes correspondent souvent à des fissures globalement verticales (Deck, 2002). Pour les deux cas, il peut également exister un frottement des terrains le long des surfaces horizontales sous la structure, et le long des murs verticaux parallèles au sens de la déformation. Les contraintes de cisaillement associées à ce frottement peuvent entraîner une flexion de la structure (Geddes, 1980).

#### 4.2 Effet de la courbure du terrain

La courbure du terrain peut être concave ou convexe. Dans le cas d'une cuvette d'origine minière ou associée au creusement d'un tunnel, la zone concave se situe vers le centre de la cuvette et la zone convexe vers les bords de la cuvette. Les auteurs qui se sont intéressés au comportement des structures en zone de courbure ont produit de nombreux schémas : Attewell et Yeates (1984), Boscardin et Cording (1989), Kratzsch (1983), Arcamone (1980), Soots (1969), Burland et al. (1977), Burland et Wroth (1974), Neuhaus (1965), Geddes et Kennedy (1984), Potts et Addenbrooke (1997), Franzius et al. (2005)...

La Figure 10 reproduit 7 schémas numérotés de "a" à "g" et la Figure 11 reproduit les résultats de deux expériences sur des modèles réduits afin de visualiser les conséquences de la courbure des terrains sur une structure.

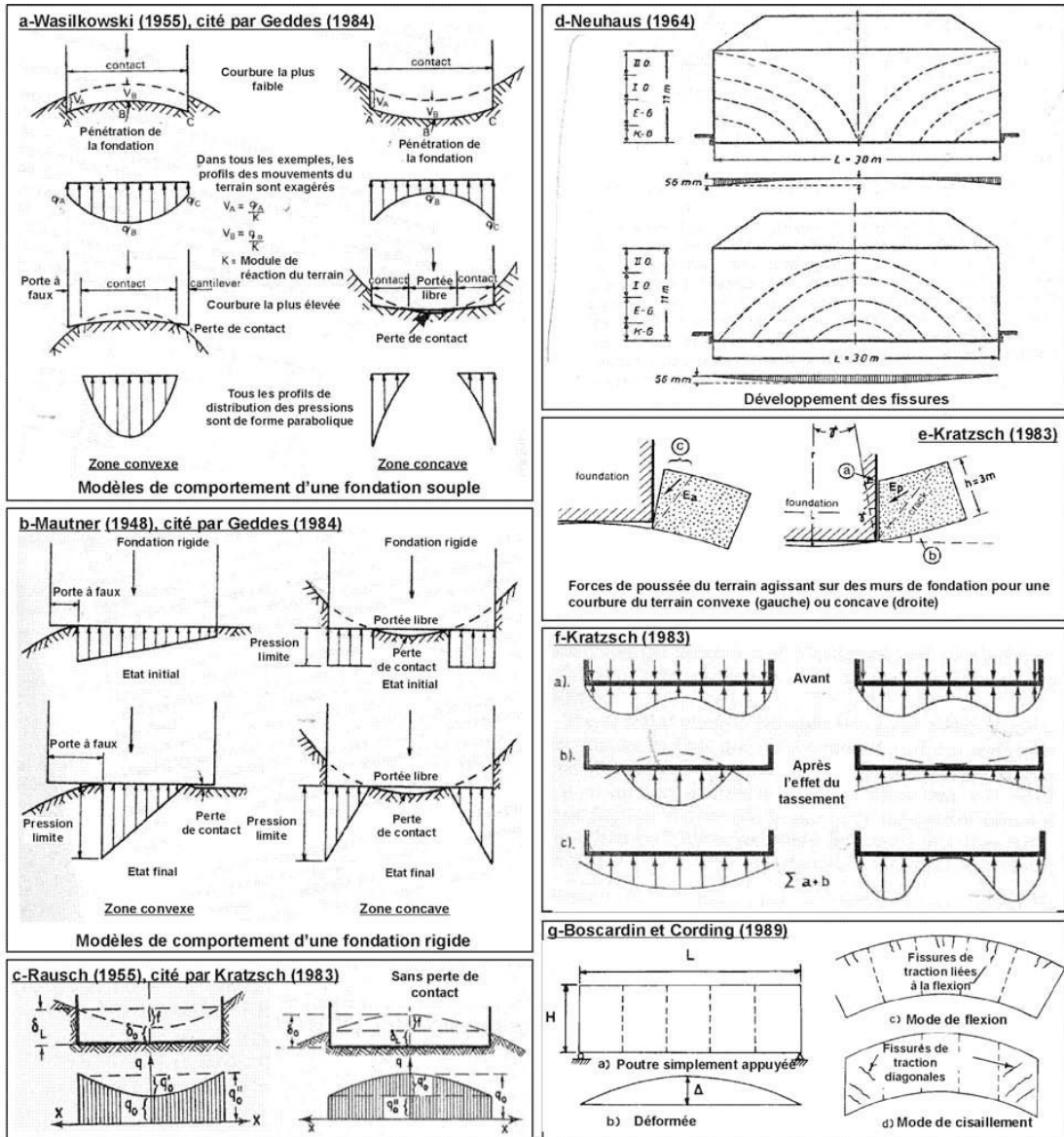
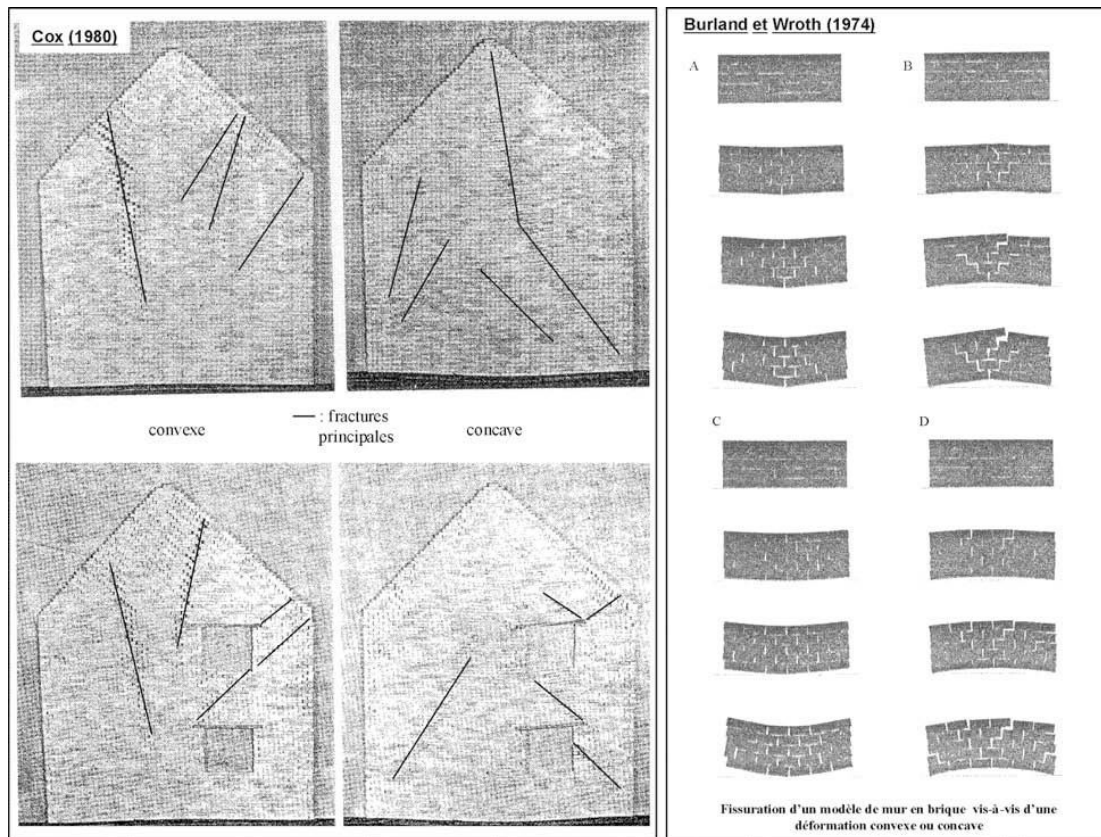


Figure 10 : Schémas représentant les comportements possibles d'une structure vis-à-vis de la courbure des terrains selon différents auteurs (a à g) – Deck (2002).



**Figure 11 : Expériences mettant en évidence le comportement d'une structure en maçonnerie et l'orientation de la fissuration – Deck (2002)**

- La zone concave conduit globalement à une augmentation des contraintes verticales sous les extrémités de la structure (Figure 10-a, b, c et f). La zone convexe conduit globalement à l'effet inverse et donc à une augmentation des contraintes verticales sous le centre de la structure (Figure 10-a, b, c et f).
- Selon la rigidité du terrain et de l'ouvrage et selon l'importance de la courbure, la structure peut se retrouver décollée à ses extrémités ou en son centre (Figure 10-a, b et f).
- La courbure du terrain entraîne une sollicitation de la structure par flexion et par cisaillement (Figure 10-g). Les dégradations associées à ces deux modes de sollicitation ne sont pas localisées aux mêmes endroits, même si elles sont toutes les deux liées à une rupture par traction des matériaux de la structure.
- Sur les parties enterrées de la structure, la courbure du terrain peut être à l'origine d'une poussée en zone concave et d'un décollement en zone convexe (Figure 10-e). Cette poussée ou ce décollement se cumule à ceux provoqués par la déformation horizontale du terrain qui a les mêmes effets.
- Lorsque la structure est dégradée, l'orientation des fissures dépend du sens de la courbure. La Figure 11 permet de visualiser les fissures dans des murs en maçonnerie selon le sens de la courbure. L'expérience de Cox (1980) montre également l'influence des ouvertures, dans les murs, sur leur répartition. Burland et Wroth (1974) illustrent l'orientation et la localisation des fissures selon la courbure et le mode de sollicitation (flexion ou cisaillement). D'une manière générale une courbure concave du terrain génère des fissures inclinées, concentrées vers le bas de l'ouvrage et orientées depuis les extrémités inférieures de l'ouvrage vers son centre. Une courbure convexe à un

effet contraire, avec des fissures concentrées dans la partie supérieure de la structure et orientées depuis le centre de l'ouvrage vers ses extrémités supérieures. Ce résultat est sensiblement cohérent avec la Figure 10-d.

## **5 La vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie**

L'étude de la vulnérabilité des ouvrages nécessite de prévoir le comportement des structures et d'estimer le dommage qu'elles sont susceptibles de subir à la suite de mouvements de terrains d'origine naturelle ou anthropique.

Pour évaluer la vulnérabilité des bâtiments, il existe plusieurs méthodes. En particulier, on peut utiliser des fonctions de vulnérabilité associées à un type de bâti et qui définissent les dommages en fonction de l'intensité de l'aléa. Ces fonctions de vulnérabilités ont été développées vis-à-vis de nombreux aléas différents (séismes (McGuire (2004), Hazus(1999)), affaissements miniers (Saeidi (2009)), volcans (Spence et al. (2005))...). Leur développement est toujours basé sur une définition de la typologie des bâtiments et le choix d'au moins un critère d'intensité de l'aléa à partir duquel seront estimés les dommages dans les bâtiments.

Les paragraphes suivants présentent les différentes méthodes existantes permettant d'évaluer la vulnérabilité des ouvrages vis-à-vis de tassements différentiels. Différentes échelles de dommages des bâtiments sont présentées. On décrira en particulier la méthode analytique de Burland (1977) qui est ensuite utilisée dans le chapitre 2 pour mener une étude de sensibilité des dommages selon la typologie et les propriétés des bâtiments et développer des courbes de fragilité.

### **5.1.1 Echelles de dommage des bâtiments**

La bibliographie nous fournit plusieurs échelles de dommage des bâtiments dont chacune se caractérise par le nombre des niveaux de dommages proposés : National Coal Board (1975), Burland (1997), Stacey et Baker (1992), Bhattacharya et Singh (1984), Pellisier et al. (1992), Ji-Xian (1985), et Bruhn et al. (1982). Les niveaux de dommages proposés par ces échelles peut varier entre deux niveaux (superficiels et problématiques) dans l'échelle de Stacey et Baker (1992) à six niveaux de dégradation (négligeables, très légères, légères, modérés, sévères et très sévères) dans l'échelle de Burland (1995). Le Tableau 1 représente les échelles de dommages relatives aux auteurs notés précédemment:

**Tableau 1 : Echelles de classification des dégradations selon différents auteurs**

<b>échelle de classification des dégradations selon le National Coal Board (1975)</b>	
Négligeables ou très légères	Changement de longueur de la construction inférieure à 0,1 % ; fissures très légères dans les plâtres. Peut-être de légères fissures isolées dans la construction, non visibles de l'extérieur.
Légères	Changement de longueur de la construction compris entre 0,1 et 0,2 % ; plusieurs fissures légères visibles à l'intérieur de la construction. Les portes et fenêtres peuvent se coincer. Des réparations aux murs et plafonds peuvent être nécessaires.
Appréciables	Changement de longueur de la construction compris entre 0,2 et 0,3 % ; fissures légères visibles de l'extérieur. Les portes et fenêtres sont coincées, les canalisations sont rompues.
Sévères	Changement de longueur de la construction compris entre 0,3 et 0,4 % ; les canalisations sont rompues, fractures ouvertes dans les murs, châssis des portes et fenêtres tordus, sols en pente, murs hors d'aplomb ou bombés, quelques déchaussements des poutres. En cas de compression, chevauchement des joints dans les toits et soulèvement des murs en briques avec fissures horizontales.
Très sévères	Changement de longueur de la construction supérieur à 0,5 % ; comme précédemment, mais pire. La construction doit être reconstruite partiellement ou complètement. Les poutres des planchers et de la toiture sont déchaussées et nécessitent d'être étayées. Inclinaison importante des planchers. En cas de compression, gauchissement et bombement sévères des murs et du toit.
<b>échelle de classification des dégradations selon Burland (1995)</b>	
Négligeables	Fissures superficielles inférieures à 0,1 mm
Très légères	Fissures légères facilement traitées par des travaux de décoration. Dégradations généralement restreintes aux finitions des murs intérieurs. Une inspection attentive peut révéler des fissurations extérieures dans les murs en briques ou les maçonneries. Les fissures typiques atteignent 1 mm.
Légères	Fissures faciles à combler. Une redécoration est généralement nécessaire. Des fissures récurrentes peuvent être masquées par des alignements appropriés. Les fissures peuvent être visibles à l'extérieur et certaines reprises peuvent être nécessaires pour assurer l'étanchéité. Les portes et fenêtres peuvent coincer largement. Les fissures typiques atteignent 5 mm
Appréciables	Les fissures nécessitent d'être ouvertes et traitées par un maçon. Reprise nécessaire des murs en briques extérieurs avec possibilité d'une petite quantité à remplacer. Les portes et fenêtres coincent. Les canalisations peuvent être rompues. Les fissures typiques sont comprises entre 5 et 15 mm ou plusieurs d'environ 3 mm.
Sévères	D'importants travaux de réparations des murs sont nécessaires, nécessitant parfois une démolition partielle, en particulier autour des portes et fenêtres. Les portes et fenêtres sont tordues, le sol notablement incliné. Les murs sont hors d'aplomb ou bombés, perte de portance de certaines poutres. Le service des canalisations est interrompu. Les fissures typiques sont comprises entre 15 et 25 mm, mais dépendent également de l'espacement entre fissures.

Très sévères	Une réparation majeure de l'ouvrage est nécessaire, nécessitant une reconstruction partielle ou totale. Perte de portance des poutres, les murs penchent dangereusement et nécessitent d'être étayés. Les fenêtres sont rompues et tordues. Risque d'instabilité. Les fissures typiques sont supérieures à 25 mm, mais dépendent l'espacement entre fissures
<b>échelle de classification des dégradations selon Bhattacharya et Singh (1984)</b>	
Architecturales	Fissures de petites dimensions dans les plâtres, coincement des portes et des fenêtres.
Fonctionnelles	Instabilité de certains éléments structuraux, blocage des portes et fenêtres, l'utilisation de la construction est réduite.
structurelles	Caractérisée par la dégradation des éléments structuraux principaux. Possibilité de rupture de certaines parties. Une reconstruction partielle ou totale est nécessaire, risque de danger pour les occupants.
<b>échelle de classification des dégradations selon Pellisier et al. (1992)</b>	
Pas de fissurations	Déformation des murs inférieure à 0,01 %
Négligeables	Déformation des murs comprise entre 0,01 % et 0,05 %, fissures typiques inférieures à 0,3 mm
Très faibles à faibles	Déformation des murs comprise entre 0,05 % et 0,1 %, fissures typiques inférieures à 2 mm
Moyennes à importantes	Déformation des murs supérieure à 0,1 %, fissures typiques inférieures à 10 mm
Très importantes	Déformation des murs supérieure à 0,1 %, fissures typiques supérieures à 10 mm
<b>échelle de classification des dégradations selon Ji-Xian (1985)</b>	
1	Un faible nombre de petites fissures dans les murs n'excédant pas 4mm. Généralement pas de réparations.
2	Fissures dans les murs comprises entre 4 et 10 mm. Chute de plâtres, portes et fenêtres ont un aspect penché, dégradations observées aux points de supports des poutres. Réparations mineures.
3	Murs penchés et fissurés (10 à 20 mm), planchers fissurés ou soulevés, déplacements aux points supports des poutres. Réparations moyennes.
4	Fissures dans les murs supérieures à 20 mm. Fissures horizontales, inclinaisons et déplacements des murs avec bombement vers l'intérieur ou l'extérieur. Ruptures en certains endroits, certains murs peuvent s'effondrer. Extrémités des poutres fortement déplacées, soulèvement du toit. Réparations majeures.
<b>échelle de classification des dégradations selon Bruhn et al. (1982)</b>	
Légères	Fissures superficielles dans un ou plusieurs murs de soubassement et éventuellement dans la dalle du sol. Certaines fissures dans les murs périphériques causent une perte de l'étanchéité des murs. Une reprise est

	requise dans quelques ou tous les murs.
modérées	Fissures dans un ou plusieurs murs de soubassement et éventuellement dans la dalle du sol. Certains murs et fondations nécessitent d'être remplacés et certaines reprises doivent être faites localement.
Sévères	Fissures dans un ou plusieurs murs de soubassement et dans la dalle du sol. Instabilité possible des murs et perte de support de la superstructure qui requière des étayements et des consolidations. Des travaux importants sont nécessaires pour reconstruire des murs et des fondations et pour remplacer la dalle
Très sévères	Fissures typiquement dans tous les murs de soubassement et dans la dalle du sol. Instabilité possible de plusieurs murs et perte de support de la superstructure qui requière des étayements et des consolidations importantes. Généralement, la reconstruction des murs de soubassements, des fondations et de la dalle du sol est nécessaire.
<b>échelle de classification des dégradations selon Stacey et Bakker (1992)</b>	
superficielles	Pas de description
problématiques	Pas de description

Deck (2002) a essayé de positionner ces différentes échelles les unes par rapport aux autres. Il a proposé une harmonisation de ces échelles selon le Tableau 2. On constate que les différences concernent principalement les dégradations peu importantes. En effet, les dégradations observées, lors des affaissements miniers, sont souvent suffisamment modérées pour qu'il soit davantage nécessaire de distinguer les faibles dégradations les unes par rapport aux autres que d'affiner la distinction entre les fortes dégradations. Par ailleurs, Burland (1997) fait remarquer que la distinction entre les dégradations légères et modérées est essentielle car les dégradations légères peuvent être d'origine très différente (pathologie courante des constructions).

**Tableau 2 : Comparaison et équivalence entre les différentes échelles de classification des dégradations – d'après Deck (2002)**

Stacey and Baker (1992)	Bhattacharya and singh (1984)	Pellisier et al (1992)	Ji-Xian (1985)	Bruhn et al (1982)	NCB (1975)	Burland (197)
superficielles superficielles	Architecturales Fonctionnelles	Pas de fissurations	1	Légères modérées Sévères	Négligeables ou très légères	Négligeables
		Négligeables	2			Très légères
		Très faibles à faibles			Légères	Légères
problématiques	Architecturales Fonctionnelles	Moyennes à importantes	3	Très sévères	Appréciables	Appréciables
				Légères	Sévères	Sévères
	structurelles	Pas de fissurations	4	Modérées	Très sévères	Très sévères

L'échelle conservée dans notre travail de thèse est celle de Burland dans la mesure où les développements proposés reposent sur l'utilisation de la méthode de Burland. On détaillera la méthode de Burland pour catégoriser le dommage et on expliquera les paramètres seuils utilisés dans la section 5.2.3.1. On notera également que la largeur de fissuration notée dans cette échelle ne suffit pas pour évaluer la sévérité de dommage, mais que c'est la facilité de réparation qui compte essentiellement.

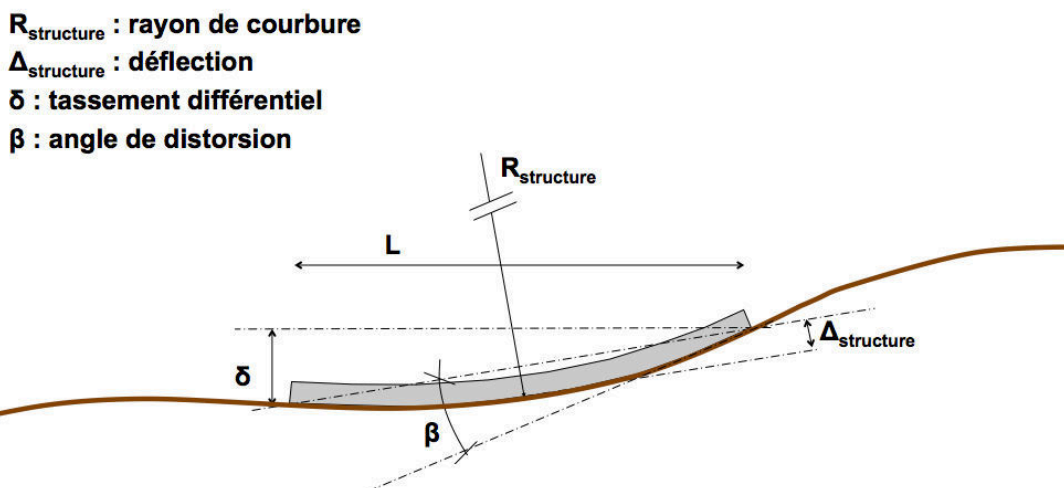


## 5.2 Méthodes de prévision de dommages des bâtiments

De nombreuses méthodes sont présentes dans les références bibliographiques pour étudier les dommages des bâtiments. Le dommage d'une structure est évalué soit par des méthodes empiriques qui se basent sur des valeurs seuils de certains paramètres du mouvement de terrains ou du bâtiment, soit sur des abaques multi-paramètres, soit sur des méthodes pondérales multicritères, soit enfin par des méthodes analytiques.

La Figure 12 représente quelques mouvements des bâtiments auxquels des valeurs seuils sont affectées.

Parmi les différentes grandeurs qui peuvent être utilisées, nous retenons la déflexion relative  $\Delta/L$  qui est majoritairement utilisée. Ce ratio correspond au rapport entre la déflexion maximale du bâtiment et sa longueur. La ligne de référence (déflexion zéro) est la ligne qui relie les deux extrémités du bâtiment. Cette grandeur permet de caractériser le tassement différentiel indépendamment de la rotation d'ensemble de la structure. La Figure 12 explicite par ailleurs les relations entre ce paramètre et la courbure ou l'angle de distorsion, sous l'hypothèse d'une courbure circulaire.



**Pour une courbure circulaire :**

$$\Delta_{\text{structure}}/L = L/8R = \beta/4$$

Figure 12 : Définition de quelques mouvements auxquels des seuils sont affectés

### 5.2.1 Valeurs seuils

Plusieurs valeurs seuils des différents paramètres qui décrivent le mouvement d'une structure sont proposées dans les références bibliographiques. Elles permettent une catégorisation des dommages des bâtiments ou une description des dommages selon ces seuils. On présente dans cette section différentes valeurs limites de plusieurs paramètres avec leur description relative du dommage.

Les tableaux 3, 4, 5 et 6 représentent des valeurs seuils de la distorsion angulaire (Skempton et Mac Donald (1956), Meyerhof (1979) et Bjerrum (1963)), du tassement des bâtiments anciens (Bozozuk), le tassement maximal selon le type des fondations (Terzaghi et Peck 1948, Tomlinson 1980, Skempton et Mac Donald 1956, Polish et Tokar 1967).

**Tableau 3 : Description du dommage selon la valeur de la distorsion angulaire – Skempton et MacDonald**

Distorsion angulaire	Ratio de déflexion équivalent	Caractéristique de la situation
1/300	1/1200	Fissuration des panneaux dans les bâtiments à ossature de type traditionnel
1/150	1/600	Dommages structurels des poutres
1/500	1/2000	Limites pour éviter les fissures
1/1000	1/4000	Limites pour éviter les dommages de tassement

(1956)

**Tableau 4 : Description du dommage selon la valeur du tassement et de la pente des bâtiments anciens, (Bozozuk 1962).**

Tassement (cm)	Pente	Dommage
<5	1/180	Pas de dommage
5-10	1/120	Léger
10-15	1/90	Modéré
>15	1/50	sévère

**Tableau 5 : Tassement maximal admissible selon le type des fondations et le type de sol (fondations isolés : poutres, fondations continues : dalle et radier)**

Tassement maximal admissible (cm)	Type du sol et de fondation		résumé
2,5	Sable	Isolée	Terzaghi et Peck (1948)
5	Sable	Continue	Tomlinson (1980)
4	Sable	Isolée	Skempton et MacDonald (1956)
4,5-6,5	Sable	Continue	Skempton et MacDonald (1956)
6,5	Argile	Isolée	Skempton et MacDonald (1956)
6,5-10	Argile	continue	Skempton et MacDonald (1956)

**Tableau 6 : Tassement admissible d'après Polshin et Tokar (1957).**

Type du bâtiment et de la fondation	Tassement admissible (cm)
Construction avec des murs en briques sur des fondations continues avec un ratio longueur de mur L sur sa hauteur $H > 2,5$	5,5
Construction avec des murs en briques sur des fondations continues avec un ratio longueur de mur L sur sa hauteur $H < 1,5$	6,5
Construction avec des murs en briques renforcés avec du béton armé ou par des ceintures de briques renforcées	10
Bâtiment en portique, ossature	6,5
Fondation en béton armé des cheminées, silos, châteaux d'eau	20

Mine subsidence engineering (2007) a regroupé, pour différents types de bâtiments, les valeurs limites du ratio de déflexion données par différents auteurs, comme Bray

et Branch (1988), Lax Holla (1992), Woodburn (1979), Granger (1991), Australian Standard AS 2870 (1996). Le Tableau 7 représente différentes valeurs seuils du ratio de déflexion données par d'autres auteurs.

**Tableau 7 : Limites du ratio de déflexion selon différents auteurs**

Référence	Type de construction	Dégradation (description, ou catégorie)	Ratio de déflexion $\Delta/L$	
Polshin et Tokar (1957), cités par Bell (1988), Gardner et Hibberd (1961), Geddes (1984), Bell (1992) et Triplett et al. (1992)	Constructions civiles et *** à plusieurs étages avec $L/H \leq 3$		sable et argile dure : $\Delta/L = 0,0003$ argile plastique : $\Delta/L = 0,0004$	
	Constructions civiles et *** à plusieurs étages avec $L/H \geq 5$		sable et argile dure : $\Delta/L = 0,0005$ argile plastique : $\Delta/L = 0,0007$	
	Constructions à un seul étage		sable et argile dure : $\Delta/L = 0,001$ argile plastique : $\Delta/L = 0,001$	
Règles de construction des fondations en URSS (1983), cité par Klepikov (1989)	Constructions multi-étagées avec murs porteurs [fondations continues] réalisés en larges panneaux		$2\Delta/L = 0,0016$	
	réalisés briques ou blocs, sans renforcement		$2\Delta/L = 0,002$	
	réalisés briques ou blocs, avec renforcement [reinforced concrete chords]		$2\Delta/L = 0,0024$	
Bhattacharya et Singh(1984) et Triplett et al. (1992)	Constructions en briques et maçonneries	architecturales	$\Delta/L = 0,0003$	
		fonctionnelles	$\Delta/L = 0,0005$	
URSS, cité par Klepikov (1989) (Constructions civiles avec des murs porteurs en maçonnerie sans mesures constructives de renforcement, bâties en zones minières)	Constructions publiques d'importance particulière, comme le monuments ou les constructions possédant de grands halls d'une portée supérieure à 18 m	tolérable	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,002$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0018$	
		ultime	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0036$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0022$	
		tolérable	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0024$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0022$	
		ultime	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,004$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0026$	
	Constructions résidentielles, hôtels	tolérable	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0028$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0022$	
		ultime	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,004$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0026$	
	Bâtiments institutionnels, de service publics, d'alimentation	tolérable	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,0032$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0024$	
		ultime	1 à 3 étages : $2\Delta/L = 0,004$ 4 à 5 étages : $2\Delta/L = 0,0026$	
	Mine subsidence engineering (2007)	Solid masonry	tolérable	0,00025
		Articulated masonry	tolérable	0,00125
		Reinforced articulated masonry	tolérable	0,00166
		Masonry veneer	tolérable	0,00125
Articulated masonry veneer		tolérable	0,002	

	Reinforced articulated masonry veneer	tolérable	0,0033
	Timber or steel clad in fibro or weatherboard	tolérable	0,0033
	Steel or concrete frame with brick infill	tolérable	0,001
	Steel or concrete frame without infill		0,002

Ce tableau permet de dire que les valeurs acceptables du ratio de déflexion pour les bâtiments en maçonnerie peuvent varier entre un maximum de 1/300 pour les maçonneries renforcées, et un minimum de 1/4000 pour les maçonneries en briques pleines.

La diversité des valeurs limites et des valeurs seuils du ratio de déflexion nécessite une comparaison de ces valeurs ainsi que de faire un point sur la variabilité des seuils de ce paramètre selon les typologies des bâtiments souffrant impactés.

La Figure 13 représente une comparaison des valeurs seuils du ratio de déflexion selon différents auteurs, pour chaque sévérité de dommage. La nomination des catégories de dommage se base sur l'échelle de dommage de Burland présentée dans le tableau 8.

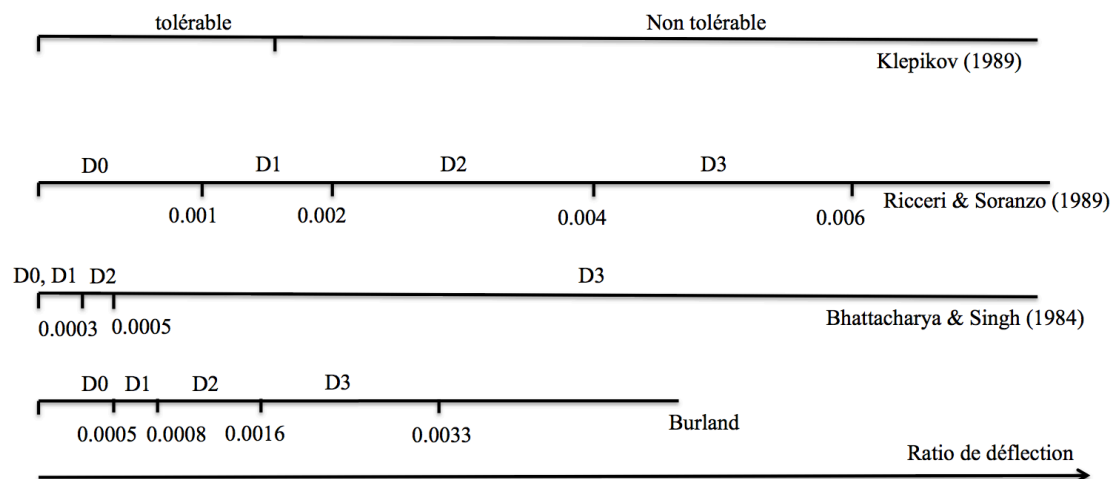


Figure 13 : Valeurs seuils du ratio de déflexion pour chaque catégorie de dommage selon différents auteurs

On présente trois abaques permettant de définir le niveau de dommages en fonction de la longueur de l'ouvrage et la déformation horizontale des terrains (NCB 1975, Wagner et Schumann 1991), ou en fonction de la pente et de la déformation horizontale (Wagner et Schumann 1991). La présentation de ces abaques est mise en œuvre afin de montrer que des paramètres liés aux propriétés des bâtiments (longueur du bâti par exemple) peuvent intervenir dans l'estimation de la sévérité du dommage des bâtis. Nous rappelons en effet que notre travail de recherche, détaillé dans les chapitres suivant, ne tient pas en compte la déformation horizontale du terrain, mais se concentre autour des mouvements dus aux tassements des terrains.

#### – Longueur de l'ouvrage et déformation horizontale

Un des plus anciens abaques présentés en ce domaine est celui du National Coal Board (NCB, 1975), se basant sur la déformation horizontale de terrains et la longueur

du bâtiment pour définir la catégorie du dommage du bâtiment impacté par un affaissement minier (Figure 14). Le National Coal Board l'a présenté comme «un guide général pour la prédiction de l'intensité des dégradations» qui doit être accompagné «d'une expertise difficilement réductible à des grandeurs quantifiables et dont on ne peut s'acquitter que par une grande expérience des structures de différentes époques et modes de construction». Cependant, l'utilisation de la déformation horizontale du terrain pose ici question puisqu'elle n'est pas nécessairement celle transmise au bâti. Geddes et Kennedy (1984) ont noté que l'abaque conserve toute son utilité en considérant que cette déformation horizontale est en réalité la déformation moyenne de terrains le long du bâtiment, et en supposant qu'il n'y a pas d'interaction entre la structure et le terrain puisque les mouvements de ce dernier ne sont pas perturbés par la structure.

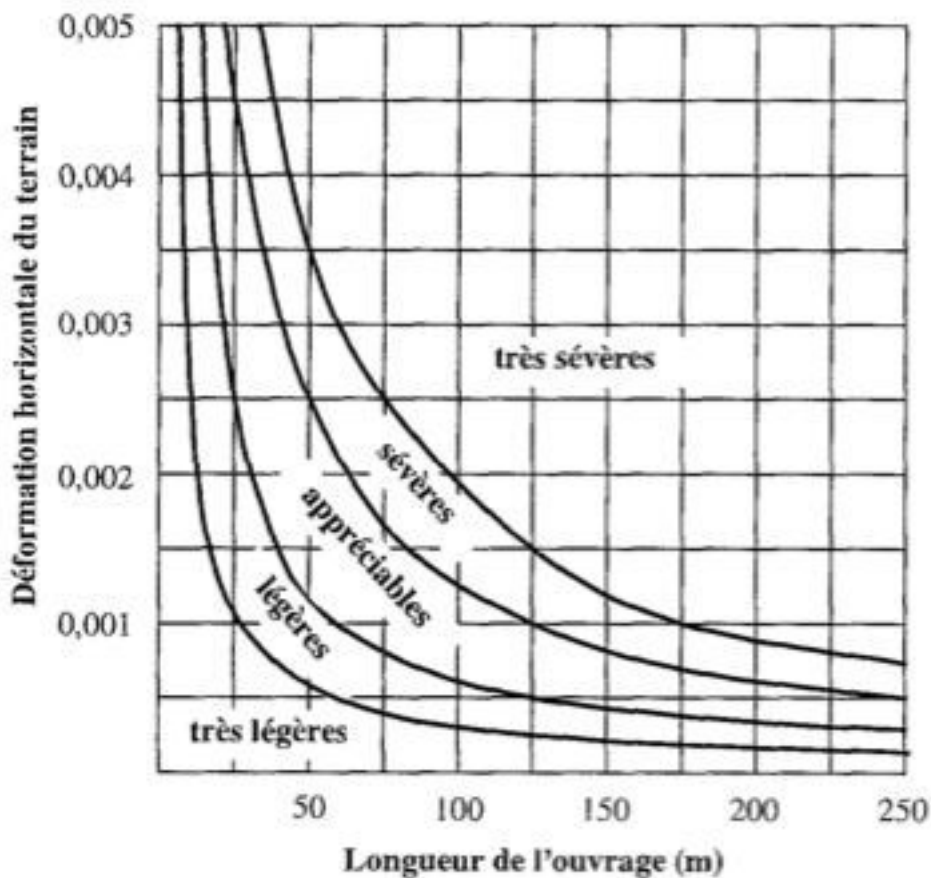


Figure 14 : Abaque de prévision des dégradations du bâtiment en fonction de la longueur de l'ouvrage, et de la déformation horizontale du terrain, d'après National Coal Bord (1975)

#### – Pente et déformation horizontale

Wagner et Schumann (1991) ont élaboré un abaque en fonction de la pente du terrain et de la déformation horizontale pour la prévision des dégradations des bâtiments (Figure 15). Cela permet une évaluation de dommage avec plus de précision car ces deux paramètres sont liés aux mouvements qui sont la source de dommage.

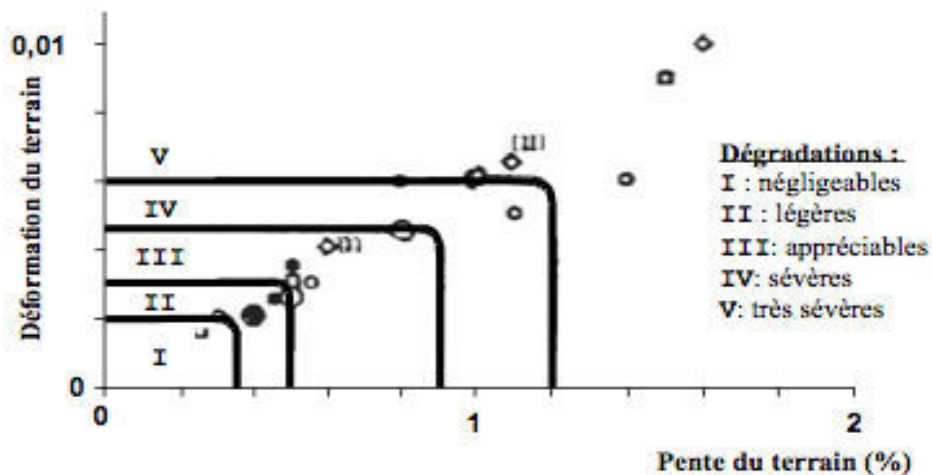


Figure 15 : Abaque définissant des zones d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de la pente du terrain selon Wagner et Schumann (1991).

### 5.2.2 Les méthodes pondérales (multicritères)

Ces méthodes, multicritères, prennent en compte une description architecturale et technique de la structure en plus des mouvements de terrains, pour qualifier la résistance de la structure, au moyen de points attribués à chaque caractéristique. Les mouvements maximaux admissibles du terrain sont alors estimés selon la classe de résistance obtenue. Deux types de ces méthodes sont présents dans les références bibliographiques, les méthodes américaines et les méthodes polonaises.

Parmi les méthodes américaines, on note la méthode de Bhattacharya et Singh (1984) qui ont distingué quatre catégories de structures selon leur système constructif, et ont défini trois niveaux de dégradation auxquels sont associées des valeurs seuils du mouvement de terrains ou de la structure selon la catégorie de l'ouvrage considéré. La caractérisation de l'importance de la dégradation des bâtiments est une fonction de la catégorie de la structure et des valeurs de certains paramètres reliés au mouvement du bâti.

Parmi les méthodes polonaises, on note celle de Dzegniuk et Hejmanowski (2000) qui ont décrit une méthode utilisant sept critères dont trois décrivent la géométrie de la structure, trois son état technique, sa rigidité et ses renforcements, et un paramètre décrivant le terrain d'assise.

### 5.2.3 Méthodes analytiques d'évaluation du dommage

Plusieurs méthodes analytiques ont été développées pour évaluer la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie (Burland 1977, Boscardin et Cording 1989 et Boone 2001 etc.).

Ces différentes méthodes utilisent des paramètres caractéristiques des mouvements transmis au bâti, et en particulier le ratio de déflexion du bâti. Le point commun reliant ces différentes méthodes est qu'elles se basent sur la théorie des poutres en modélisant le bâtiment par une poutre soumise à une flexion reflétant le tassement transmis à la structure. Autrement dit, la courbure des terrains est simulée par un déplacement vertical imposé à cette poutre. On présente dans cette partie les méthodes de Burland, de Boscardin et Cording et de Boone.

### 5.2.3.1 Méthode de Burland

Burland & Wroth (1974) ont fait l'hypothèse que la déformation principale de traction pourrait être un paramètre fondamental dans la détermination de l'apparition des fissures. L'approche analytique utilisée est basée sur la théorie des poutres. Une façade du bâtiment est assimilée à une poutre simplement appuyée en ses extrémités et subissant l'effet de son poids propre. Plusieurs essais à grande échelle sur des panneaux en maçonnerie et des murs menés au Royaume-Uni (Building Research Establishment) ont montré que, pour un matériau donné, l'apparition des fissures visibles est associée à une valeur bien définie des déformations de traction moyenne. Ils la définissent comme une déformation critique de traction  $\epsilon_{cr}$ .

Burland et al. (1977) ont remplacé la notion de déformation de traction critique avec celle de la déformation limite de traction  $\epsilon_{lim}$ . L'importance de ce remplacement est que différentes valeurs peuvent être fixées pour le paramètre  $\epsilon_{lim}$  afin de caractériser différents états limites de la structure.

Ainsi, en utilisant la théorie des poutres, la façade du bâti est modélisée comme une poutre homogène, élastique linéaire et isotrope, définie par sa longueur  $L$ , sa hauteur  $H$ , un module de Young  $E$  et un module de cisaillement  $G$ , qui repose sur deux appuis simples en ses extrémités. Une déflexion  $\Delta$  est imposée au bâtiment pour assimiler la courbure du terrain. Le calcul se fait selon deux modes de déformation de la poutre, en flexion et en cisaillement. Une relation est ainsi obtenue entre les différents paramètres  $E$ ,  $G$ ,  $L$ ,  $H$ ,  $q$ , et  $\Delta$  (Figure 16).

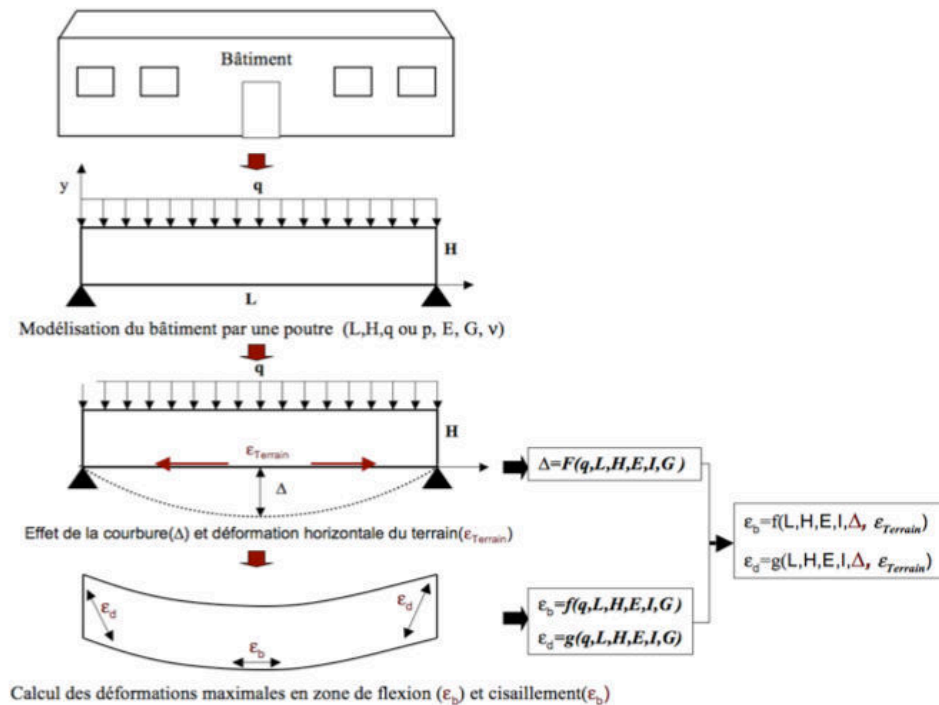


Figure 16 : Principe de la méthode de Burland – d'après Saeidi (2010)

Les déformations maximales de traction sont induites dans deux zones critiques : une zone de flexion à mi-portée de la poutre et une zone de cisaillement au niveau des appuis. Ces déformations maximales de traction sont calculées en fonction des différents paramètres du modèle : longueur  $L$ , hauteur  $H$ , module d'Young  $E$ , module de cisaillement  $G$ , inertie  $I$ .

Enfin, une relation entre le ratio de déflexion  $\Delta/L$  et la déformation d'extension maximale en flexion  $\varepsilon_{bmax}$  ou en cisaillement  $\varepsilon_{dmax}$  est obtenue. Les relations ainsi utilisées par Burland sont les suivantes pour deux types de chargement : chargement ponctuel et chargement uniforme.

(Moment fléchissant critique, effort ponctuel) 
$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{L}{12y} + \frac{3I}{2yLH} \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{bmax} \quad (3)$$

(Effort tranchant critique, effort ponctuel) 
$$\frac{\Delta}{L} = \left[ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right] \varepsilon_{dmax} \quad (4)$$

(Moment fléchissant critique, charge répartie) 
$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{5L}{48y} + \frac{3I}{2yLH} \frac{E}{G} \right] \varepsilon_{bmax} \quad (5)$$

(Effort tranchant critique, charge répartie) 
$$\frac{\Delta}{L} = \left[ \frac{1}{2} + \frac{5HL^2G}{144EI} \right] \varepsilon_{dmax} \quad (6)$$

En comparant la valeur de cette déformation maximale aux valeurs limites de déformations données par Burland, la catégorie de dommage dont souffre le bâti est évaluée (Tableau 8).

Ce Tableau 8 doit être utilisé avec l'échelle de dommages proposée par Burland (Tableau 1).

**Tableau 8 : Relations entre les catégories de dommage et les valeurs seuils de déformation limite d'extension (Burland 1995)**

Catégorie du dommage	Description	Valeur seuil de déformation de traction $\varepsilon_{lim}$ %
0 (D0)	Négligeable	0-0.05
1 (D1)	Très léger	0.05-0.075
2 (D2)	Léger	0.075-0.15
3 (D3)	Appréciable	0.15-0.3
4,5 (D4)	Sévère à très sévère	>0.3

Saeidi (2010) a montré que cette méthode peut être utilisée tout en considérant un caractère isotrope transverse de la maçonnerie, ce qui permet d'utiliser des valeurs du ratio du module d'Young au module de cisaillement  $E/G$  de la maçonnerie non reliées à son coefficient de Poisson. Le modèle permet alors de s'éloigner d'un comportement isotrope pour lequel  $E/G=2(1+\nu)$ . Cela est considéré comme un ajustement de cette méthode afin de tenir du comportement réel des maçonneries et de l'existence d'ouvertures (Son et Cording (2007)). Une étude de l'effet des propriétés géométriques (longueur et hauteur) et mécaniques (module d'Young, module de cisaillement) sera proposée dans la suite.

### 5.2.3.2 Méthode de Boscardin et Cording

Boscardin et Cording (1989) ont utilisé la même méthodologie de Burland et al. (1977) en modélisant la façade d'un bâtiment comme une poutre simplement appuyée en ses extrémités, mais en considérant l'angle de distorsion au lieu du ratio de déflexion.



### 5.2.3.3 Méthode de Boone

La méthode de Boone (1996) comme toutes les méthodes analytiques basées sur la théorie des poutres utilise la méthodologie de Burland et Worth (1974). Il lui a donné le nom de méthode de superposition. La méthode de superposition modélise le bâti par une poutre épaisse avec une charge répartie et la fibre neutre située au milieu de la poutre. Cette méthode considère trois modes de déformation (Figure 17):

- Déformation associée au moment fléchissant
- Déformation associée au cisaillement
- Déformation associée à l'extension directe qui correspond à l'effet de la déformation horizontale du terrain

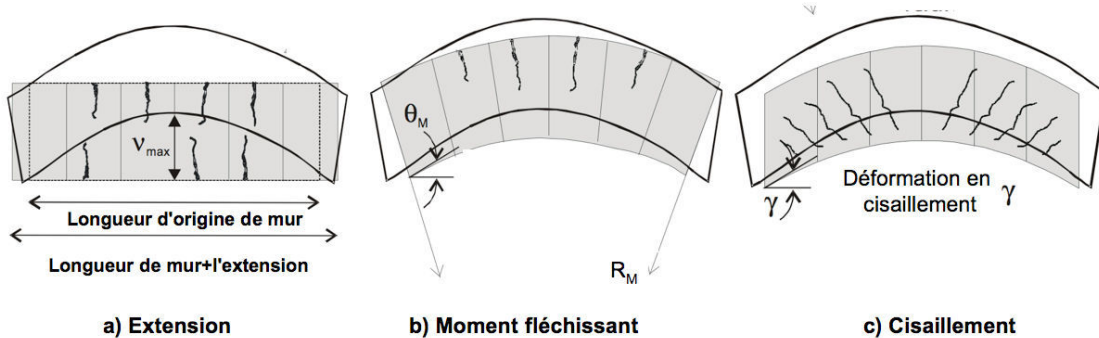


Figure 17 : Trois modes de déformation selon la méthode de superposition de Boone

Bonne (1996) calcule, comme la méthode de Burland et Worth (1974), la déformation associée au moment fléchissant et à l'effort tranchant en fonction de la déflexion imposée à la poutre. Ensuite, il calcule la largeur cumulée des fissures en multipliant la déformation par une certaine longueur du bâtiment. Cette largeur de fissuration est utilisée pour définir la sévérité du dommage à partir des seuils suggérés sur l'ouverture des fissures dans l'échelle de dommages de Burland (tableau 1).

Cependant, on note que Buland et al. (1977) ont considéré que la largeur des fissurations ne doit pas être utilisée toute seule comme un seul paramètre identifiant la catégorie de dommage des bâtiments. C'est la notion de la facilité de réparation, noté par 'ease of repair' qui compte selon Burland et al pour catégoriser le dommage. On peut donc conclure que l'utilisation des ouvertures des fissurations peut être un indice du dommage, mais pas un paramètre unique aboutissant à identifier la catégorie du dommage dont souffre le bâtiment.

La méthode qui sera conservée dans la suite du travail de recherche est celle de Burland. L'usage de cette méthode en étude de sensibilité et pour le développement de courbes de fragilité sera détaillé dans le chapitre 2 de la thèse.

## 6 Les courbes de fragilité et de vulnérabilité

Précédemment, on a présenté différentes méthodes permettant d'étudier le dommage des bâtiments en maçonnerie, ainsi que les valeurs seuils utilisées pour l'évaluation de la sévérité de ce dommage. Cependant, il apparaît que ces méthodes utilisent différents paramètres et différentes échelles de dommages. Une harmonisation de ces échelles a été proposée par Deck (2002) comme déjà présenté.

La diversité des seuils relatifs aux paramètres utilisés pour évaluer la sévérité des dommages des bâtiments, suggère l'existence de grandes incertitudes pour

l'évaluation des dommages. Une formalisation possible de cette incertitude, utilisée en particulier en génie parasismique, consiste à utiliser des fonctions de vulnérabilité et de fragilité. Ainsi, de nombreux chercheurs se sont déjà inspirés du génie parasismique pour développer des fonctions de vulnérabilité vis-à-vis d'aléas naturels tels que l'aléa volcanique (Spence et al. 2005) et les tsunamis (Reese et al. 2007, Ronald et Hope 2008).

Les fonctions de vulnérabilités définissent la moyenne des dommages en fonction de l'intensité de l'aléa. Pour développer des fonctions de vulnérabilité, il faut définir une typologie des bâtiments et choisir un critère d'intensité de l'aléa à partir duquel seront estimés les dommages dans les bâtiments. L'utilisation d'une méthode analytique ou empirique d'évaluation des dommages ou l'exploitation d'une base de données de bâtiments dégradés permet de construire une courbe de vulnérabilité associée à chaque type de bâtiment (Saeidi 2010). En fait, L'occurrence d'un aléa, d'une d'intensité donnée, ne provoque pas les mêmes dommages à l'ensemble des bâtiments d'un même type. La variabilité du dommage, pour une même intensité, peut s'expliquer par des variations locales de l'intensité réelle de l'aléa ou par l'existence de différences de comportement du bâti, impossibles à identifier, en raison de défauts particuliers, d'hétérogénéités dans le terrain... Les fonctions de vulnérabilités permettent de tenir compte de cette variabilité. Les méthodes utilisant des fonctions de vulnérabilité font plus précisément appel à trois éléments :

- La matrice de probabilité de dommage qui renseigne sur la répartition des dommages d'un type de bâti dans l'échelle de dommages utilisée en fonction de la valeur de l'intensité.
- La courbe de vulnérabilité qui est une représentation graphique synthétique de la matrice de probabilité de dommage et qui représente la moyenne des dommages d'un type de bâti en fonction de la valeur de l'intensité. La courbe de vulnérabilité est ensuite modélisée par une fonction de vulnérabilité.
- Les courbes de fragilité qui sont une représentation graphique de la matrice de probabilité de dommage et qui représentent les probabilités de dépasser chaque classe de dommage. Les courbes de vulnérabilités sont ensuite modélisées par des fonctions de fragilité.

La matrice de probabilité de dommages est développée pour chaque type de bâtiment. C'est une matrice qui définit la probabilité d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque intensité d'aléa. La probabilité de dommages dans chaque classe de dommage "P(Di)" est alors calculée par l'équation suivante :

$$P(Di)=N(Di)/n \quad (7)$$

Tel que N(Di) est le nombre de bâtiments dans la classe de dommage Di et n le nombre total de bâtiments du type étudié. Ce calcul est répété pour chaque classe de dommage et exige une analyse détaillée d'un grand nombre de bâtiments représentatifs de la classe considérée.

La courbe de vulnérabilité présente la relation entre la moyenne des dommages et l'intensité de l'aléa. La moyenne de dommage pour chaque intensité  $\mu_{D(I)}$  pour un type de bâtiment est calculée selon l'équation suivante :

$$\mu_{D(I)}=\sum_i P(Di).Di \quad (8)$$

Où  $\mu_{D(I)}$  est la moyenne de dommages pour la valeur d'intensité I.  $P(D_i)$  est la probabilité de dommages dans la catégorie de dommage  $D_i$ .

Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurel ou non structurel, pour une valeur donnée de l'intensité d'aléa.

Plusieurs auteurs se sont intéressés à tracer des courbes de fragilité et de vulnérabilité permettant de caractériser le dommage des bâtiments. Hazus (2003) a donné des courbes de fragilité pour 4 catégories de dommages, pour des bâtiments subissant des mouvements sismiques (Figure 18).

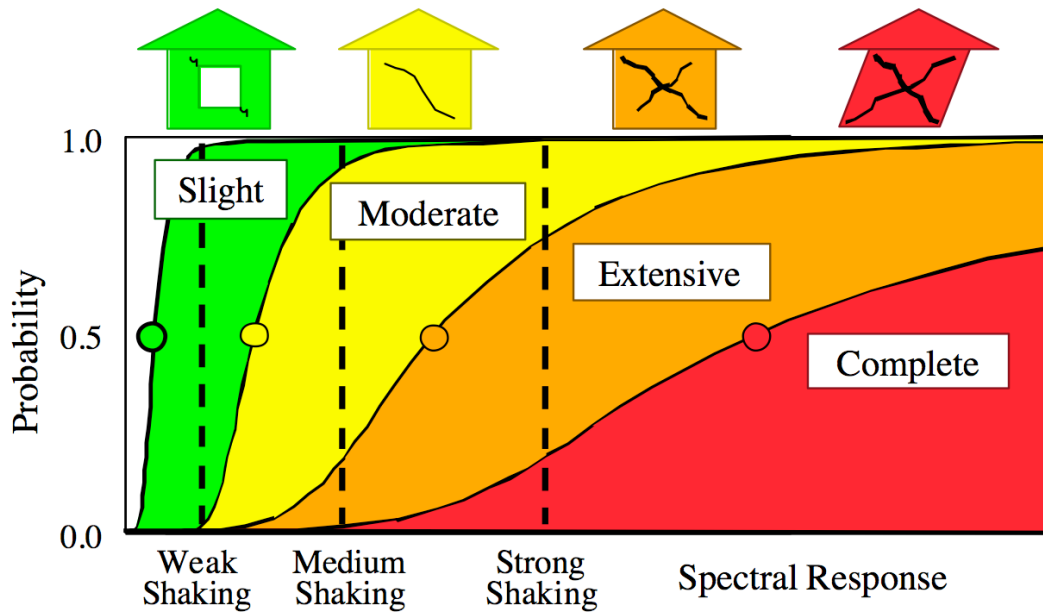


Figure 18 : Illustration des courbes de fragilité – Hazus (2003)

Saeidi (2010) a donné des courbes de fragilité pour le dommage de bâtiments en maçonnerie renforcés (RM) et non renforcés (URM) situées en zone d'aléa minier en fonction de la déformation horizontale du terrain (Figure 19).

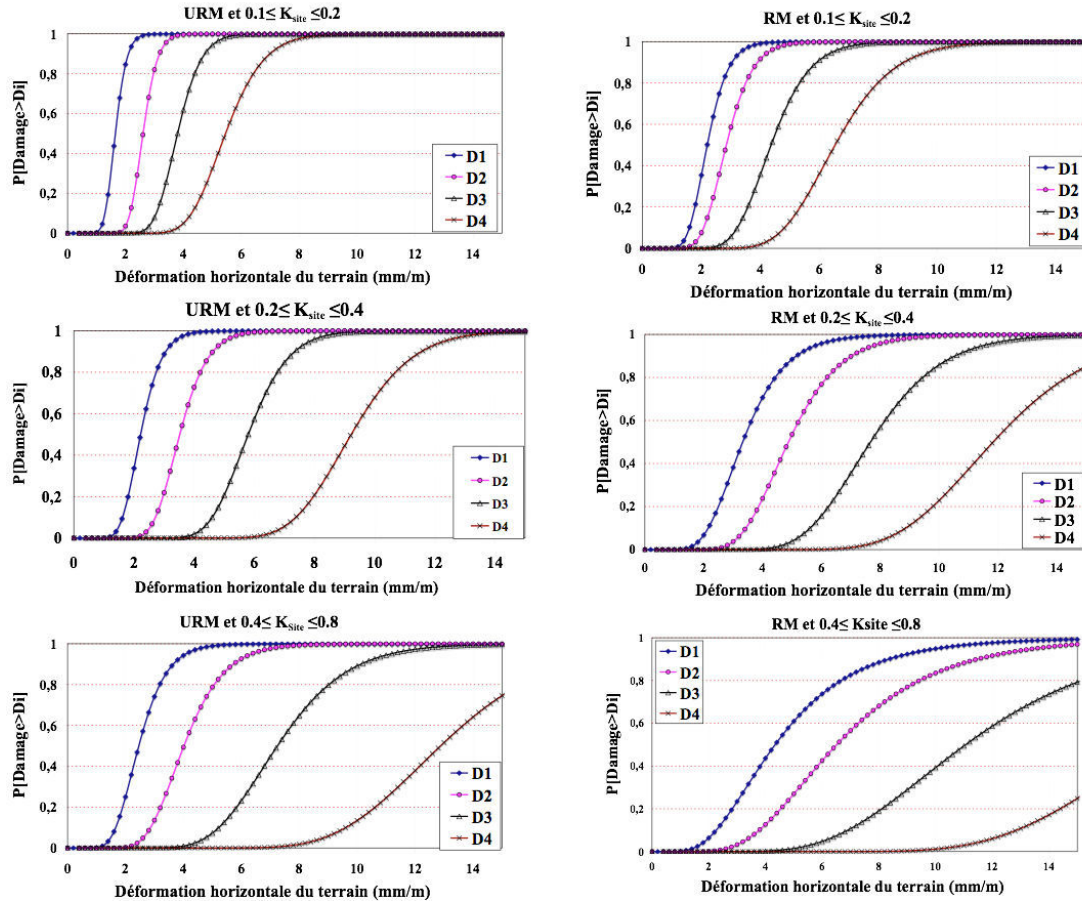
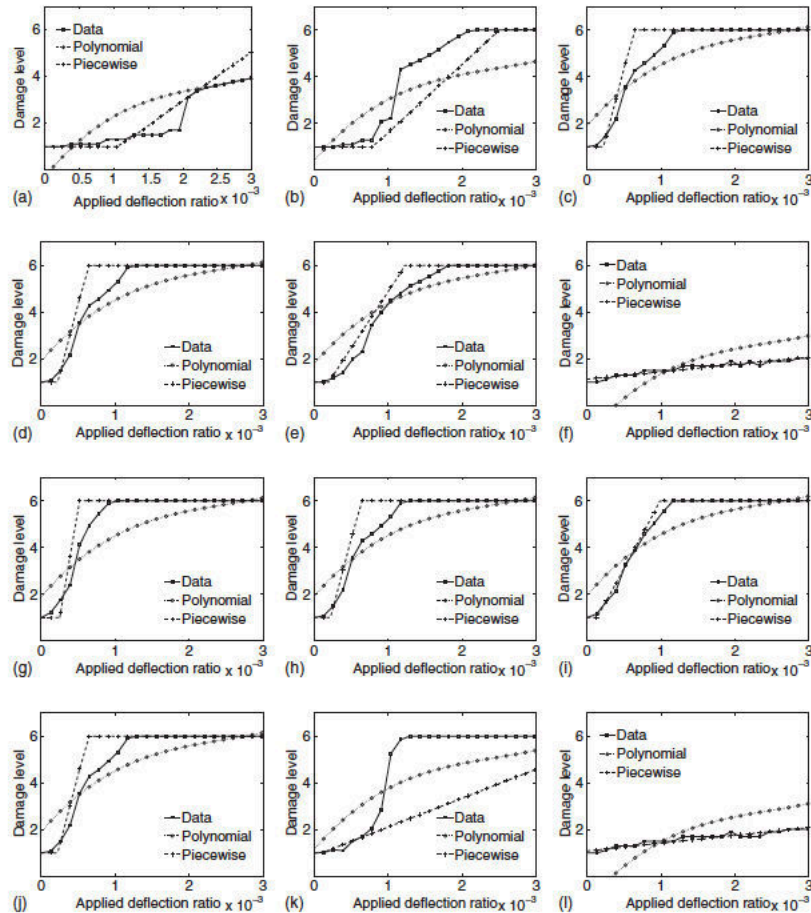


Figure 19 : Courbes de fragilité pour les bâtiments RM et URM – Saeidi (2010)

Giardiana et al. (2015) ont étudié l'influence des propriétés des bâtiments sur leur endommagement à l'aide de modélisations numériques. Des courbes reliant la catégorie du dommage à la déflexion relative subie par ces bâtis sont tracées en fonction de certaines propriétés des bâtiments (pourcentage d'ouverture, orientation par rapport à la direction de l'affaissement, distance par rapport au tassement...) (Figure 20). Giardiana et al. (2015) ont utilisé le critère d'ouverture maximale des fissures pour qualifier le niveau de dommage. On rappelle que Burland et al. (1977) avaient noté qu'il ne suffit pas pour évaluer la sévérité de dommage, mais que c'est la facilité de réparation qui compte essentiellement. La plupart des modèles utilisés par Giardiana et al. a un ratio de L/H compris entre 1 et 2, avec un pourcentage d'ouvertures variant entre 0% et 30%. Giardiana *et al.* ont trouvé que le dommage le plus sévère se produit pour un ratio de déflexion compris entre  $1.10^{-3}$  and  $3.10^{-3}$ . En addition, ils ont trouvé que le pourcentage d'ouverture dans le bâtiment est un facteur significatif affectant la sévérité du dommage. En fait, pour un ratio de déflexion de  $1.10^{-3}$ , le dommage passe d'un dommage léger à un dommage sévère lorsque le pourcentage d'ouverture dans le bâti augmente de 0% à 30%.



**Figure 20 :** Courbe représentant l'évolution du dommage des bâtiments en fonction de leurs propriétés: (a) 0% d'ouvertures; (b) 10% d'ouvertures; (c) 30% d'ouvertures; (d)  $G_f = 10 \text{ N/m}$ ; (e)  $G_f = 50 \text{ N/m}$ ; (f) elastic mode; (g)  $E=1000 \text{ MPa}$ ; (h)  $E=3000 \text{ MPa}$ ; (i)  $E=9000 \text{ MPa}$ ; (j)  $f_i=0,1 \text{ MPa}$ ; (k)  $f_i=0,3 \text{ MPa}$ ; (l)  $f_i=0,9 \text{ MPa}$  – *Giardian (2015)*

Si les courbes obtenues prennent la forme de courbes de vulnérabilité, elles n'en sont pas réellement dans la mesure où elles ne s'appliquent pas à des typologies de bâtiments et qu'elles ne prennent pas en compte la variabilité du dommage au sein d'une même typologie. Par ailleurs, la signification physique des propriétés étudiées n'est pas explicitée ce qui rend l'utilisation des résultats délicate pour une prévision opérationnelle des dommages.

## 7 Conclusion intermédiaire

Cette section du chapitre présente l'orientation globale de notre travail de recherche durant la thèse. Les types de mouvements de terrains induisant des tassements et leur effet sur des bâtiments en maçonnerie ont été décrits. On retiendra que :

- il existe différents types de mouvement de terrains : horizontal, déplacement vertical (tassement)... On s'intéresse aux tassements. Ces tassements sont transmis aux bâtis, partiellement ou complètement, dépendant du phénomène d'interaction sol structure.
- Différentes méthodes (analytiques, empiriques et numériques) permettent d'évaluer le dommage des bâtiments subissant des mouvements de terrains. La

diversité des méthodes induit une diversité des valeurs seuils. Cette diversité nous pousse à soulever la problématique de la cohérence de ces méthodes et de l'effet des propriétés des bâtiments sur les valeurs seuils.

- L'incertitude est un problème important dans l'évaluation des dommages. Elle se manifeste par une grande diversité des méthodes et des valeurs seuils. Elle est la conséquence de la variabilité des propriétés des bâtiments. Ce problème sera abordé dans notre travail de recherche en traçant des courbes de fragilité.

La section suivante est relative à la maçonnerie, qui constitue le matériau des bâtiments auxquels s'intéresse notre travail de recherche.

## **8 La maçonnerie**

Ce travail de recherche s'intéresse aux dommages des bâtiments en maçonnerie. En fait, la maçonnerie est utilisée comme un matériau de construction depuis des milliers d'années. Son utilisation importante a conduit de nombreux chercheurs à mener des études pour étudier le comportement des maçonneries et modéliser des ouvrages en maçonnerie.

Bien que la maçonnerie a été largement utilisée pendant une longue période, la modélisation correcte de son comportement n'est pas simple. Il est évident que la maçonnerie est un matériau composite non homogène, car elle est constituée de deux composants différents : brique et joints de mortier. Par rapport à la brique, le mortier est généralement plus faible, c.à.d. que les ruptures se produisent généralement au niveau des joints de mortier plutôt qu'au niveau des blocs. D'après Hilsdorf (1969), la rupture des structures maçonnées est induite essentiellement par la différence des propriétés mécaniques entre les briques et les joints de mortier. Ainsi, même un simple essai de compression uniaxiale d'un panneau de maçonnerie peut être un processus complexe : une tension et une compression dans les directions orthogonales vont se développer localement dans les briques et le mortier. Etant donné que les joints de mortier agissent comme des zones de faiblesse, la maçonnerie présente une propriété d'anisotropie. Ainsi, l'étude de leur comportement mécanique doit être précisé suivant les deux directions perpendiculaire et parallèle aux lits de la maçonnerie. L'usage le plus fréquent dans les références bibliographiques est de considérer les sollicitations élémentaires suivantes : compression uniaxiale, traction uniaxiale, et chargement biaxial.

Cette section de la partie bibliographique est consacrée à l'étude des structures en maçonnerie. En premier lieu, on décrira les propriétés des constituants de la maçonnerie (briques et mortier). Les caractéristiques de ces derniers seront décrites. Ensuite, l'étude du comportement de la maçonnerie subissant des chargements de types et de directions différentes sera évoqué (fissurations, rupture au niveau des joints, rupture au niveau des blocs, résistance...). Les techniques de modélisation numériques seront présentées.

La variabilité des propriétés des structures en maçonnerie, en terme de propriétés géométriques (longueur des façades des bâtiments, hauteur des façades des bâtiments, ouvertures) et mécaniques (module d'Young équivalent de la maçonnerie, module de cisaillement équivalent de la maçonnerie), et la relation entre ces propriétés sera décrit : la variabilité des propriétés mécaniques dépendant des propriétés géométriques (pourcentage d'ouvertures dans le bâti par exemple) sera décrit. En plus,

une description de la modélisation de la maçonnerie comme étant un matériau complexe est mise en description dans cette section.

## 8.1 Les briques

Les briques sont des pierres artificielles à base de terres argileuses (briques de terre moulée et cuites), de laitier (brique de laitier) ou à base de chaux et de silice (briques silico-calcaires). Ce sont des unités prismatiques disponibles dans une grande variété de tailles, de textures, de couleurs et de formes. Elles peuvent être pleines, perforées ou creuses. D'une manière générale, elles sont caractérisées par leur résistance à la compression et à la traction comme indiquée dans le Tableau 9:

**Tableau 9 : Propriétés mécaniques des briques (Fouchal 2006)**

Texture	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)
Granite	2600	50000	0,3	170	-
Calcaire	2000-2600	45000	0,2	5-25	2,5
Béton	2400	40000	0,3	10-40	4
Brique creuse	3000	5000	0,3	20	8
Brique pleine	3000	15000	0,2	40	4

## 8.2 Les joints de mortier

Les joints de mortier sont les liens entre les blocs de la maçonnerie. L'hétérogénéité des constituants du mortier et les phénomènes de prise, de durcissement, de retrait et de fluage donnent à ce matériau une certaine spécificité qui est souvent difficile à prendre en compte dans les calculs. Le comportement du mortier est influencé par le choix des granulats et des liants et par leurs pourcentages respectifs dans le mélange. Le sable est généralement le granulat employé.

La résistance à la compression du mortier est parfois considérée comme un critère important pour le choix du type du mortier à utiliser. La résistance des mortiers dépend également du rapport massique eau/ciment (E/C) utilisé (E/C=0,5 pour un mortier normal). Le Tableau 10 illustre les propriétés mécaniques du mortier selon ses constituants. Par exemple, un mortier contenant un volume de ciment avec un quart du volume de chaux et trois volumes de sable aboutit à un mortier ayant une résistance à la compression de l'ordre de 11 MPa.

**Tableau 10 : Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition- (Fouchal 2006)**

Type du mortier			Résistance à la compression (MPa)	
Ciment/chaux /sable	Ciment de maçonnerie/sable	ciment/sable + adjuvant	Test laboratoire	Test in-situ
1/0,25/3	-	-	16	11
1/0,5/4-4,5	1/2,5-3,5	1/3-4	6,5	4,5
1/1/5-6	¼-5	1/5-6	3,6	2,5
1/2/8-9	1/5,5-6,5	1/7-8	1,5	1

## 8.3 Comportement de la maçonnerie

### 8.3.1 Comportement sous compression uniaxiale

On présente deux cas, soit une sollicitation normale aux lits de pose horizontaux de la maçonnerie, soit une sollicitation parallèle à ces lits.

#### a) Direction normale aux lits de la maçonnerie

La résistance à la compression des maçonneries dans la direction normale aux lits de la maçonnerie est généralement considérée comme un critère important permettant de définir la résistance globale de la structure qui est un matériau composite. Les essais usuels utilisés pour obtenir cette résistance à la compression uniaxiale sont représentés dans la Figure 21.

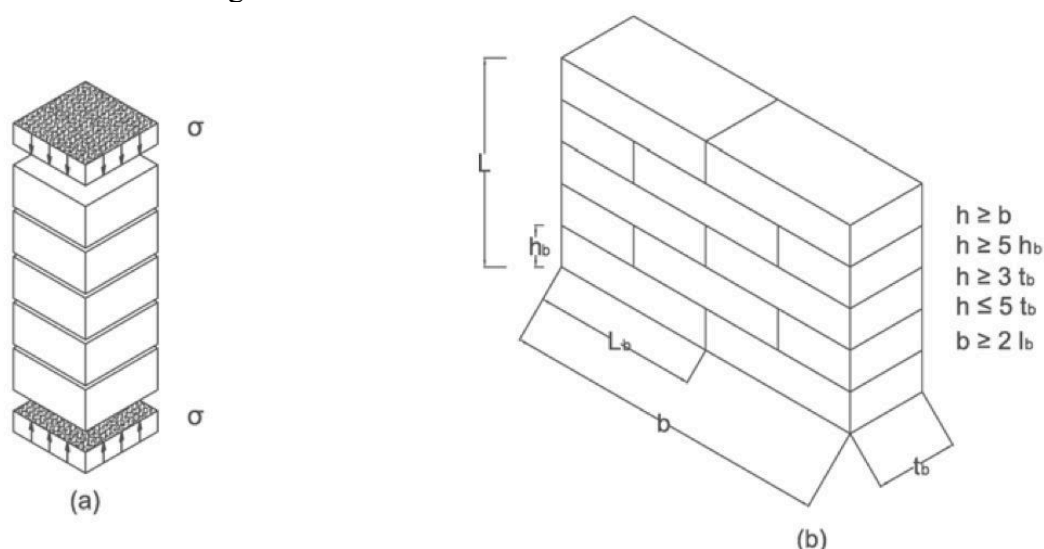


Figure 21 : Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux – Fouchal (2006)

Le cas (a) représente un essai sur une pile de brique (Man et al. 1994). C'est un essai peu représentatif de la maçonnerie du fait qu'il traite l'effet du chargement sur un échantillon pas assez large. Le deuxième essai (b) est appelé essai de Rilem (Wesche 1980). Il est assez large, ce qui le rend représentatif. Dans le cas (a), des fissures verticales apparaissent initialement sur les briques tout au long de la ligne médiane du spécimen, qui se continue au niveau des joints de mortier verticaux. Avec l'évolution des déformations, les fissures verticales apparaissent de plus en plus, ce qui conduit à la rupture du prisme par une cassure au milieu de celui-ci. Dans le cas (b), des fissures verticales peuvent apparaître au niveau des joints et des briques à la fois. L'initiation des fissurations prend occurrence au niveau des joints. Quand la compression atteint un niveau dépassant la capacité des briques, ces dernières sont également fissurées.

#### b) Direction parallèle aux lits de la maçonnerie

L'essai uniaxial dans la direction parallèle aux lits de la maçonnerie a reçu une attention moins importante par la communauté scientifique (Fouchal 2006). Cependant, la maçonnerie représente un matériau anisotrope et la résistance à l'effort de compression appliqué suivant les joints horizontaux peut avoir une influence sur la force ultime de rupture (Fouchal 2006). D'après Hoffmann et Schubert (1994), le



ratio entre les résistances à la compression parallèle et normale aux joints horizontaux est compris entre 0,2 et 0,8.

### 8.3.2 Comportement sous traction uniaxiale

De même que pour la compression, on présente deux cas, celui des charges de traction perpendiculaires aux lits horizontaux de la maçonnerie, et celui des charges de traction parallèle aux lits horizontaux.

#### a) Charge de traction perpendiculaire aux lits horizontaux

La rupture est causée par le décollement entre le mortier et les briques. Le comportement en traction, dépend de la résistance d'adhérence entre les briques et le joint de mortier (résistance en traction de l'interface élément/mortier ; Fouchal 2006).

#### b) Charge de traction parallèle aux lits horizontaux

Backes (1985) a étudié le comportement des maçonneries soumises à un chargement de traction parallèle aux lits horizontaux (Figure 22, Figure 23).

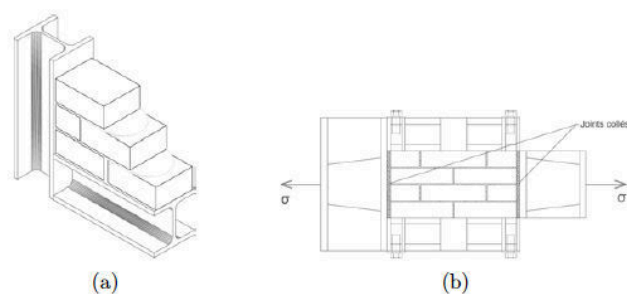


Figure 22 : Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux: (a) phase de construction, (b) dispositif de l'essai de traction – Backes (1985)

La rupture est ainsi produite par un glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux. Lorsque la résistance à la traction des briques est plus faible que l'adhérence brique/mortier, le mortier étant donc plus résistant par rapport aux briques, la rupture peut se produire par le dépassement de la résistance à la traction des briques. La résistance à la traction de la maçonnerie est dans ce cas dominée par la résistance à la traction des briques. La Figure 23 représente le diagramme de contrainte-déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux, dans lequel apparaît deux types de rupture, soit la rupture induite par le glissement le long des joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux (a), soit par une rupture totale des joints et des briques (b). Dans les deux cas présentés, l'échantillon présente une résistance résiduelle post-pic. Ce type d'essai, même s'il est simple et uniaxial, permet de porter un regard sur la question de l'évolution de la rigidité globale en fonction des déplacements imposés. La rigidité globale correspond ici à la pente de la droite reliant l'origine à un point de la courbe. Cette rigidité diminue en fonction des déplacements imposés lorsque le pic est dépassé. Cette observation amène à s'interroger sur l'évolution de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction des déplacements qu'ils subissent.

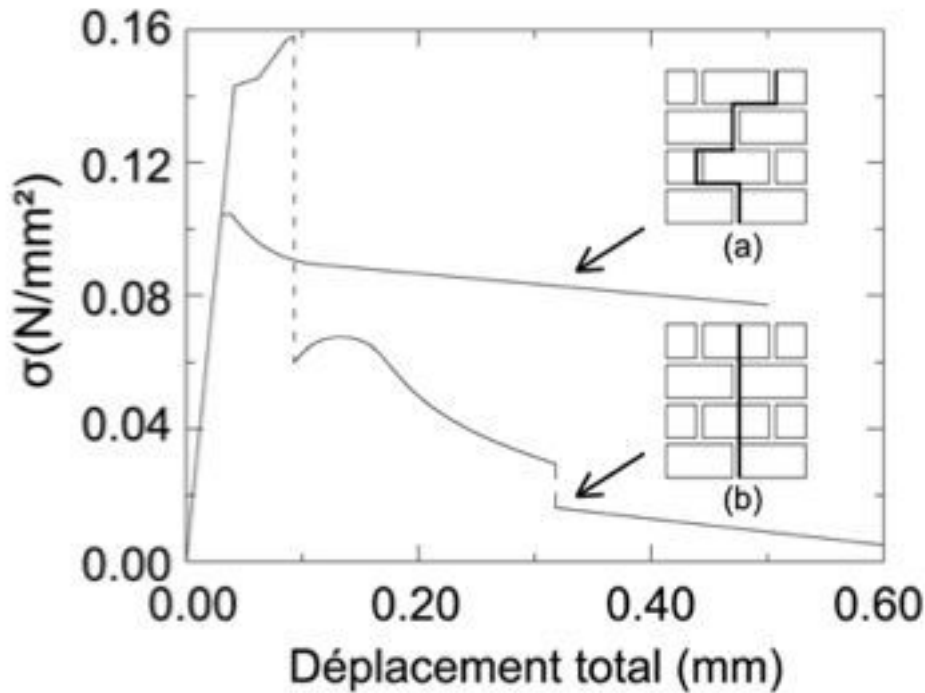


Figure 23 : Diagramme des contraintes-déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux – Backes (1985)

### 8.3.2.1 Comportement sous sollicitation biaxiale – chargement compression – traction

L'anisotropie d'un élément en maçonnerie engendrée par la faiblesse des joints par rapport aux briques et/ou blocs nécessite l'analyse du comportement sous chargement biaxial.

Plusieurs essais expérimentaux sur des maçonneries soumises à un chargement biaxial ont été exécutés par Page (1984) sur des prismes représentatifs en briques à base d'argile (Figure 24). L'orientation des contraintes principales par rapport aux axes du matériau et le rapport des contraintes principales influent considérablement sur le mode de rupture et bien évidemment sur la résistance (Dhanaserkar et al. 1985) ; les différents modes de ruptures sont illustrés dans le tableau 11. Dans ce tableau,  $\theta$  mesure l'orientation des efforts principaux par rapport à l'orientation des joints. Pour une traction uniaxiale, la rupture se manifeste par des fissures ouvertes et le glissement des joints verticaux et/ou horizontaux. Pour la plupart des rapports de contraintes principales  $\sigma_1/\sigma_2$ , si une des contraintes principales est dominante, la rupture est provoquée soit par le glissement dans les joints dans la direction parallèle à la contrainte dominante, ou bien par une rupture au niveau des briques lorsqu'on dépasse leur résistance.

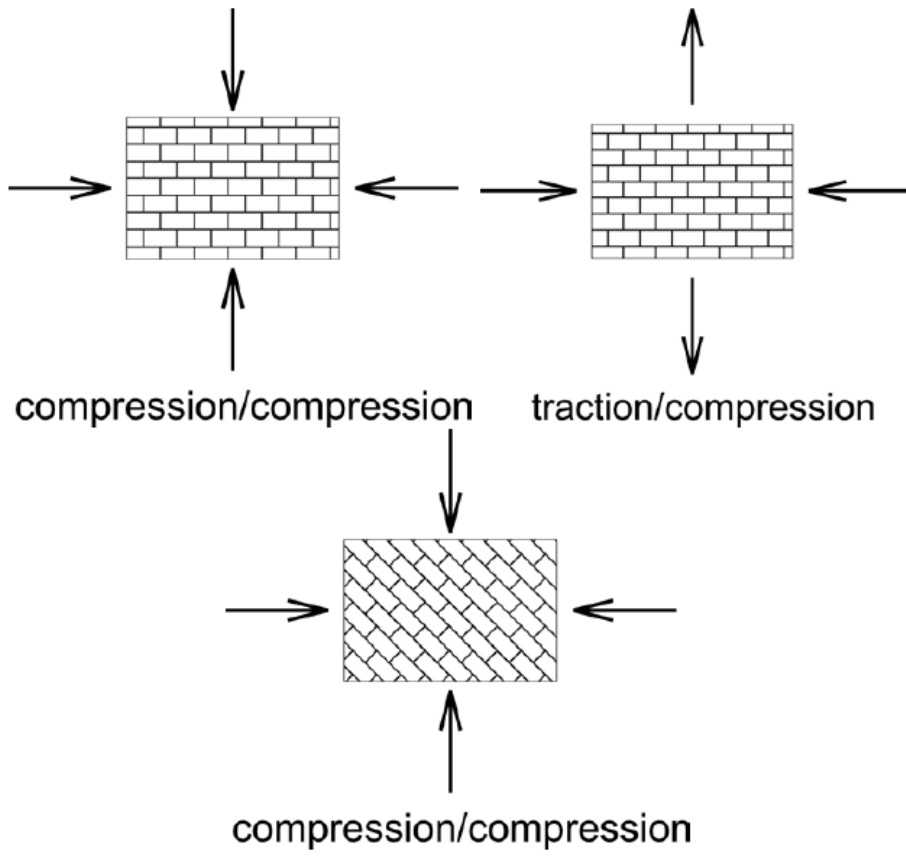
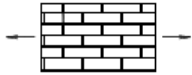
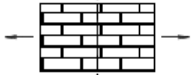
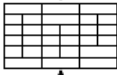
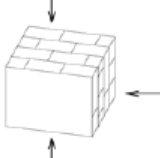
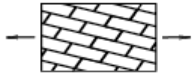
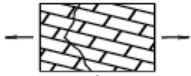
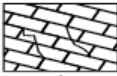
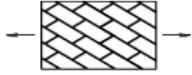
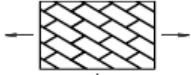
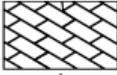
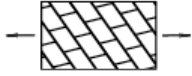
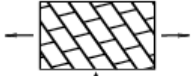
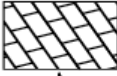
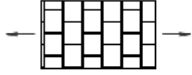
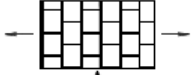
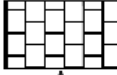


Figure 24 : Essai biaxial sur des panneaux de maçonnerie – Page (1981, 1983)

**Tableau 11 : Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base d'argile soumise à un chargement biaxial (Dhanaserkar et al. 1985)**

Angle $\theta$	Traction uniaxiale	Traction/compression	Compression uniaxiale	Compression biaxiale
$\theta = 0^\circ$				<p>Rupture au milieu</p> 
$\theta = 22,5^\circ$				
$\theta = 45^\circ$				
$\theta = 67,5^\circ$				
$\theta = 90^\circ$				

### 8.3.2.2 Comportement au cisaillement

Les murs en maçonnerie peuvent être soumis à des efforts horizontaux, tels que le vent, les poussées de terre et les tremblements de terre, dans leurs plans et aussi suivant le plan perpendiculaire aux murs. L'évaluation de la résistance des maçonneries vis-à-vis des efforts de cisaillement permet de prévoir et estimer la stabilité et la fiabilité de la structure.

En général, parmi les essais assez fréquemment pratiqués (Ernst 1997, Fouchal 2006, Page 1983, Bakes 1985, Dhanaserkar 1985, Bui 2013) pour étudier le comportement des murs en maçonnerie, on trouve des essais de cisaillement où les murs étudiés subissent un effort horizontal ponctuel en partie supérieure en plus de chargements verticaux répartis (Figure 25). On peut alors observer différents types de ruptures :

- A - Rupture due au frottement et au cisaillement horizontal au niveau des joints horizontaux inférieurs.
- B - Rupture en traction dans les joints horizontaux inférieurs du mur due au moment d'encastrement.
- C - Rupture en compression à la base du mur

- D - Rupture de la bielle de compression induite par la traction induite. La rupture est diagonale le long des joints verticaux et horizontaux et prend souvent la forme d'escalier.

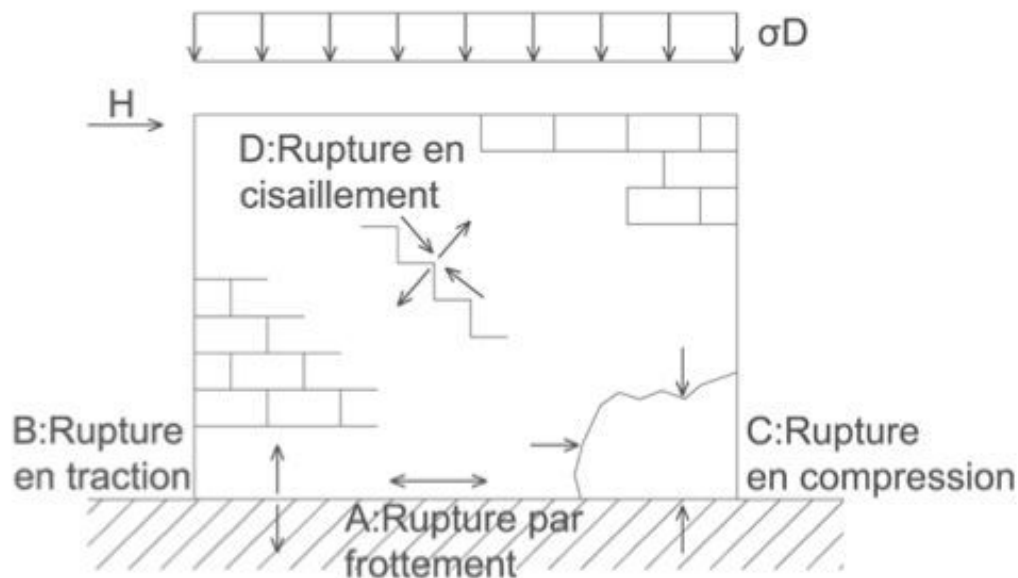


Figure 25 : Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement bi axial - Fouchal (2006)

## 9 Modélisation des structures maçonnées

### 9.1 Introduction

La maçonnerie est composée de blocs et de mortier. Les deux façons de modéliser la maçonnerie sont la macro modélisation et la micro modélisation. Une micro modélisation de la maçonnerie nécessite une étude de tous les constituants de la maçonnerie (blocs, mortier, interface blocs/mortier). Tandis que pour une macro modélisation, la maçonnerie est traitée comme étant un milieu homogène. La Figure 26 représente les différentes modélisations de la maçonnerie selon la simplicité demandée dans l'étude d'un modèle de maçonnerie (Lourenço 1996):

- Modélisation microscopique détaillée : les blocs et le mortier sont représentés comme des éléments continus alors que les interfaces blocs/mortier sont représentées comme des éléments de discontinuité.
- Modélisation microscopique simplifiée : les blocs sont représentés comme des éléments de milieu continu, mais les joints et les interfaces blocs/mortier sont représentés comme des éléments de discontinuité.
- Modélisation macroscopique : les blocs, le mortier et les interfaces blocs/mortier sont modélisés comme étant tous un seul milieu continu. Cette approche traite la maçonnerie comme étant un modèle homogène continu équivalent.

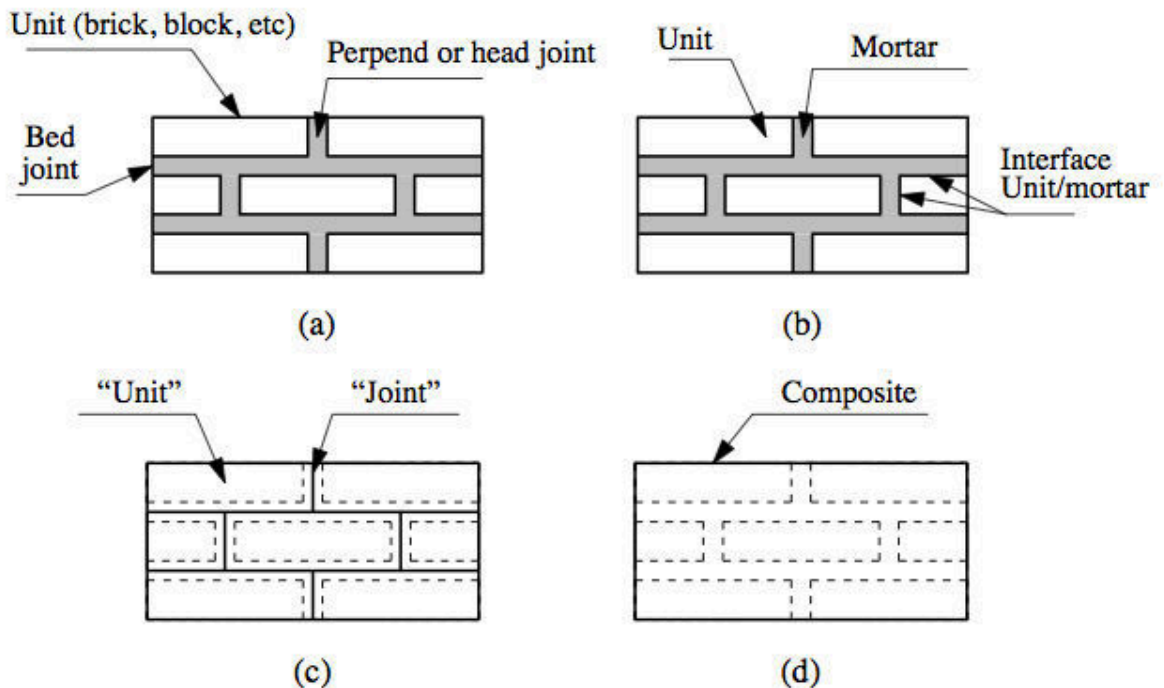


Figure 26 : Modélisation stratégique de la maçonnerie: (a) maçonnerie simple, (b) micro – modèle détaillé, (c) micro – modèle simplifié, (d) macro – modèle. D’après Lourenço (1996)

En fait, Lourenço (1996) a noté qu’une modélisation de la maçonnerie doit inclure cinq types de mécanismes de ruine :

- Fissuration du joint en traction (Figure 27-a).
- Glissement le long d’un joint d’assise ou d’un joint supérieur pour des faibles valeurs de contraintes normales (Figure 27-b).
- Fissures de l’élément de maçonnerie par traction directe (Figure 27-c).
- Fissuration combinant rupture en traction des éléments de maçonnerie et cisaillements des joints (Figure 27-d).

- Scission des éléments de maçonnerie en traction résultant de la dilatation du mortier pour de grandes valeurs de la contrainte de compression (Figure 27-e).

D’après la figure 27, les phénomènes notés dans les figures (a) et (b) sont des mécanismes associés au comportement du joint, dans les figure (c) et (d) ils sont associés au comportement des briques et dans la figure (e), il s’agit de mécanismes combinés impliquant les briques et les joints.

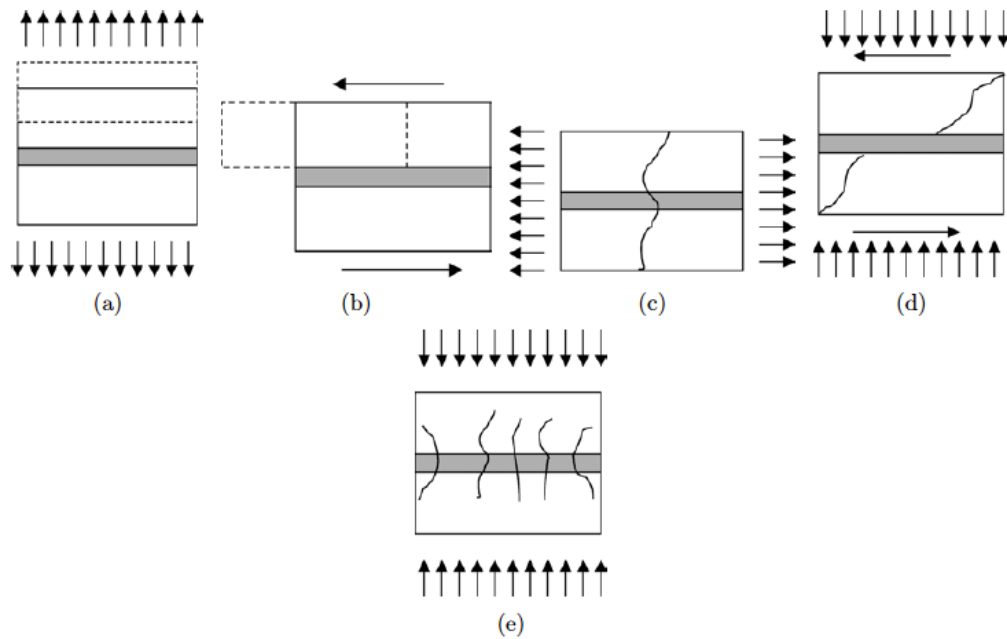


Figure 27: Les différents mécanismes de ruine – Lourenco 1996

## 9.2 Modélisation numérique de la maçonnerie :

Une partie de notre travail de recherche se base sur une modélisation numérique de la maçonnerie. En fait, la modélisation numérique des bâtiments en maçonneries doit permettre de représenter le comportement mécanique des blocs et des joints. Les blocs sont continus et reliés entre eux par des éléments d'interface qui modélisent le comportement des joints et de l'interface blocs/joints. Ces éléments d'interface permettent de modéliser des discontinuités. La méthode des éléments distincts a été présentée pour la première fois par Cundall (1971) à Nancy. Il a considéré un ensemble de blocs rigides connectés ensemble par des joints. Le modèle discontinu diffère du modèle continu par l'existence des interfaces et des contacts entre les différents corps composant le système (Figure 28).

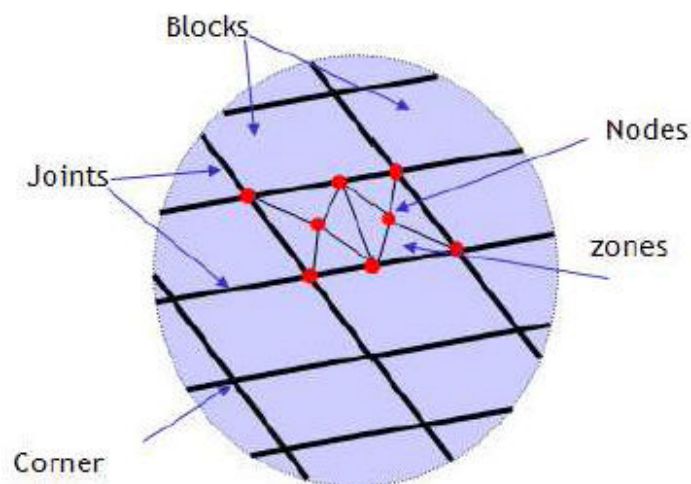


Figure 28 : Méthode des éléments distincts

La méthode des éléments distincts a deux principaux avantages pour analyser des structures en maçonnerie. Premièrement, elle permet de modéliser des blocs avec des

grands déplacements et rotations entre eux, y compris leur détachement complet simulant l'effondrement de la structure en maçonnerie. Deuxièmement, elle permet une détection automatique des nouveaux contacts avec la progression du calcul.

Dans cette méthode, la représentation de l'interface entre les blocs s'appuie sur des ensembles de points de contacts. Les blocs adjacents sont en contact le long d'un segment de bord commun, ou par des points où un coin rencontre un bord ou un autre coin. A chaque contact, l'interaction mécanique entre les blocs est représentée par une force (contrainte) divisée en deux composantes normale ( $F_n$  ou  $\sigma_n$ ) et tangentielle (cisaillement :  $F_s$  ou  $\tau$ ). Le déplacement du contact entre les blocs est défini comme étant le déplacement relatif entre les deux blocs au niveau des points de contact. Dans un champ élastique, les forces et les déplacements de contacts sont liés à travers les raideurs normale et tangentielle des joints.

Le comportement mécanique des joints est décrit comme suit, (ITASCA, 2000 ; Figure 29 et Figure 30) :

- La réponse à un effort normal est exprimée par la raideur normale  $K_n$ , et le déplacement normal  $u_n$  :

$$\sigma_n = K_n u_n \quad (9)$$

- La réponse à un effort tangentiel est exprimée par la raideur tangentielle  $K_s$ , et le déplacement tangentiel  $u_s$  :

$$\sigma_s = K_s u_s \quad (10)$$

Une étude des valeurs des raideurs normale et tangentielle des joints utilisés pour la maçonnerie sera présentée dans les chapitres suivants.

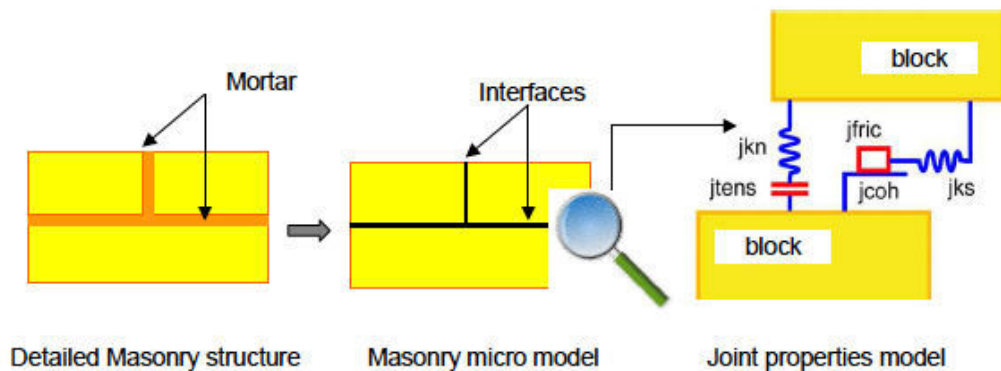


Figure 29 : Modèle d'interface – (Idris et al, 2009)



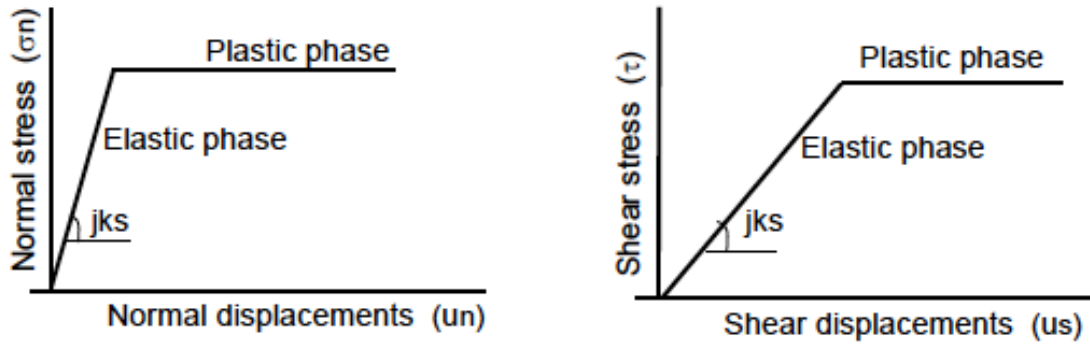


Figure 30 : Comportement des joints sous l'effet des efforts normal et de cisaillement

### 9.3 Relation entre les raideurs normale $K_n$ et tangentielle $K_s$ des joints

Les raideurs des joints dépendent des propriétés des blocs et du mortier utilisés dans la construction. Lourenco (1996) a utilisé une relation entre les propriétés des blocs et du mortier utilisé afin de calculer la raideur normale et la raideur tangentielle des joints. En plus, il a comparé les résultats de deux modèles, l'un continu et le deuxième avec interfaces. Les équations utilisées par Lourenco sont les suivantes :

$$K_n = \frac{E_u E_m}{h_m (E_u - E_m)} \quad (11)$$

$$K_s = \frac{G_u G_m}{h_m (G_u - G_m)} \quad (12)$$

Tel que  $E_u$  et  $G_u$  représentent respectivement le module d'Young et le module de cisaillement des blocs.  $E_m$ ,  $G_m$  et  $h_m$  représentent respectivement le module d'Young, le module de cisaillement et l'épaisseur du mortier.

Afin de montrer la validité de ces équations, Lourenço (1996) a pris deux modèles différents, un modèle continu et un modèle avec interfaces. Il a modélisé un mur de 18 lignes de briques d'argile avec un joint de mortier épais. Quatre cas de charge différents sont considérés : deux charges uniformes le long d'un bord et de deux charges ponctuelles réparties sur l'unité en haut à droite. Le paramètre de contrôle utilisé était le déplacement dans la direction de la force appliquée. Les résultats de déplacement pour tous les cas de charge ont montré une petite différence inférieure à 2,5% entre le modèle continu et le modèle d'interface (Figure 31, Tableau 12).

Tableau 12 : Déplacement du modèle continu et avec interfaces – Lourenco (1996)

	modèle continu				modèle avec interface			
	charge 1	charge 2	charge 3	charge 4	charge 1	charge 2	charge 3	charge 4
d (mm)	5,39	1,35	12,41	3,82	5,39	1,33	12,28	3,74

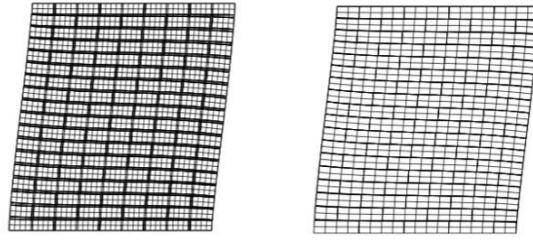


Figure 31 : Modèles de Lourenco (1996)

Le calcul du ratio  $K_s/K_n$  en utilisant les formules de  $K_s$  et de  $K_n$  des équations 11 et 12 abouti à un ratio indépendant de l'épaisseur du mortier.

$$\frac{K_s}{K_n} = \frac{G_u G_m (E_u - E_m)}{E_u E_m (G_u - G_m)} \quad (13)$$

Cette équation reliant les propriétés des blocs et des joints afin de calculer un ratio  $K_s/K_n$  sera utilisée dans notre travail de recherche pour la définition des typologies de maçonneries afin de donner une signification physique de leur ratio de raideurs tangentielle et normale (chapitre 2).

En fait, l'analyse de la littérature montre qu'il est difficile de donner une explication physique rigoureuse aux valeurs du ratio  $K_s/K_n$ . Raffard (2000) a fait des tests de compression et de cisaillement afin de caractériser le comportement des joints de maçonnerie et d'étudier les raideurs normale et tangentielle de ces joints. Pour ce faire, deux études expérimentales ont été menées :

- Un test de compression simple sur un composite pierre-mortier-pierre contenant un joint d'assise incliné (pour mobiliser du cisaillement), instrumenté par une méthode optique, a permis de caractériser localement l'interface dans le but de la modéliser précisément. Elle a ainsi pu montrer l'influence de la contrainte normale sur les raideurs de l'interface. Cependant le type de test effectué ne mobilise pas assez le cisaillement pour discuter finement du comportement tangentiel.
- Des essais de cisaillement direct ont alors été conduits, afin d'obtenir le comportement tangentiel non plus localement à l'interface, mais globalement.

Les tests réalisés ont montré que les interfaces devraient être idéalement modélisées par une loi qui prend en compte l'évolution du comportement normal avec la contrainte de cisaillement et l'augmentation de la raideur tangentielle de l'interface avec la contrainte normale. Dans ses études elle a considéré que si on parle d'une interface glissante, le ratio  $K_s/K_n$  vaut 1/100.

Une étude approfondie de la variabilité du ratio  $K_s/K_n$  montre que ce ratio peut affecter quelques propriétés mécaniques de la maçonnerie tel que le module d'Young et le module de cisaillement équivalents de la maçonnerie, représentés généralement par le ratio  $E/G$  de la maçonnerie. Par conséquent, la variabilité du ratio  $E/G$  équivalent de la maçonnerie reflète l'anisotropie de ce matériau. La variabilité de ce ratio en fonction du ratio  $K_s/K_n$  et en fonction de différents autres paramètres est présentée dans la section suivante.

#### 9.4 Propriétés continues équivalentes

- a) Modules de Young et de cisaillement équivalents

La maçonnerie, étant un matériau composite constitué de briques et du mortier, elle présente donc des propriétés équivalentes dues à la combinaison des propriétés de ses constituants, ainsi que des propriétés géométriques de la structure. Parmi ces propriétés, le module d'Young de la maçonnerie et son module de cisaillement équivalents apparaissent d'une grande importance. On entend par modules équivalents les propriétés qu'aurait un milieu continu pour reproduire le comportement du milieu discontinu. Comme déjà noté précédemment, les méthodes analytiques utilisées pour évaluer le dommage des bâtiments, se basent sur des relations entre les paramètres liés au mouvement de ces derniers (tel que le ratio de déflexion), la déformation d'extension dans la structure et les propriétés des bâtiments. Parmi ces propriétés, le ratio E/G de la maçonnerie joue un rôle important dans les équations établies par ces modèles analytiques. On le notera  $E_{eq}/G_{eq}$  dans la suite.

b) Calcul de E/G - Influence des ouvertures et des propriétés des joints (Ks/Kn)

Son et Cording (2007) ont suivi une méthodologie numérique et analytique à la fois, pour calculer le ratio  $E_{eq}/G_{eq}$  en fonction des propriétés des joints (Ks/Kn) et de la présence d'ouvertures dans le bâtiment.

L'idée est que le module d'Young est généralement relié aux déflexions dues au moment fléchissant dans une structure. Le module de cisaillement est relié aux déflexions induites par l'effort tranchant dans la structure.

Un premier calcul numérique, en utilisant le logiciel UDEC, a permis de calculer la déflexion d'un mur de rapport L/H=2 soumis à une flexion pure (Figure 32). Cette déflexion a alors été comparée à une valeur théorique se basant sur les équations de Gere et Timoshenko (1990) de cette déflexion pour une poutre de même élancement afin d'en déduire une valeur de  $E_{eq}$ . Un second calcul a permis de calculer la déflexion d'un mur de rapport L/H=1 soumis à un cisaillement. Cette déflexion a alors été comparée à une valeur théorique de cette déflexion pour une poutre de même élancement afin d'en déduire une valeur de  $G_{eq}$ . Ce calcul est basé sur les équations suivantes :

$$M = \frac{\sigma_{max} I}{0,5H} \quad (14)$$

$$\delta_{total} = \delta_b + \delta_s = \frac{FL^3}{3E_{eq}I} + \frac{1,2FL}{G_{eq}A} \quad (15)$$

$$F = \tau A \quad (16)$$

$$E_{eq} = \frac{ML^2}{8I\delta_b} \quad (17)$$

$$G_{eq} = \frac{1,2FL}{A\delta_s} \quad (18)$$

Tel que M le moment fléchissant, L la longueur de la structure, H sa hauteur et I le moment d'inertie, A la surface, F l'effort tranchant et  $\tau$  la contrainte de cisaillement.

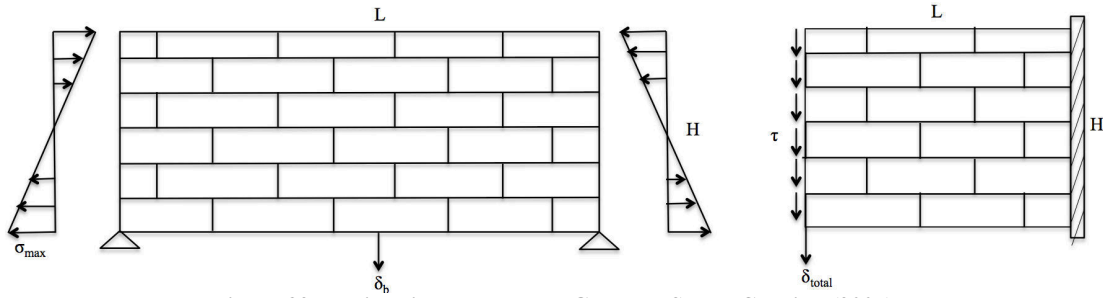


Figure 32 : Estimation de  $E_{eq}$  et de  $G_{eq}$  selon Son et Cording (2007)

Les résultats obtenus ont été partiellement validés en les comparant avec des équations analytiques de Singh (1973) qui permettent de calculer les modules d'Young et de cisaillement de la maçonnerie en fonction des propriétés des blocs et des joints, pour un bâti ayant un pourcentage d'ouvertures nul (équations 19, 20, 21, 22 et 23- Figure 32):

$$E_1 = \frac{E}{1 + \frac{B_{n1}E}{S_1 K_{n1}}} \quad (19)$$

$$E_2 = \frac{E}{1 + \frac{E}{S_2 K_{n2}}} \quad (20)$$

$$\frac{1}{G_{12}} = \frac{1}{G} + \frac{B_{t1}}{S_1 K_{s1}} + \frac{1}{S_2 K_{s2}} \quad (21)$$

$$B_{t1} = \left[ 1 + \frac{K_{n2}S}{K_{s1}S_2} \left( 1 - \frac{S}{S_1} \right) \right]^{-1} \quad (22)$$

$$B_{n1} = \left[ 1 + \frac{K_{s2}S}{K_{n1}S_2} \left( 1 - \frac{S}{S_1} \right) \right]^{-1} \quad (23)$$

Dans les équations 19 à 23 "E" et "v" sont les caractéristiques de la roche intacte, soit donc de la maçonnerie une fois homogénéisée. Dans le cas où les joints sont orthogonaux avec une famille continue (dans la direction 1) et l'autre discontinue (dans la direction 2), on peut définir un milieu équivalent isotrope transverse caractérisé par cinq coefficients indépendants "E1, E2, v1, v2 et G12" (Figure 33). E<sub>i</sub> caractérisant la déformation dans la direction "i" sous l'action d'une contrainte dans cette même direction ; v<sub>i</sub> caractérisant la déformation dans la direction "j" sous l'action d'une contrainte exercée dans la direction "i". G<sub>12</sub> caractérisant la variation d'angle entre les directions 1 et 2 sous l'action d'une contrainte de cisaillement s'exerçant dans le plan défini par ces deux directions. K<sub>ni</sub> est la raideur normale à un joint dans la direction "i" et K<sub>si</sub> est la raideur tangentielle à un joint de normal "i".

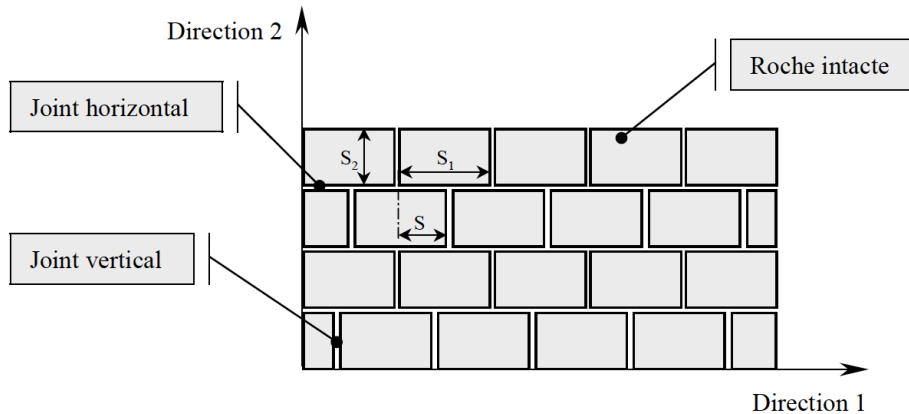


Figure 33 : milieu discontinu – présentation du milieu fracturé – Deck (2002) – d'après Singh (1973)

Les résultats des deux calculs sont très comparables pour un pourcentage d'ouvertures nul. Les résultats ont également été comparés à quelques observations de site (Burland et Wroth 1974, Cook 1994). Son et Cording ont donné alors un graphique représentant les valeurs de  $E_{eq}/G_{eq}$  équivalent en fonction du pourcentage d'ouverture dans la structure, pour différentes valeurs du rapport entre la raideur tangentielle et normale  $K_s/K_n$  des joints (Figure 34).

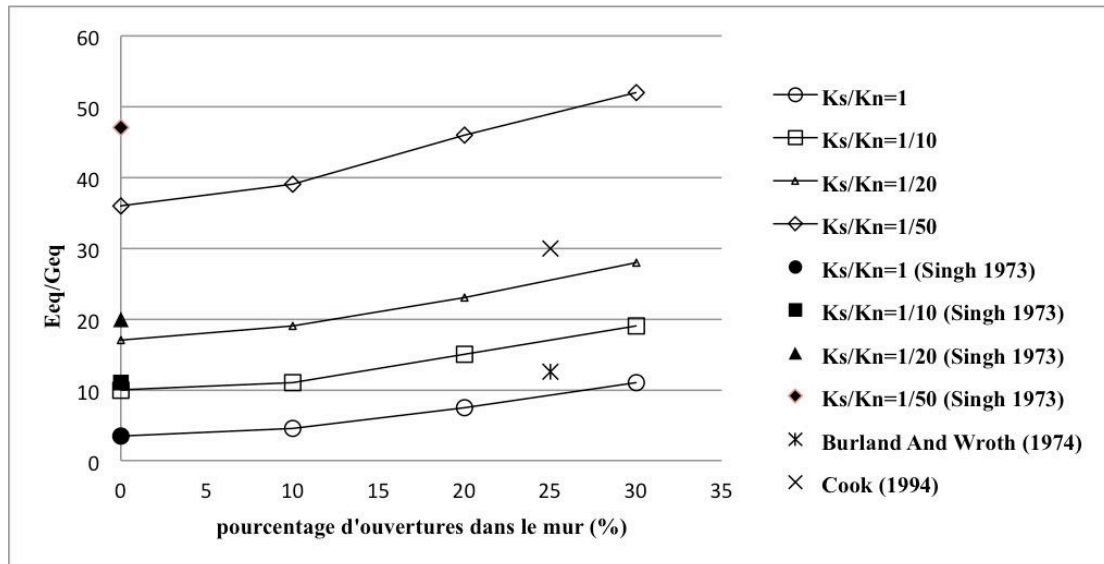


Figure 34 : Variation du ratio  $E_{eq}/G_{eq}$  en fonction du ratio  $K_s/K_n$  et du pourcentage d'ouvertures dans le bâtiment – d'après Son et Cording (2007)

Ces travaux de Son et Cording (2007) sont une base intéressante pour la justification de la variation du ratio  $E_{eq}/G_{eq}$  équivalent des maçonneries en fonction des propriétés des joints et des ouvertures présentes dans le bâtiment. Cette variation du ratio  $E/G$  est caractéristique d'une anisotropie de la maçonnerie puisque l'hypothèse d'un comportement isotrope des matériaux implique une relation entre ce ratio et le coefficient de Poisson :  $E/G = 2(1+\nu)$ , soit  $2 < E/G < 3$  pour  $0 < \nu < 0,5$ .

Ils ont trouvé que pour une augmentation du pourcentage d'ouverture de 0% à 30%, le module d'Young équivalent  $E_{eq}$  diminue jusqu'à 26%, pour des ratios de la raideur tangentielle sur la raideur normale des joints  $K_s/K_n$  valant 1, 1/10 et 1/20. Pour un ratio de  $K_s/K_n$  égal à 1/50,  $E_{eq}$  diminue jusqu'à 20%. Pour le module de cisaillement équivalent, ils ont trouvé que  $G_{eq}$  diminue jusqu'à 77% avec l'augmentation du pourcentage d'ouverture jusqu'à 30%, pour un ratio  $K_s/K_n$  valant 1. Pour un ratio  $K_s/K_n$  inférieur à 1,  $G_{eq}$  diminue entre 33% ( $K_s/K_n=1/50$ ) et 57% ( $K_s/K_n=1/10 - 1/20$ ) avec l'augmentation du pourcentage d'ouverture. Comme conclusion pour le ratio  $E_{eq}/G_{eq}$ , Son et Cording ont trouvé que ce ratio augmente avec la diminution du ratio  $K_s/K_n$ . Le Tableau 13 synthétise les valeurs de  $E_{eq}/G_{eq}$ , en fonction du pourcentage des ouvertures et du ratio  $K_s/K_n$  des joints.

**Tableau 13 : relation entre le ratio  $K_s/K_n$ , le pourcentage d'ouverture et l'intervalle du ratio  $E_{eq}/G_{eq}$**

$K_s/K_n$	% d'ouvertures	Intervalle de $E_{eq}/G_{eq}$
1	0% - 10%	$3,4 < E/G < 5$
	10% - 20%	$5 < E/G < 8$
	20% - 30%	$8 < E/G < 11$
1/10	0% - 10%	$10 < E/G < 12$
	10% - 20%	$12 < E/G < 16$
	20% - 30%	$16 < E/G < 19$
1/20	0% - 10%	$17 < E/G < 19$
	10% - 20%	$19 < E/G < 24$
	20% - 30%	$24 < E/G < 28$
1/50	0% - 10%	$26 < E/G < 39$
	10% - 20%	$39 < E/G < 46$
	20% - 30%	$46 < E/G < 52$

Parmi les critiques qui peuvent être faites de cette étude, on peut signaler qu'il manque une signification physique du choix du ratio  $K_s/K_n$  relatif aux propriétés des blocs et du mortier utilisé. Cette question sera abordée spécifiquement dans la suite afin de définir une typologie des bâtiments en maçonnerie (chapitre 2).

## **10 Présentation synthétique des études visant à caractériser le comportement mécanique des maçonneries**

Cette section présente une synthèse des études concernant la caractérisation du comportement mécanique de la maçonnerie selon les chargements qu'elle subit. Mounajed (1992) a regroupé différents travaux menés sur ce sujet en précisant la nature de la recherche (analytique, expérimentale, numérique), le type d'ouvrage étudié et le type de chargement (Tableau 14). Ce tableau est encore complété par quelques études récentes (Raffard 2000, Bui 2013).

**Tableau 14 : Etudes bibliographiques traitant le sujet de la maçonnerie (Mounajed (1992), Raffard (2000), Bui (2013))**

Référence	Type de l'étude	Type de l'échantillon	Type de charge	Résultats	Type de maçonnerie
STAFFORD (1972)	Etude expérimentale et analyse par éléments finis en élasticité linéaire	Un triplet de brique (trois briques entrecoupées par deux joints de mortier). joint ciment / sable	Parallèle et perpendiculaire au plan du joint	La rupture se produit dans le mortier par traction - un comportement élastique linéaire a été supposé pour l'ensemble	Maçonnerie non armée
HENDRY (1978)	Etude théorique basée sur plusieurs expérimentations sur des maçonneries en briques pleines	Différents types de panneaux - joints de mortier (1 ciment, 0,25 chaux, 3 sable)	Contrainte de compression et de cisaillement	la rupture intervient par fissuration diagonale à travers les briques et le mortier. - une formule empirique est proposée pour la résistance au cisaillement	Maçonnerie non armée
SHNEIDER (1978)	Etude expérimentale sur la résistance au cisaillement des maçonneries	Éléments de murs - échantillons de taille réduite	Chargement normal et horizontal appliqué selon plusieurs types de modes opératoires	- la résistance au cisaillement de la maçonnerie dépend dans une large mesure de l'échantillon et du mode d'application de la charge	Maçonnerie non armée
SAMARICHING (1980)	Etude expérimentale et analyse par la méthode des éléments finis d'un panneau de maçonnerie soumis à une compression et contrainte de traction	Panneau avec différents élancements H/L - joints de mortier (1 ciment, 0,25 chaux, 3 sable) - briques pleines	Pré compression et contrainte de cisaillement	La rupture intervient au centre du panneau dans une zone de traction – compression	Maçonnerie non armée
PAGE (1978)	Etude expérimentale et analyse par éléments finis : - comportement des briques - comportement des joints - loi de frottement - influence de l'orientation	Panneaux de dimensions 500*500*54 mm Couplet de deux briques et un joint de mortier	- compression simple avec orientations différentes - compression bi axiale	- la rupture se produit dans un plan normal à la surface libre du panneau - des surfaces limites ont été mises en évidence (fonction des contraintes principales et de l'orientation)	Maçonnerie non armée
SHAAN (1987)	Etude expérimentale sur : briques individuelles - panneaux en briques creuses de terre cuite - analyse et modélisation par éléments finis	- différents types de panneaux avec plusieurs orientations, et plusieurs rapports H/L - joint de mortier de plusieurs composition	Contrainte de compression selon différentes orientations Contrainte de compression bi axial	Trois principaux modes de rupture : par fendage - par traction normale au plan du panneau - par traction parallèle au plan du	Maçonnerie non armée

				panneau	
HENDRY (1978)	Analyse théorique basée sur un comportement élastique linéaire et isotrope de maçonnerie en briques pleines	Briques pleines superposées entrecoupées par des joints de mortier	Compression simple normale au plan du joint	- supposition d'une relation linéaire entre la résistance à la traction et la résistance à la compression	Maçonnerie non armée
ANAND (1982-1986)	Analyse numérique par éléments finis Hypothèse : la maçonnerie est considérée comme homogène, élastique, et isotrope	Une paroi en brique de terre cuite et une autre en blocs de béton	Chargement vertical	Identification de la source engendrant la contrainte de cisaillement entre deux parois	Maçonnerie non armée
MOUNAJED (1992)	Modélisation par éléments finis (linteau et mur de contreventement et poutre voile en maçonnerie armée)	Eléments de maçonnerie creux	Chargement vertical	Identification de l'effet du renforcement de la maçonnerie sur son comportement	Maçonnerie armée
BUI (2013)	Etude expérimentale	Blocs de béton Mortier	Chargement hors plan	Comportement de la maçonnerie en chargement hors plan	Maçonnerie armée et non armée
Bui (2013)	Etude numérique UDEC (éléments distincts)	Murs en maçonnerie	Chargement hors plan	Comportement de la maçonnerie en chargement hors plan	Maçonnerie armée et non armée
Bui (2013)	Etude numérique UDEC (éléments distincts)	Murs en maçonnerie	Chargement plan - tassement	Comportement des blocs face au tassement (ouverture des joints)	Maçonnerie non armée
RAFFARD (2000)	Etude expérimentale et numérique	Blocs de pierres mortier	Compression-traction-cisaillement	Caractérisation des propriétés des joints	Maçonnerie non armée



D'après le Tableau 14, on remarque que différentes études expérimentales et numériques se sont intéressées à la maçonnerie, et à son comportement mécanique.

Les essais visualisés dans le Tableau 14 se concentrent sur des essais généraux exécutés sur des échantillons en maçonnerie, dont la plupart avaient des dimensions comprises entre 0,5m et 2,5m, et sollicités par des sollicitations simples : cisaillement, compression, traction, etc.

En addition, des études ont été faites sur des échantillons en maçonnerie subissant des tassements de terrains, le mouvement sur lequel se base notre étude. Bicanic (2002) a modélisé expérimentalement l'affaissement d'un sol sous un mur en maçonnerie à joint sec. La position du tassement se situe au milieu du mur. Ce bâti à joints secs de 2m\*0,5m\*1m (longueurs \* hauteur \* épaisseur) est constitué en assemblant 150 briques de dimension 200\*50\*100 mm (longueur \* hauteur \* épaisseur). Il est supporté par trois plateformes, l'une mobile et les deux autres fixes. Bui (2013) a modélisé numériquement sur le logiciel 3DEC, ce même essai, afin de visualiser la propagation des fissurations et le comportement des blocs avec le tassement obtenu, pour différents maillages considérés. Le tassement désiré a été induit en appliquant une vitesse verticale descendante. La masse volumique de la brique est de 2000 kg/m<sup>3</sup> et l'angle de frottement entre deux briques est de 20°. L'essai consiste à affaisser le support du milieu d'un déplacement de 4cm. Pour traduire les caractéristiques des joints secs, on considère que les rigidités des joints sont très faibles ( $k_n = 5,87\text{N/mm}^3$ ,  $k_s = 2,45\text{N/mm}^3$ ), et les paramètres cohésion, résistance à la traction, et angle de dilatance, sont égaux à zéro. Une vitesse associée au déplacement vertical, considérée comme lente, égale à 2mm/s, est imposée au support mobile. Le choix des paramètres  $K_s$  et  $K_n$  par Bui (2013) abouti un rapport  $K_s/K_n$  égale à 0,4. Cela est loin de la valeur 1/100 considérée par Raffard (2000) pour des joints secs. Ce décalage montre la difficulté de donner une signification physique aux rapports  $K_s/K_n$ . Ce point sera abordé dans une partie de notre travail de thèse. La Figure 35 représente l'essai expérimental de Bicanic ainsi que la validation numérique faite par Bui. Les résultats obtenus par Bui (2013) sont similaires aux résultats de Bicanic (2002), du point de vue faciès de rupture. Cependant, Bui (2013) n'a pas pu comparer les résultats de façon quantitative comme il y avait un manque de la courbe associée à la distribution du déplacement le long du mur. Cette similarité du faciès de rupture illustre l'efficacité de la modélisation numérique à l'aide des éléments distincts pour les bâtiments en maçonnerie. C'est un facteur justifiant l'intérêt d'y avoir recours dans notre travail de recherche. Ces études se sont intéressées au comportement de ces structures du point de vue de leur mode de rupture (localisation des fissurations) et de leur déflexion, sans chercher à caractériser l'évolution de la rigidité de ces bâtiments, ce qui constitue une des questions abordées dans cette thèse (chapitre 3).

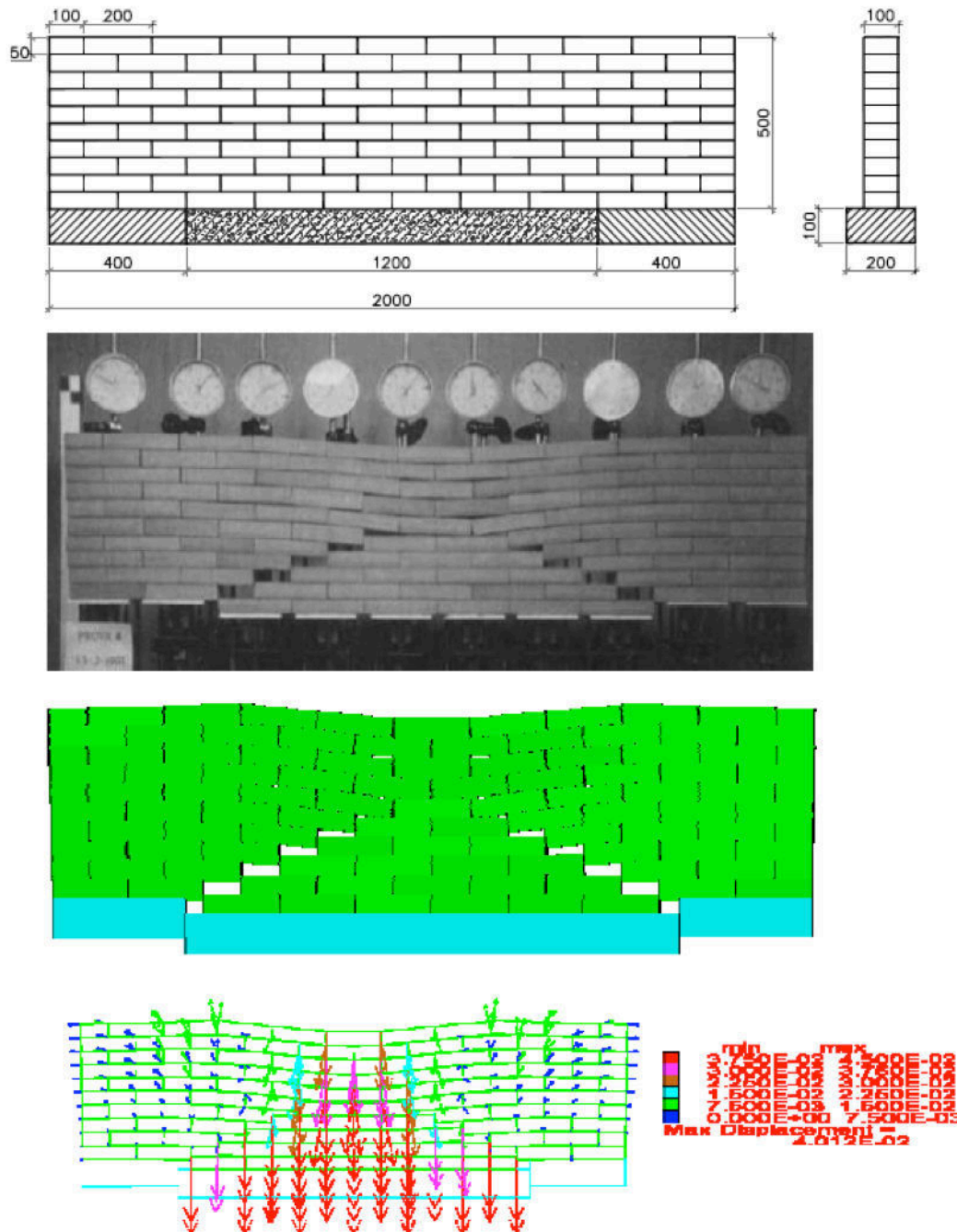


Figure 35 : Comportement d'un mur subissant un tassement - Bui (2013)

## 11 Conclusion intermédiaire

Cette section a traité le sujet de la maçonnerie. Les constituants de la maçonnerie, les essais mécaniques issus ainsi que la variabilité des propriétés de la maçonnerie ont été décrits. On retiendra que :

- La maçonnerie est constituée de blocs et de joints. Il s'agit donc d'un matériau non homogène et non isotrope.
- La rupture de la maçonnerie se manifeste par des glissements au niveau des joints de mortier, par des ouvertures de ces joints (fissurations) et par des fissurations au niveau des blocs. Cette rupture dépend du type de chargement appliqué et des

orientations des joints. Le chargement étudié dans notre travail correspond à des tassements de terrains qui induisent des efforts de flexion. Ce type de sollicitation n'a fait l'objet que de très peu d'essais publiés.

- L'anisotropie de la maçonnerie se manifeste par la variabilité du ratio du module d'Young équivalent de la maçonnerie sur le module de cisaillement équivalent de la maçonnerie  $E_{eq}/G_{eq}$ . Ce ratio peut atteindre des valeurs assez grandes (supérieures à 50), dépendant des pourcentages des ouvertures dans le bâti, et des propriétés des joints. Les propriétés des joints prises en compte dans ce cas sont la raideur normale des joints  $K_n$  et leur raideur tangentielle  $K_s$ . Cette variabilité incite à définir une typologie de bâtiments en maçonneries fonction des propriétés mécaniques, et la façon avec laquelle chaque type peut résister aux dommages.

Cependant, les travaux notés dans cette section et traitant du comportement de la maçonnerie face à différents chargements n'abordent pas la question de la variation de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction des chargements qu'ils subissent. Dans le cas des bâtiments subissant des tassements, cette question apparaît importante afin de prévoir précisément leur endommagement. En effet, une variation de la rigidité d'une structure aura des conséquences sur le phénomène d'interaction sol-structure. Une réduction de la rigidité entraînera une augmentation du taux de transmission des tassements des terrains en champ libre dont il résultera une augmentation du dommage. L'étude de cette question sera traitée dans le chapitre 3 de ce travail de thèse.

## **12 Conclusion**

Le chapitre 1 a présenté une synthèse des connaissances sur différents éléments constituant la base de cette thèse : les mouvements de terrains, leurs effets sur les bâtiments, les méthodes d'évaluation des dommages des bâtiments, tout cela accompagné d'une étude des bâtiments en maçonnerie en terme de constituants et comportement face à différents chargements. Nous retiendrons en particulier que :

- Les mouvements de terrains peuvent induire plusieurs sollicitations sur les ouvrages. Ce travail de thèse se concentre exclusivement sur l'effet de la courbure de terrains qui s'accompagne d'une déflexion des bâtiments
- La diversité des méthodes d'évaluation des dommages, ainsi que des valeurs seuils proposées pour évaluer ce dommage pose un problème d'incertitude dans l'évaluation du dommage. Cette variabilité permet de suggérer qu'il pourrait être pertinent de proposer des plages de variation de ces valeurs seuils en fonction des propriétés des bâtiments. Le développement de courbes de fragilité semble par ailleurs pertinent puisque leur formalisme est adapté à la prise en compte de ces incertitudes. Cela constituera une partie significative du travail de thèse où on accomplira une étude de sensibilité suivie par une construction des courbes de fragilité relatives au dommage des bâtiments en maçonnerie.
- La prévision des dommages aux bâtiments nécessite de prendre en compte des phénomènes d'interaction sol-structure afin de distinguer les mouvements en champ libre du terrain et les mouvements transmis au bâti qui sont ceux réellement corrélés aux dommages. La prévision du taux de transmission des mouvements du sol au bâti ne fait pas l'objet de cette thèse. Néanmoins, nous

avons montré que pour être pertinente cette prévision nécessitait de caractériser la rigidité de la structure.

- Si la question de la rigidité des ouvrages en maçonnerie a fait l'objet de plusieurs études, la question de l'influence de l'endommagement induit par la déflexion transmise au bâti, sur sa propre rigidité n'a jamais été étudiée. L'étude de l'évolution de la rigidité des bâtiments en fonction du tassement souffert constituera une seconde partie significative dans notre travail.

Compte tenu de cette étude bibliographique qui a noté divers paramètres qui enveloppent le sujet des dommages des bâtiments, notre travail de recherche conserve certains paramètres spécifiques ou mots clés qui constitueront la dynamique du travail : la déflexion des bâtiments induite grâce à la courbure des terrains, les déformations des structures, la méthode analytique de Burland, les modules d'Young et de cisaillement de la maçonnerie, la rigidité des bâtiments.

Ainsi, et en conduisant notre recherche au moyen de ces mots clés, les chapitres suivants de notre travail de recherche discutent les deux buts suivants :

- Comment peut-on étudier l'incertitude des valeurs seuils permettant d'évaluer le dommage des bâtiments et est-il possible de développer des courbes de fragilité pour l'évaluation des dommages? (chapitre 2)
- Comment peut-on étudier évaluer l'évolution de la rigidité d'un bâtiment subissant un mouvement de terrain ? (chapitres 3 et 4)

Cette deuxième question sera encore confrontée expérimentalement, pour visualiser le comportement in-situ des murs en maçonnerie subissant des flexions et pour investiguer l'évolution de leur rigidité selon ces flexions qui leurs sont imposées.

# Chapitre 2. Influence des propriétés du bâti sur l'évaluation du dommage

## 1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'étudier l'effet des propriétés des bâtiments en maçonnerie sur leur endommagement.

Le chapitre 1 a montré que différents paramètres peuvent être utilisés pour estimer le dommage d'un bâti. Dans cette section, on s'intéresse au paramètre ratio de déflexion afin d'évaluer le dommage d'un bâtiment. L'objectif principal est d'étudier l'effet des propriétés géométriques et mécaniques des bâtiments sur leur endommagement. La méthode analytique sélectionnée est la méthode de Burland déjà présentée et dont le formalisme analytique permet de relier l'endommagement aux paramètres géométriques (longueur  $L$ , hauteur  $H$  et pourcentage d'ouvertures présentes) et mécaniques (module d'Young  $E$ , module de cisaillement  $G$ ). D'autre part, cette méthode permet de relier trois paramètres fréquemment utilisés pour étudier le dommage : la déflexion du bâtiment, les déformations principales d'extension maximale et les ouvertures des fissurations pouvant apparaître pour chaque catégorie de dommage.

La sensibilité de l'évaluation du dommage aux propriétés des bâtiments conduit à suggérer l'existence d'incertitudes pour cette évaluation. La prise en compte de ces incertitudes apparaît nécessaire pour évaluer les dommages des bâtiments subissant des aléas naturels. Le formalisme des courbes de fragilité sera alors adopté afin de permettre d'évaluer la probabilité de dépasser chaque niveau de dommage en fonction de l'intensité de la déflexion relative et pour différentes typologies du bâti. Par conséquence, la démarche de ce chapitre se décompose en deux parties :

Dans une première partie, on cherche à répondre à la question suivante : deux bâtiments en maçonnerie, ayant des propriétés différentes, seront-ils endommagés de la même manière s'ils subissent le même tassement différentiel ? Dans une seconde partie, une étude probabiliste est présentée. Cette étude permet de tracer des courbes de fragilité pour différentes typologies de structures. Ces courbes indiquent la probabilité de dépasser une catégorie de dommages en fonction du ratio de déflexion d'une structure appartenant à une typologie donnée.

## 2 Analyse analytique de l'effet des propriétés des bâtiments sur les valeurs seuils du ratio de déflexion

Cette section a pour rôle d'évaluer l'effet des propriétés des bâtiments en maçonnerie sur les valeurs seuils du ratio de déflexion associées à chaque niveau d'endommagement. Cette étude s'appuie sur la méthode analytique de Burland déjà présentée dans le chapitre 1 de la thèse et rapidement résumée sur la Figure 36.

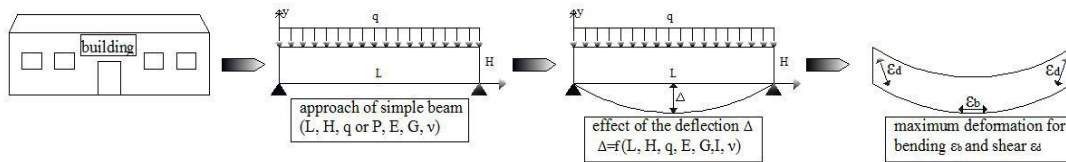


Figure 36 : Méthode analytique utilisée pour évaluer l'effet des propriétés des bâtiments sur les valeurs seuils du ratio de déflexion

Dans cette étude, on étudie uniquement l'influence de la déflexion sur le dommage du bâti et on ne prend donc pas compte la déformation horizontale du terrain. Cette méthode permet de relier les déformations maximales d'extension de la structure, à la déflexion en fonction des propriétés du bâtiment. La façade d'un bâtiment est ainsi assimilée à une poutre chargée uniformément dont les propriétés qui interviennent dans le calcul sont : la longueur de la poutre  $L$ , sa hauteur  $H$ , son module d'Young  $E$ , son module de cisaillement  $G$  (cas d'un comportement anisotrope) et la position de l'axe neutre qui apparait indirectement dans le calcul du moment d'inertie  $I$  de la section de la poutre. La variabilité de propriétés du bâti est prise en compte par la variation des ratios  $L/H$  et  $E/G$ , et par le choix de deux positions de la fibre neutre. Le coefficient de Poisson est conservé constant et égal à 0,3 dans toutes les analyses. Cette variabilité des ratios ( $L/H$ ,  $E/G$ ) et de la position de la fibre neutre sera expliquée ci dessous. Les équations 4 et 5 sont utilisées dans cette étude.

La méthode de Burland a également été développée pour une poutre soumise à une charge ponctuelle ou répartie. On retient ici le modèle d'une charge uniformément répartie qui est plus réaliste (Saeidi 2010). Par ailleurs, Saeidi (2010) a effectué une analyse de sensibilité sur l'influence du type de charge. Il a trouvé que la déformation principale maximale associée au moment fléchissant est peu sensible au type de charge. En revanche, il observe que la déformation principale maximale associée à l'effort tranchant est davantage sensible. Cela a permis de conclure que le cas de charge réparti, en plus d'être plus réaliste, est également plus sécuritaire que le cas d'une charge ponctuelle (Figure 37). C'est pour cela qu'on utilise les équations 3 et 4 relatives à une charge répartie dans notre calcul de sensibilité présenté ci-dessous.

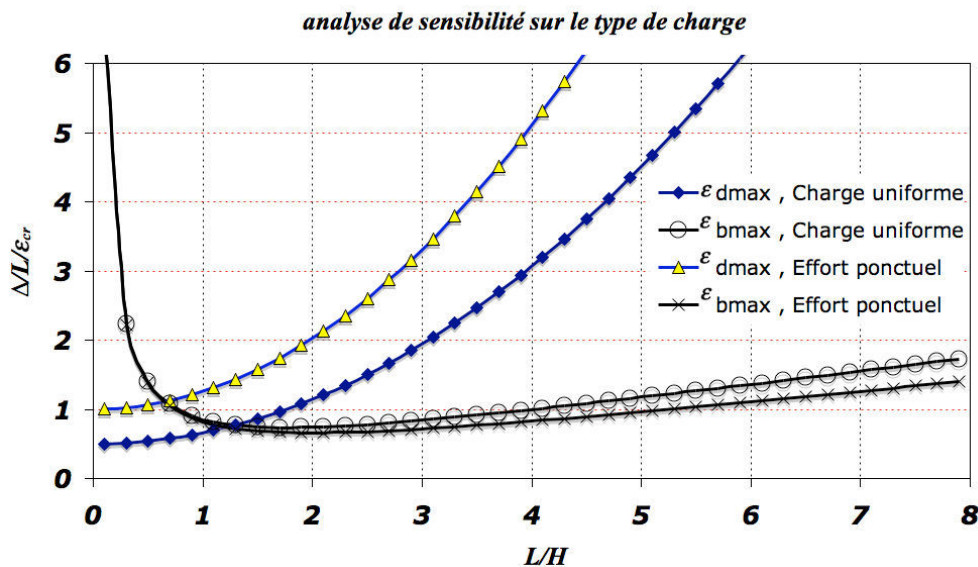


Figure 37 : Analyse de sensibilité sur le type de charge. ( $E/G=2.6$ ,  $\epsilon_h=0$  et fibre neutre au niveau de la fibre moyenne) – d'après Saeidi (2010)

## 2.1 Justification des intervalles choisis pour E/G et L/H et de la position de l'axe neutre

### 2.1.1 Intervalle de l'élanement horizontal L/H

Le choix de l'intervalle utilisé pour le ratio L/H s'appuie sur les valeurs observées pour des bâtiments usuels. Le choix des intervalles géométriques des bâtiments en maçonnerie (L/H) est basé sur une étude évoquée par Saeidi (2010) pour des bâtiments en zone d'affaissement minier (Lorraine – France). Les bâtiments sont divisés en cinq catégories selon leur longueur : petite (<10m), moyenne (11 à 20m), grande (21 à 30m), très grande (31 à 40m) et exceptionnelle (> 41m). Pour la hauteur des bâtiments, la plupart des bâtiments ont un ou deux étages dans la région lorraine, ce qui peut correspondre à une hauteur entre 5 et 9m. Grâce à cette variabilité de la longueur et de la hauteur des bâtiments en maçonnerie, les intervalles de L/H peuvent donc varier entre 0,5 et 8. On note que les valeurs associées aux ratios de L/H inférieurs à 2 devront être considérés avec circonspection dans la mesure où l'élanement du bâti, ainsi ils peuvent être considérés exclus en principe l'utilisation d'un modèle mécanique de type poutre.

### 2.1.2 Intervalle de E/G

Le ratio E/G est également susceptible de prendre des valeurs très variables afin de tenir compte de l'influence du comportement réel d'ouvrages en maçonneries (pierres et joints de mortier) et l'existence d'ouvertures dans l'ouvrage (portes, fenêtres). Cette variabilité des valeurs de E/G pour les bâtiments en maçonnerie a été présentée dans le chapitre 1 de ce travail de recherche. Ce ratio peut prendre des valeurs atteignant 52 pour des ouvrages en maçonnerie comportant un pourcentage d'ouverture important et des valeurs du ratio  $K_s/K_n$  caractérisant les joints de mortier égal à 1/50 (Son et Cording, 2007).

Une étude plus détaillée sur la division de ce vaste intervalle de E/G en fonction de différents paramètres ( $K_s/K_n$ , pourcentage d'ouvertures dans les bâtiments, propriétés des pierres et du mortier utilisé dans la maçonnerie) sera présentée dans la section correspondant à la réalisation des courbes de fragilité. Pour l'étude de sensibilité présentée ci-dessous, on utilise la totalité de cet intervalle, afin de voir l'effet de la variabilité de ce ratio sur les seuils du ratio de déflexion utilisé pour catégoriser le dommage des bâtiments en maçonnerie.

### 2.1.3 Position de l'axe neutre

La méthode analytique utilisée se base sur la théorie des poutres. Par conséquence, la position de l'axe neutre dans une section de la poutre est une variable à prendre en compte dans le calcul des déformations. Deux positions de l'axe neutre sont prises en compte dans cette étude de sensibilité : au milieu (fibre moyenne) et en bas de la poutre. En fait, Burland et Wroth (1974) et Boscardin et Cording (1989) considèrent que si le bâtiment est en zone convexe, l'axe neutre peut être considéré en bas de la poutre en raison de la faible résistance à la traction des niveaux supérieurs du bâtiment et de sa grande valeur aux niveaux des fondations. Boone (1996) considère au contraire l'influence des étages et du toit, contribuant à la résistance à la traction des niveaux supérieurs et justifiant d'élever la position de la fibre neutre jusqu'à la fibre au milieu de la section. En zone concave, la fibre neutre est traditionnellement supposée en même position que la fibre moyenne.

## 2.2 Résultats de l'étude de sensibilité – Effet de E/G, L/H et de la position de l'axe neutre

L'étude de sensibilité a été réalisée en considérant la variabilité des paramètres notés précédemment (L/H, E/G et la position de l'axe neutre). Le niveau de dommage est déterminé à partir des valeurs seuils de la déformation principale d'extension notée dans le Tableau 8.

Pour chaque niveau de dommage, les deux valeurs seuils du ratio de déflexion associées à la zone de flexion critique et de cisaillement critique ont été calculées. Le résultat final retenu correspond à la valeur minimale de ces deux valeurs seuils.

Les valeurs du ratio de déflexion retenues (le minimum entre les deux cas de flexion et de cisaillement) pour chaque catégorie de dommage ont été utilisées pour tracer les courbes seuils de chaque catégorie de dommage en fonction des propriétés du bâti prises comme variables dans cette étude de sensibilité. A titre d'illustration, la Figure 38 montre que la valeur seuil de  $\Delta/L$  qui fait la séparation entre des dommages de niveau D3 et D4 (courbe violet) varie entre 0,0015 et 0,0027 selon le ratio L/H du bâtiment. Les sous-sections suivantes décrivent dans le détail les différents résultats obtenus.

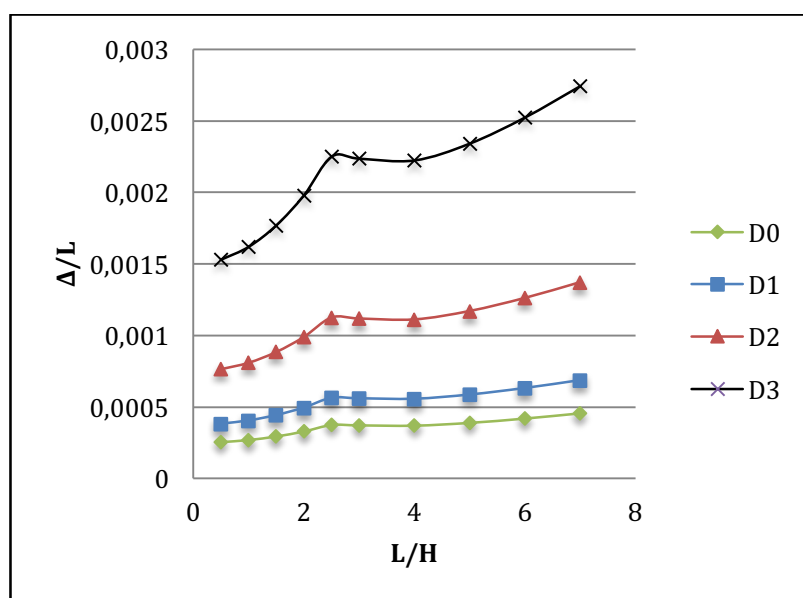


Figure 38 : Exemple d'un graphique présentant les courbes seuils obtenues par l'étude de sensibilité (cas de E/G=2.6, et un axe neutre en bas de la poutre)

### 2.2.1 Influence du ratio E/G sur les valeurs seuils de $\Delta/L$

On présente dans cette partie, des graphes représentant le ratio de déflexion en fonction du ratio E/G, pour un coefficient de Poisson  $\nu=0,3$  et un ratio L/H égal à 1 (Figure 39). Les courbes présentées correspondent aux limites supérieures des zones de dommages dont ces courbes portent le nom (dommage D4 au-dessus de la courbe D3 par exemple).

On observe d'abord que toutes les courbes présentent un extremum, qui reflète le passage de l'état de flexion critique à l'état de cisaillement critique. Cela signifie qu'en augmentant E/G, les déformations relatives au cisaillement deviennent supérieures et donc critiques par rapport aux déformations relatives à la flexion.

En plus, on remarque qu'au-delà d'une certaine valeur du ratio E/G, l'influence de ce ratio sur les valeurs seuils de ratio de déflexion est négligeable.



La comparaison entre les deux graphes  $\Delta/L=f(E/G)$  pour une fibre neutre en bas ( $y=H$ ) et à mi-hauteur ( $y = H/2$ ), montre une influence faible de la position de l'axe neutre sur les valeurs de  $\Delta/L$  lorsqu'on dépasse le point critique défini par l'extremum.

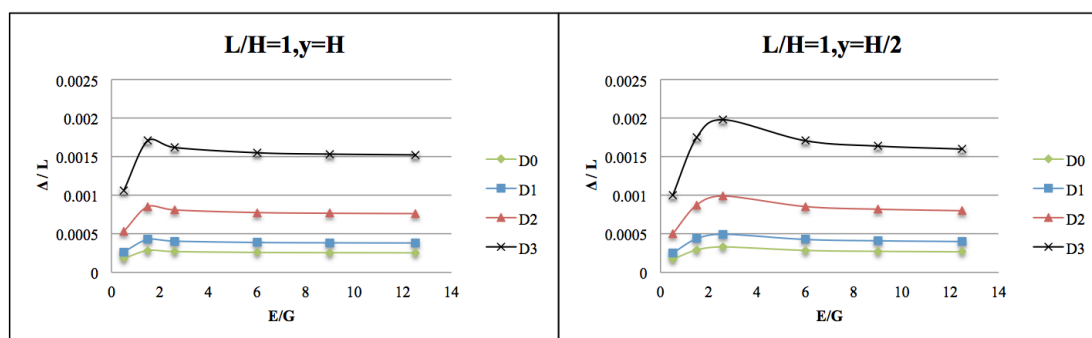


Figure 39 : Effet du ratio E/G sur les seuils du ratio de déflexion pour  $L/H = 1$ , effet de la position de l'axe neutre en fonction de E/G pour  $L/H=1$

Dans un second temps, afin de mieux visualiser l'effet de E/G, différentes valeurs de L/H sont prises en compte. Les courbes seuils du ratio de déflexion en fonction de E/G, pour diverses valeurs de L/H sont tracées (Figure 40). En fait, il s'agit de vérifier à partir de quelle valeur de E/G, son effet est négligeable, et s'il est dépendant des valeurs de L/H du bâtiment. L'étude est faite pour un axe neutre en bas de la poutre.

On remarque que pour une valeur fixée de  $L/H=1$ , l'effet de E/G tend à être négligeable au-delà d'une valeur de E/G d'environ 3.

Pour  $L/H=5$ , l'effet de E/G tend à être négligeable au-delà de  $E/G=20$ . En fait, la différence entre le ratio de déflexion pour  $E/G=20$  et celui pour  $E/G=50$  est au maximal égal à  $3 \cdot 10^{-4}$  (cas de la courbe D3).

En augmentant davantage le ratio L/H, on constate que l'effet de E/G est toujours repoussé vers des valeurs plus élevées et il devient difficile de définir une valeur de E/G à partir de laquelle la courbe commence à prendre une forme horizontale. Ainsi pour  $L/H=10$ , E/G continue à influencer la valeur du ratio de déflexion jusqu'à des valeurs de E/G valant 50.

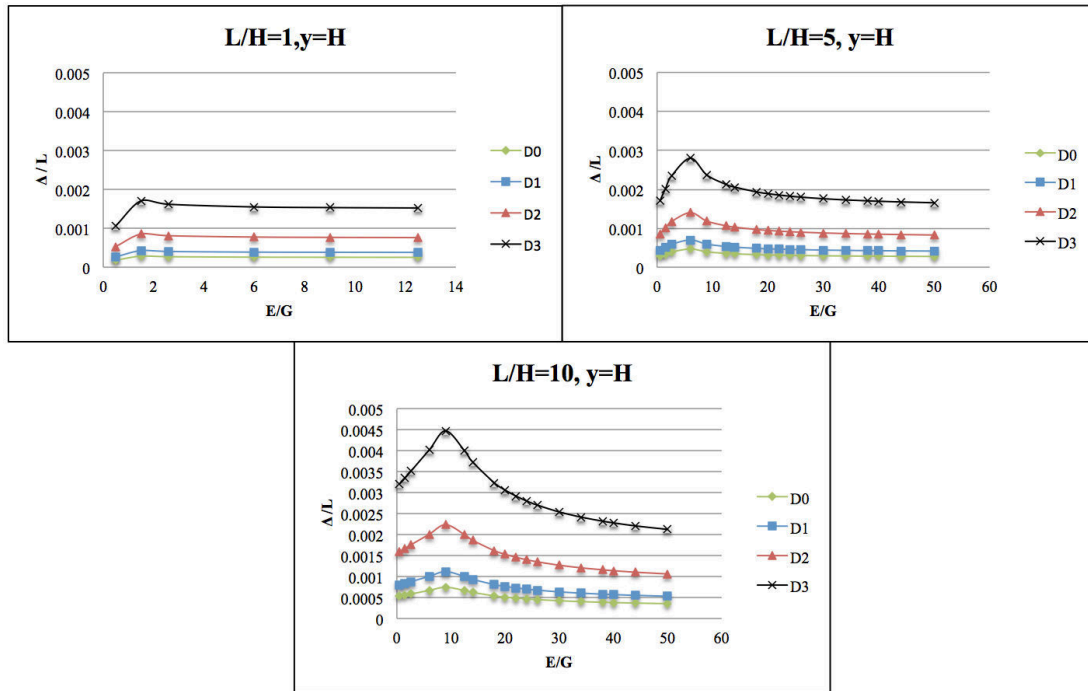


Figure 40 : Effet de E/G sur les seuils du ratio de déflexion pour différentes valeurs de L/H

### 2.2.2 Influence du ratio L/H sur les valeurs seuils de $\Delta/L$

On étudie l'effet de l'élanement horizontal L/H sur les ratios de déflexion  $\Delta/L$  associés à chaque niveau de dommage. Cette étude est faite pour  $E/G=2,6$  et un coefficient de Poisson  $\nu=0,3$ . Ces valeurs permettent de conserver la relation  $\frac{E}{G} = 2(1 + \nu)$  et correspondent donc à un comportement isotrope de la structure.

La Figure 41 représente  $\Delta/L$  en fonction de L/H pour deux positions de la fibre neutre en bas ( $y = H$ ) ou au milieu de la poutre ( $y = H/2$ ). On observe de nouveau que toutes les courbes présentent un extremum, qui reflète ici le passage de l'état de cisaillement critique à l'état de flexion critique. Cet extremum a pour abscisse  $L/H=2.5$  lorsque  $y=H$  et  $L/H=1.5$  lorsque  $y=H/2$ . Cela signifie que la position de la fibre neutre en bas de la poutre repousse l'influence du cisaillement jusqu'à des valeurs plus élevées de L/H.

Au delà de ce seuil, quelques tendances horizontales apparaissent aux niveaux des dommages, D0 et D1, tandis qu'une tendance bien ascendante est observée pour les dommages plus élevés.

En conclusion, on peut dire que l'augmentation du ratio L/H est favorable dans la mesure où elle implique une augmentation des valeurs seuils de  $\Delta/L$  associées à chaque niveau de dommage.

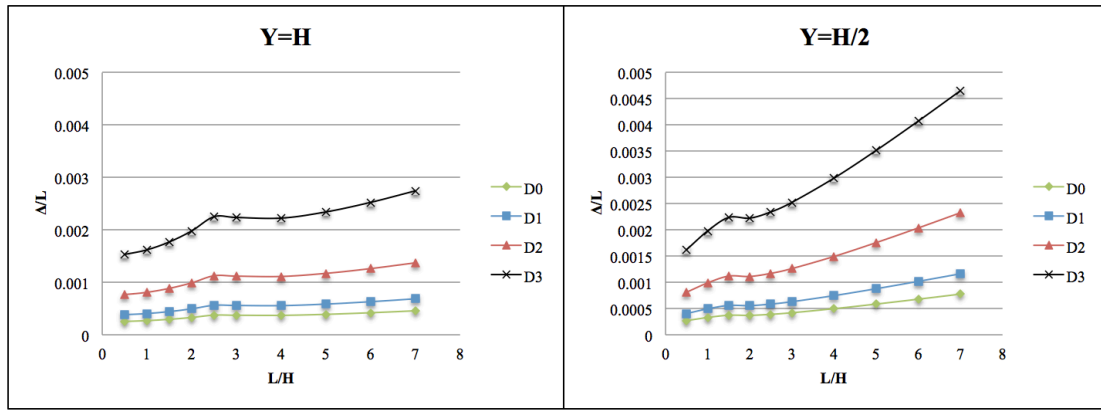


Figure 41 : Effet de L/H sur les seuils du ratio de déflexion pour deux positions de l'axe neutre, pour chaque catégorie de dommage, E/G fixé à 2.6

### 2.2.3 Effet de la position de l'axe neutre sur l'abscisse de l'extremum séparant les deux cas critiques de flexion et de cisaillement

Les résultats précédents (Figure 38 à Figure 41) montrent l'existence d'un extremum qui sépare les deux cas critiques de flexion/cisaillement. L'objectif de cette section est d'en définir la position, c'est-à-dire de trouver la relation entre les L/H et E/G pour chacune des deux positions considérées de la fibre neutre. Il s'agit donc de calculer une relation entre L/H et E/G pour laquelle les deux équations du ratio de déflexion, en flexion et en cisaillement seront égales.

#### 2.2.3.1 Premier cas : fibre neutre en bas de la poutre

Les équations à utiliser dans ce cas sont les suivantes :

$$\frac{\Delta}{L_{\text{flexion}}} = \left( \frac{5}{48} \frac{L}{H} + \frac{1}{2} \frac{1}{L/H} \frac{E}{G} \right) \epsilon_{b\max} \quad (24)$$

$$\frac{\Delta}{L_{\text{cisaillement}}} = \left( \frac{1}{2} + \frac{15}{144} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \frac{1}{E/G} \right) \epsilon_{d\max} \quad (25)$$

En considérant ces deux équations égales, et en considérant L/H=x et E/G=y, on obtient le suivant :

$$y^2 \frac{1}{2x} + y \left( \frac{5x}{48} - \frac{1}{2} \right) - \frac{15x^2}{144} = 0 \quad (26)$$

Cette équation peut être écrite sous la forme :

$$0 = \frac{1}{2x} (y - x) \left( y + \frac{10x^2}{48} \right) \quad (27)$$

La solution admissible de cette équation est y=x, aboutissant donc à dire, que pour une fibre neutre située en bas de la poutre, le point critique de passage de l'état de flexion à l'état de cisaillement est pour E/G=L/H.

#### 2.2.3.2 Deuxième cas : fibre neutre en fibre moyenne

Les équations à utiliser dans ce cas sont les suivantes :

$$\frac{\Delta}{L_{\text{flexion}}} = \left( \frac{10}{48} \frac{L}{H} + \frac{1}{4} \frac{1}{L/H} \frac{E}{G} \right) \epsilon_{b\max} \quad (28)$$

$$\frac{\Delta}{L_{\text{cisaillement}}} = \left( \frac{1}{2} + \frac{5}{12} \left( \frac{L}{H} \right)^2 \frac{1}{\frac{E}{G}} \right) \epsilon_{d\text{max}} \quad (29)$$

En considérant ces deux équations égales, et en considérant  $L/H=x$  et  $E/G=y$ , on obtient le suivant :

$$y^2 \frac{1}{4x} + y \left( \frac{10x}{48} - \frac{1}{2} \right) - \frac{5x^2}{12} = 0 \quad (30)$$

Cette équation peut être écrite sous la forme :

$$0 = \frac{1}{4x} (y - 2x) \left( y + \frac{5x^2}{6} \right) \quad (31)$$

La solution admissible de cette équation est  $y=2x$ , aboutissant donc à dire, que pour une fibre neutre située en bas de la poutre, le point critique de passage de l'état de flexion à l'état de cisaillement, en augmentant le ratio  $E/G$  est pour  $E/G=2(L/H)$ .

#### 2.2.4 Synthèse des résultats – plage de variation du ratio de déflexion

Les figures 38, 39, 40 et 41 représentent l'effet de  $L/H$ , de  $E/G$  et de la position de l'axe neutre.

Les courbes précédentes ont montré que plusieurs paramètres peuvent affecter les valeurs seuils du ratio de déflexion relatives aux différentes catégories de dommage. La Figure 42 présente les courbes seuils du ratio de déflexion pour différentes catégories de dommages et pour quatre valeurs de  $E/G$  : 0,5, 2.6, 12.5 et 52. La plus petite valeur prise pour  $E/G$  (0,5) correspond à un bâtiment renforcé avec des murs (Saeidi 2010). La valeur de  $E/G$  égale à 2.6 représente une supposition isotrope de la maçonnerie conservant la relation  $E/G=2(1+\nu)$  avec  $\nu$  le coefficient de poisson égale à 0.3 (Saeidi 2010). En addition, une valeur de  $E/G$  égale à 12,5 représente un bâtiment en maçonnerie contenant plusieurs ouvertures (fenêtres et portes) ou un bâtiment en portique, ce qui est noté relatif aux résultats de Son et Cording (2007) avec un pourcentage d'ouvertures compris entre 0% et 10% et un ratio  $K_s/K_n$  égal à 1/10. La quatrième valeur de 52 est relative à un bâtiment dont le pourcentage d'ouverture est compris entre 20% et 30% et dont le ratio  $K_s/K_n$  est égal à 1/50.

D'après ces courbes, on remarque que pour une même valeur du ratio  $L/H$ , on peut avoir différentes valeurs seuils du ratio de déflexion selon les propriétés mécaniques et géométriques du bâti.

Des plages de variation de ce ratio de déflexion peuvent alors être présentées pour chaque catégorie de dommage. La

Figure 43 montre les valeurs minimales et maximales des seuils du ratio de déflexion obtenue par l'étude de sensibilité (pour des valeurs de  $E/G$  parcourant l'intervalle complet). D'après le diagramme de la

Figure 43, on remarque que les seuils de ratio de déflexion présentent des plages de variation. En conséquence, un même seuil de ratio de déflexion peut faire référence à différentes catégories de dommage selon la nature du bâti. En plus, on remarque une cohérence entre les différentes valeurs seuils proposés par différents auteurs et les valeurs seuils obtenues par cette étude de sensibilité. Un entrecroisement apparaît entre ces valeurs seuils, ce qui permet de soulever la question de l'incertitude en ce qui concerne l'évaluation de la vraie catégorie de dommage en fonction des propriétés du bâti. Cela pousse donc vers une étude de probabilité en traçant des courbes de fragilité qui seront décrits dans la section suivante de ce chapitre.

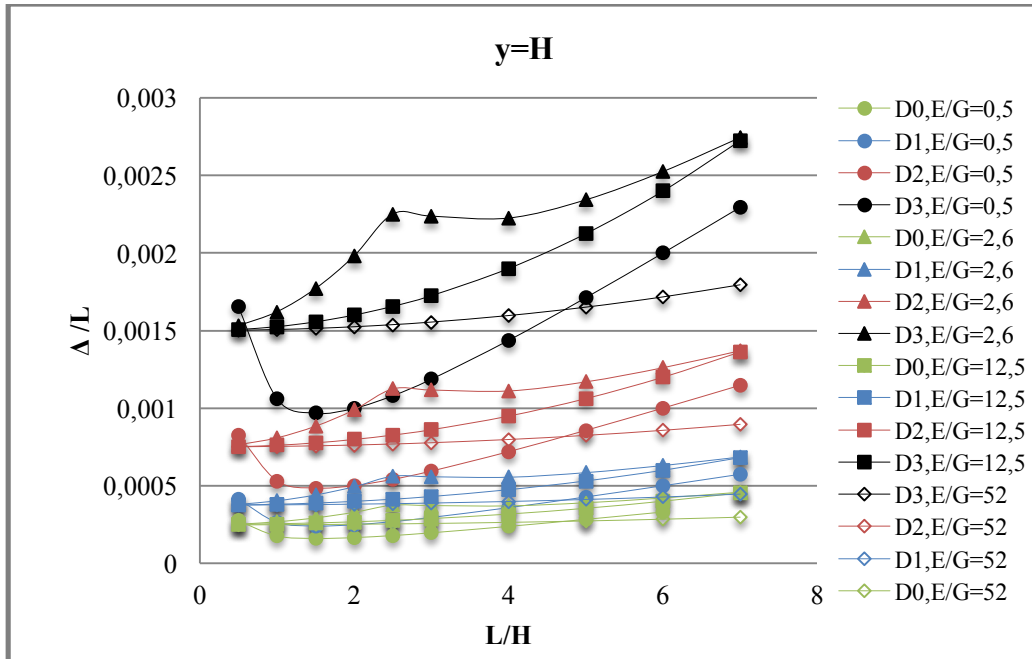


Figure 42 : Intersection des catégories de dommage – seuils du ratio de déflexion en fonction de E/G et de L/H

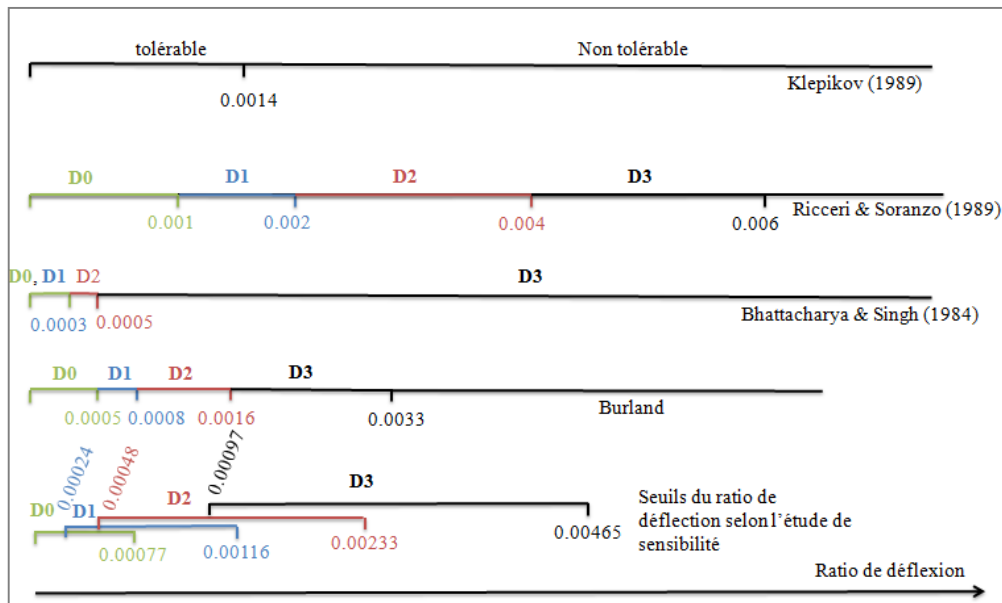


Figure 43 : Comparaison des valeurs seuils du ratio de déflexion obtenu par l'étude de sensibilité avec des ratios seuils bibliographiques

### 3 Conclusion

Cette partie du chapitre 2 a présenté l'effet des propriétés des bâtiments en maçonnerie sur les valeurs seuils du ratio de déflexion, utilisé pour catégoriser leur dommage. Le point de départ étant une méthode analytique qui assimile la façade du bâtiment à une poutre, permettant ainsi de calculer une relation entre les déformations principales d'extension de cette poutre et sa déflexion en fonction de ses propriétés géométriques et mécaniques. L'étude de sensibilité permet de bien visualiser l'effet du ratio E/G, L/H et de la position de la fibre neutre :

1. L'effet de  $E/G$  est important jusqu'à des valeurs seuils de  $E/G$ , où la courbe du ratio de déflexion en fonction de  $E/G$  tend à avoir un plateau plutôt horizontal.
2. Plus  $L/H$  est important, plus la flexion devient critique par rapport au cisaillement. Plus le ratio  $L/H$  est grand, plus l'effet de  $E/G$  persiste jusqu'à des valeurs grandes de  $E/G$ .
3. La position de la fibre neutre n'a pas d'influence notable sur les seuils du ratio de déflexion. En fait, son effet apparaît essentiellement sur la position de l'extremum séparant les deux états critiques de cisaillement et de flexion.
4. En variant les paramètres  $E/G$  et  $L/H$ , on observe que pour un même ratio de déflexion, plusieurs catégories de dommages peuvent exister en fonction des propriétés des bâtiments.

Finalement, ce fait que 'pour une même valeur du ratio de déflexion on peut avoir différentes catégories de dommage', incite à appréhender l'évaluation des dommages selon une approche probabiliste. Des courbes de fragilité sont alors tracées dans la partie suivante. Ces courbes permettent de définir les probabilités d'obtenir les catégories de dommage selon le ratio de déflexion et en fonction de la variabilité des propriétés d'un bâtiment au sein d'une typologie.

## **4 Approche probabiliste – courbes de fragilité**

### **4.1 Méthodologie du traçage des courbes de fragilité**

L'objectif principal des courbes de fragilité est de pouvoir quantifier la probabilité  $P(D > D_i)$  que le niveau de dommage  $D$  d'un bâti soit supérieur à niveau  $D_i$  en fonction du ratio de déflexion du bâtiment et de ses propriétés.

Il s'agit donc de partir de la méthodologie adoptée pour mener l'étude de sensibilité précédente et pour chacune des valeurs seuils du ratio de déflexion, il s'agit de trouver la probabilité de dépasser chaque catégorie de dommage. Les étapes de traçage de ces courbes sont synthétisées sur la Figure 44. Elles reposent sur la définition d'une typologie des bâtiments et l'utilisation de simulations de Monte Carlo. Les six étapes sont détaillées ci-après.

La première étape consiste à choisir un critère d'intensité, une typologie des bâtiments, une échelle de dommage, et une méthode d'évaluation des dommages. Le critère d'intensité utilisé est le ratio de déflexion du bâti. Les résultats seront donc présentés sous la forme de la probabilité de dépasser chaque niveau dommage en fonction des valeurs de ce ratio. Pour la typologie des bâtiments, une étude détaillée un peu plus loin permettra de définir différentes typologies des bâtiments en maçonnerie en fonction des propriétés des blocs et du mortier utilisés, des ouvertures (fenêtres et portes) présentes dans le bâti et de la géométrie du bâtiment (longueur et hauteur). La méthode d'évaluation des dommages et l'échelle de dommages utilisées sont celles de Burland (cf. chapitre 1).

La deuxième étape consiste à générer aléatoirement un nombre «  $n$  » de bâtiments (différentes valeurs des ratios  $L/H$  et  $E/G$  pour chaque typologie définie). Le nombre  $n$  devra être assez important pour que les simulations de Monte Carlo puissent aboutir à des résultats représentatifs. On prendra dans la suite  $n=1000$ .

La troisième étape consiste à faire varier le ratio de déflexion entre le minimum et le maximum des valeurs obtenues par l'étude de sensibilité (Figure 43). Un pas de 0,00001 est utilisé.

La quatrième étape consiste à calculer la déformation principale d'extension maximale dans la structure en fonction des valeurs du ratio de déflexion, et pour les  $n$  bâtiments considérés. Les valeurs de cette déformation permettent de trouver la

catégorie de dommage du bâtiment en utilisant le Tableau 8. On aura ainsi pour chaque ratio de déflexion 1000 valeurs de dommage.

La cinquième étape consiste à calculer la probabilité d'atteindre ou d'excéder chaque catégorie de dommage en fonction des valeurs de la déformation calculée. Cette étape revient à synthétiser les 1000 résultats précédents en calculant la proportion de résultats dans chaque classe de dommage.

La sixième étape consiste enfin à tracer les courbes de fragilité correspondant à la probabilité d'excéder chaque catégorie de dommage en fonction des valeurs du ratio de déflexion. Ces courbes sont tracées pour différentes typologies des bâtiments en maçonnerie. Ces différentes typologies sont expliquées dans ce qui suit.

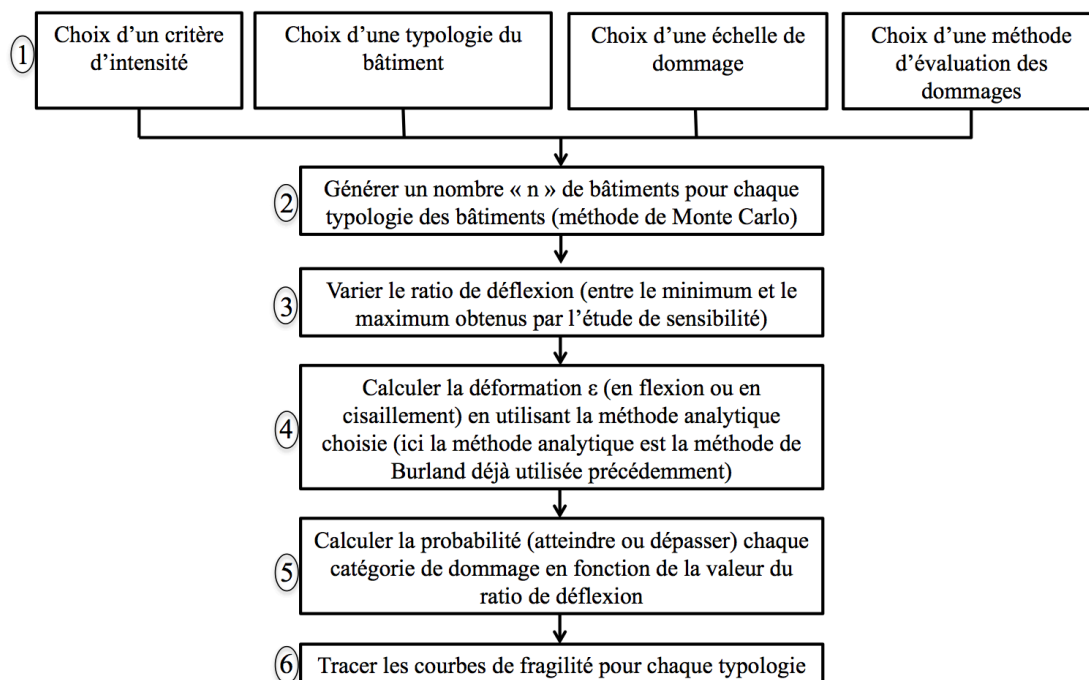


Figure 44 : Démarche suivie pour tracer les courbes de fragilité.

#### 4.2 Développement d'une typologie des bâtiments en maçonnerie

L'étude de sensibilité présentée dans la section précédente a montré une plage de variation des seuils du ratio de déflexion en fonction des propriétés de bâtiments en maçonnerie. Les propriétés les plus influençant sont les ratios E/G et L/H. Le ratio E/G a été étudié sur un intervalle de 0.5 à 52. Le ratio L/H a été étudié sur un intervalle variant de 0.5 à 8. L'objectif de cette partie est d'adopter une approche plus réaliste, en reliant les valeurs de E/G et de L/H à une signification physique et géométrique réelle des bâtiments en maçonnerie. Au final, le développement de la typologie des bâtiments en maçonnerie mise en œuvre dans notre travail de recherche nécessite de combiner le type de matériaux utilisés dans les murs en maçonnerie (blocs et mortier), la proportion des ouvertures présentes dans la structure (fenêtres et portes), et la géométrie du bâtiment (longueur et hauteur). Notons que la nature des matériaux utilisés ainsi que les ouvertures présentes dans la structure influencent les valeurs du ratio E/G.

Le développement final des typologies des bâtiments se basera donc sur la division des grands intervalles de E/G et de L/H utilisés dans l'étude de sensibilité en des sous intervalles. Chaque combinaison des sous intervalles de E/H et de L/H correspondra à une typologie des bâtiments ayant sa propre signification.

#### 4.2.1 Division des intervalles de L/H – Géométrie des bâtiments en maçonnerie

On considère le découpage suivant :

L/H < 2 : bâtiments non étudiés dans cette partie en raison d'un élanement insuffisant pour que le modèle de la poutre puisse être utilisé ; cet intervalle est exclu de l'étude.

L/H : 2 à 4 pour les bâtiments d'élanement horizontal moyen

L/H : 4 à 6 pour les bâtiments de grand élanement horizontal

L/H : 6 à 8 pour les bâtiments de très grand élanement horizontal

L/H > 8 pour les bâtiments d'élanement horizontal exceptionnel

#### 4.2.2 Division des intervalles de E/G – justification et signification physique

L'idée est de diviser le vaste intervalle de E/G (allant jusqu'à 52) en des sous-intervalles, de façon que chaque sous-intervalle choisi puisse être associé à une description réaliste des bâtiments. Comme déjà noté dans le chapitre 1, les valeurs de E/G dépendent du ratio  $K_s/K_n$  et du pourcentage d'ouvertures dans le bâtiment. Par conséquent, le Tableau 15 rappelle les intervalles de E/G en fonction des valeurs de  $K_s/K_n$  et du pourcentage d'ouvertures, associés à des valeurs du ratio L/H représentant l'élanement horizontal des bâtiments. Cependant ce tableau manque d'une explication de la signification physique des valeurs associées à  $K_s/K_n$  et à E/G. Autrement dit, une amélioration possible de ce tableau sera par introduction des propriétés des matériaux constructifs de la maçonnerie (blocs et mortier) pouvant aboutir à ces valeurs de  $K_s/K_n$  et de E/G. Nous allons discuter ce point dans le paragraphe suivant.

**Tableau 15 : Intervalles de E/G et de L/H utilisés pour tracer les courbes de fragilité – les intervalles de E/G sont fonction du ratio  $K_s/K_n$  et du pourcentage des ouvertures dans le bâti**

$K_s/K_n$	% d'ouvertures	Intervalle de E/G	Intervalle de E/G	Intervalle de L/H
1	0% - 10%	$3,4 < E/G < 5$	$2,6^x < E/G < 11$	2 à 4
	10% - 20%	$5 < E/G < 8$		4 à 6
	20% - 30%	$8 < E/G < 11$		6 à 8
1/10	0% - 10%	$10 < E/G < 12$	$10 < E/G < 19$	>8
	10% - 20%	$12 < E/G < 16$		2 à 4
	20% - 30%	$16 < E/G < 19$		4 à 6
1/20	0% - 10%	$17 < E/G < 19$	$17 < E/G < 28$	6 à 8
	10% - 20%	$19 < E/G < 24$		2 à 4
	20% - 30%	$24 < E/G < 28$		4 à 6
1/50	0% - 10%	$26 < E/G < 39$	$36 < E/G < 52$	6 à 8
	10% - 20%	$39 < E/G < 46$		2 à 4
	20% - 30%	$46 < E/G < 52$		4 à 6

<sup>x</sup> le choix de 2,6 correspond à un comportement isotrope avec un coefficient de Poisson égal à 0,3 pour la maçonnerie

##### 4.2.2.1 Significations des valeurs de $K_s/K_n$ – amélioration du tableau 15

Afin d'améliorer la signification du Tableau 15, des études additionnelles sur les constituants des maçonneries sont réalisées.

Lourenco (1996) a étudié la relation entre le ratio  $K_s/K_n$  et les constituants des



maçonneries (cf. chapitre 1). En se basant sur l'équation 9 notée par Lourenco, nous calculons le ratio  $K_s/K_n$  pour différents types de maçonneries relativement aux propriétés des blocs et du mortier qui la constituent.

Le Tableau 16 montre des propriétés des blocs et de mortier utilisés des maçonneries, Les valeurs de E et de G des blocs et du mortier sont d'après Fouchal (2006). Le ratio  $K_s/K_n$  est calculé pour chaque type correspondant.

**Tableau 16 : Valeurs du ratio  $K_s/K_n$  pour des maçonneries formées de différents types de blocs et de mortier**

mortier (E et G en GPa)			mortier de ciment		mortier de ciment et chaux		mortier de chaux		mortier de ciment et de chaux, renforcé	
Blocs	E	G	E	G	E	G	E	G	E	G
			12	5,9	14	5	1,8	0,64	11,5	4
$K_s/K_n$										
brique argileuse	20	8,7	0,611		0,252		0,349		0,273	
Granite	50	19	0,539		0,347		0,354		0,338	
calcaire	45	18,7	0,526		0,335		0,353		0,329	
béton	30	11,5	0,603		0,336		0,353		0,328	
brique creuse	5	1,9	0,333		0,402		0,341		0,418	
brique pleine	16	6,7	<b>1,069</b>		<b>0,178</b>		0,349		0,244	

Le Tableau 16 a permis de dire que le ratio  $K_s/K_n = 1$  peut représenter une maçonnerie construite avec des briques pleines et du ciment. Le ratio  $K_s/K_n = 1/10$  peut représenter une maçonnerie avec des briques pleines et des joints constitués d'un mortier constitué d'un mélange de ciment et de chaux. Aucun ratio inférieur à  $1/10$  n'a été observé ici. L'obtention de ratios de  $K_s/K_n$  égaux à  $1/20$  ou  $1/50$ , dans l'hypothèse où ils seraient réalistes, ne pourrait alors s'expliquer que par une réduction très significative de la raideur en cisaillement, associée par exemple à une dégradation ou à une rupture en cisaillement des joints.

En synthèse, le Tableau 15 qui précise les intervalles de E/G et de L/H utilisés pour tracer les courbes de vulnérabilité est complété par le Tableau 16 qui met en relation une signification physique et mécanique de chaque intervalle pris. Le Tableau 17 est la résultante de cette combinaison.

Tableau 17 : Intervalles de E/G et L/H utilisés pour tracer les courbes de fragilité – valeurs de Ks/Kn et le pourcentage d’ouvertures relatives pour chaque intervalle de E/G

description de la maçonnerie (brique et joints)	Ks/Kn	Pourcentage des ouvertures	Intervalle de E/G	Intervalle utilisé de E/G	Intervalle de L/H	Description géométrique	Nom du cas
briques solides avec mortier de ciment	1	0%-10%	$3.4 < E/G < 5$	<b>2.6 &lt; E/G &lt; 11</b>	2 à 4	élançement horizontal moyenne	1-a
		10%-20%	$5 < E/G < 8$		4 à 6	élançement horizontal grand	1-b
		20%-30%	$8 < E/G < 11$		6 à 8	élançement horizontal très grand	1-c
					>8	élançement horizontal exceptionnel	1-d
briques solides avec mortier de ciment et chaux	1/10	0%-10%	$10 < E/G < 12$	<b>10 &lt; E/G &lt; 19</b>	2 à 4	élançement horizontal moyenne	2-a
		10%-20%	$12 < E/G < 16$		4 à 6	élançement horizontal grand	2-b
		20%-30%	$16 < E/G < 19$		6 à 8	élançement horizontal très grand	2-c
					>8	élançement horizontal exceptionnel	2-d
joints avec résistance réduite au déplacement par cisaillement	1/20	0%-10%	$17 < E/G < 19$	<b>17 &lt; E/G &lt; 28</b>	2 à 4	élançement horizontal moyenne	3-a
		10%-20%	$19 < E/G < 24$		4 à 6	élançement horizontal grand	3-b
					6 à 8	élançement horizontal très grand	3-c
		20%-30%	$24 < E/G < 28$		>8	élançement horizontal exceptionnel	3-d
joints avec une très faible résistance au cisaillement – joints glissants	1/50	0%-10%	$36 < E/G < 39$	<b>36 &lt; E/G &lt; 52</b>	2 à 4	élançement horizontal moyenne	4-a
		10%-20%	$39 < E/G < 46$		4 à 6	élançement horizontal grand	4-b
					6 à 8	élançement horizontal très grand	4-c
		20%-30%	$46 < E/G < 52$		>8	élançement horizontal exceptionnel	4-d

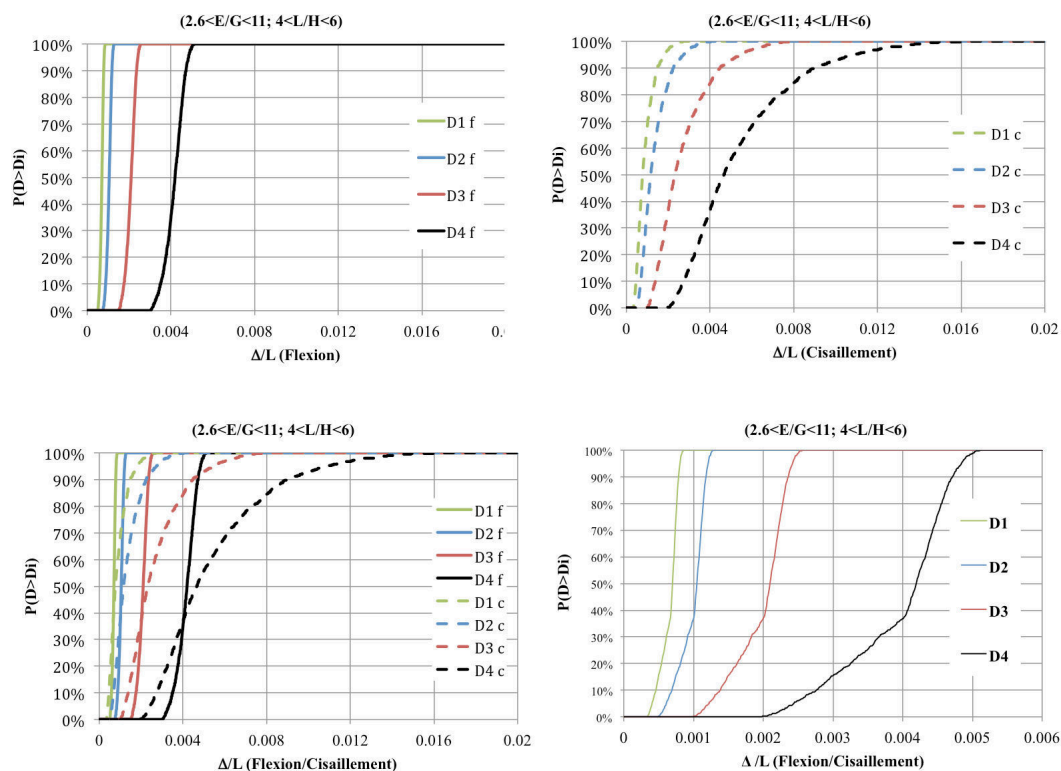
### 4.3 Traçage des courbes de fragilité

On rappelle que les courbes de fragilité sont une représentation graphique des probabilités de dépasser chaque classe de dommage.

Dans notre cas, le paramètre utilisé pour tracer les courbes de fragilité est le ratio de déflexion. La typologie des bâtiments est celle détaillée dans le Tableau 17.

Comme déjà noté, le calcul des seuils du ratio de déflexion se base sur la détermination de deux états critiques associés aux déformations principales maximales associées au cisaillement et à la flexion. Pour cela, les courbes de fragilité sont tracées pour chaque état critique dans un premier temps. Après cela, une combinaison entre les deux cas (flexion et cisaillement) est tracée en prenant la probabilité la plus grande entre les deux. Les courbes tracées sont relatives à une position de l'axe neutre en fibre moyenne. Ce choix est dû au fait que la position de l'axe neutre a peu d'influence sur les seuils du ratio de déflexion, d'après l'analyse de sensibilité présentée précédemment.

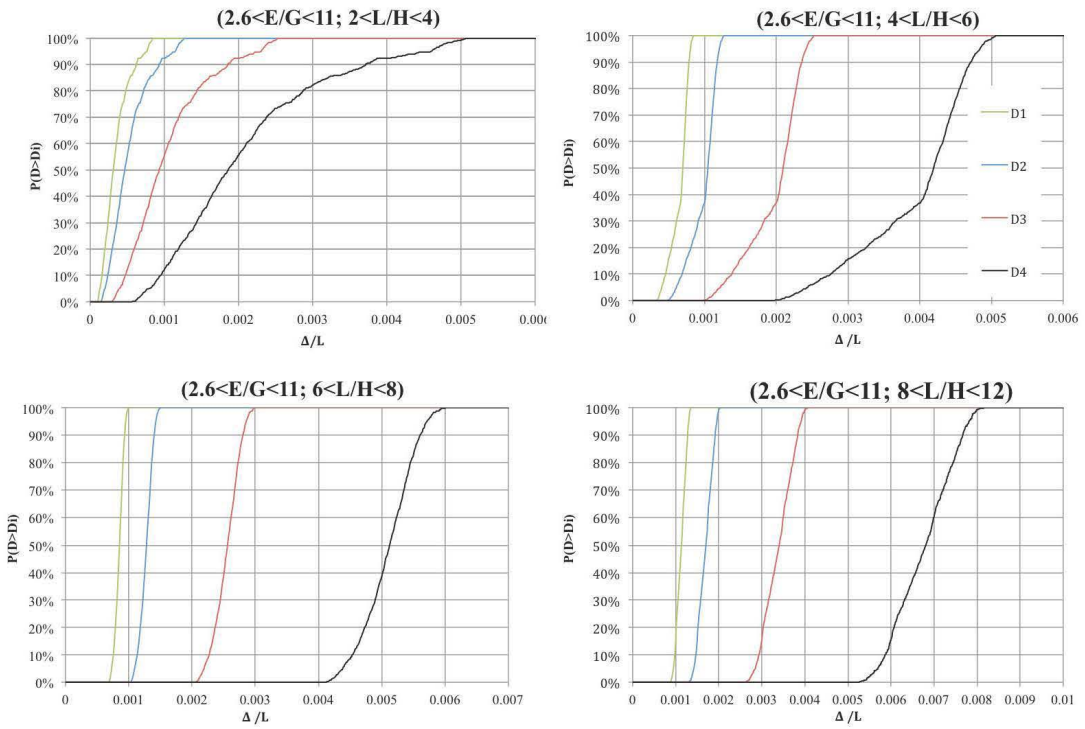
Les seize cas notés dans le Tableau 17 ont été tracés. La Figure 45 représente les courbes de fragilité du cas (1-b) séparément pour les déformations de flexion et de cisaillement ainsi que la combinaison entre les deux cas.



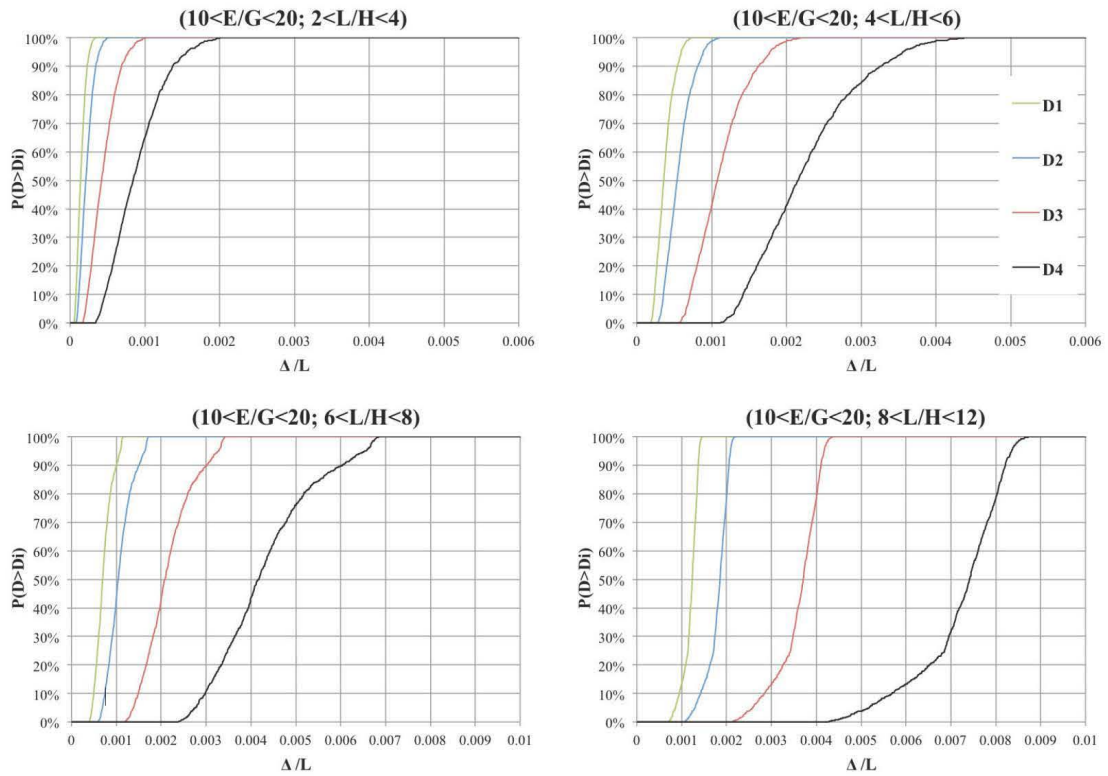
**Figure 45 : Courbes de fragilité du cas 1-b ( $2,6 < E/G < 11$  ;  $4 < L/H < 6$ ): cas des déformations associées à la flexion, déformations associées au cisaillement, superposition des deux et combinaison basée sur la plus grande probabilité pour un même ratio de déflexion.**

Les courbes finales de chaque cas reposent donc sur une combinaison entre les deux cas critiques en prenant la probabilité la plus grande pour chaque ratio de déflexion entre les deux cas de flexion et de cisaillement. La Figure 46 représente cette combinaison pour les cas (1), (2), (3) et (4) pour toutes les typologies géométriques (a), (b), (c) et (d). Ces courbes peuvent être considérées comme une amélioration de l'étude de la vulnérabilité des bâtiments subissant des tassements de terrains.

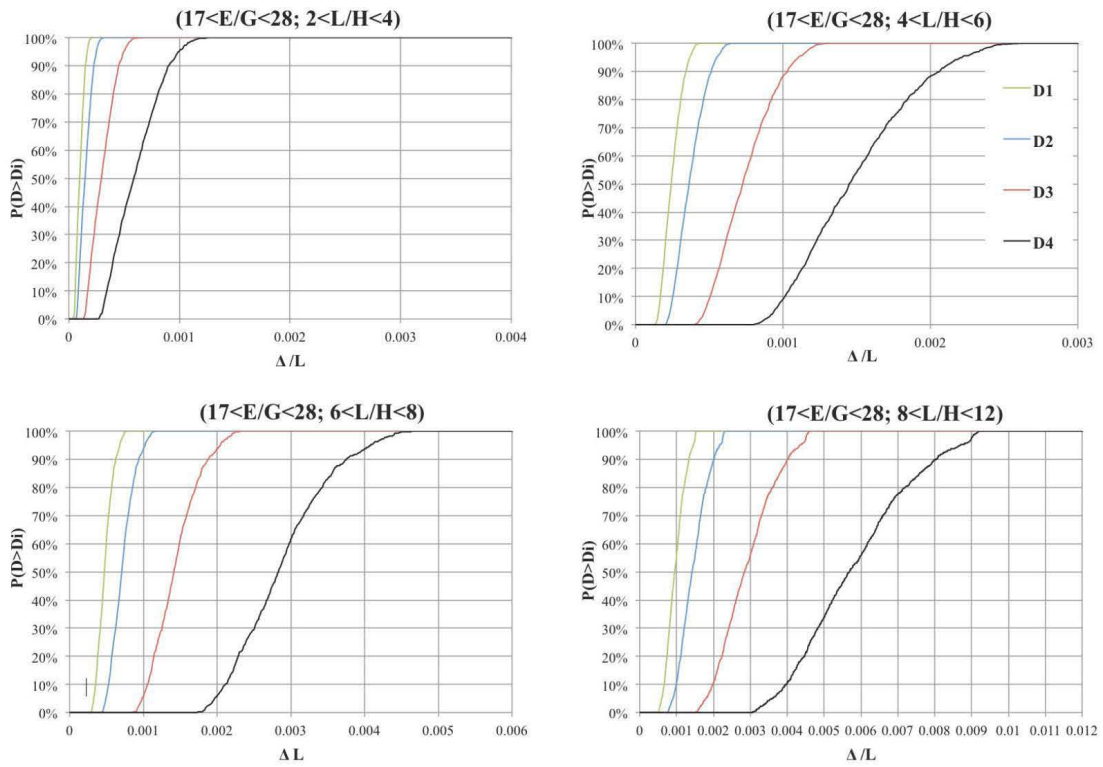
**Cas 1: ( $2.6 < E/G < 11$ )**



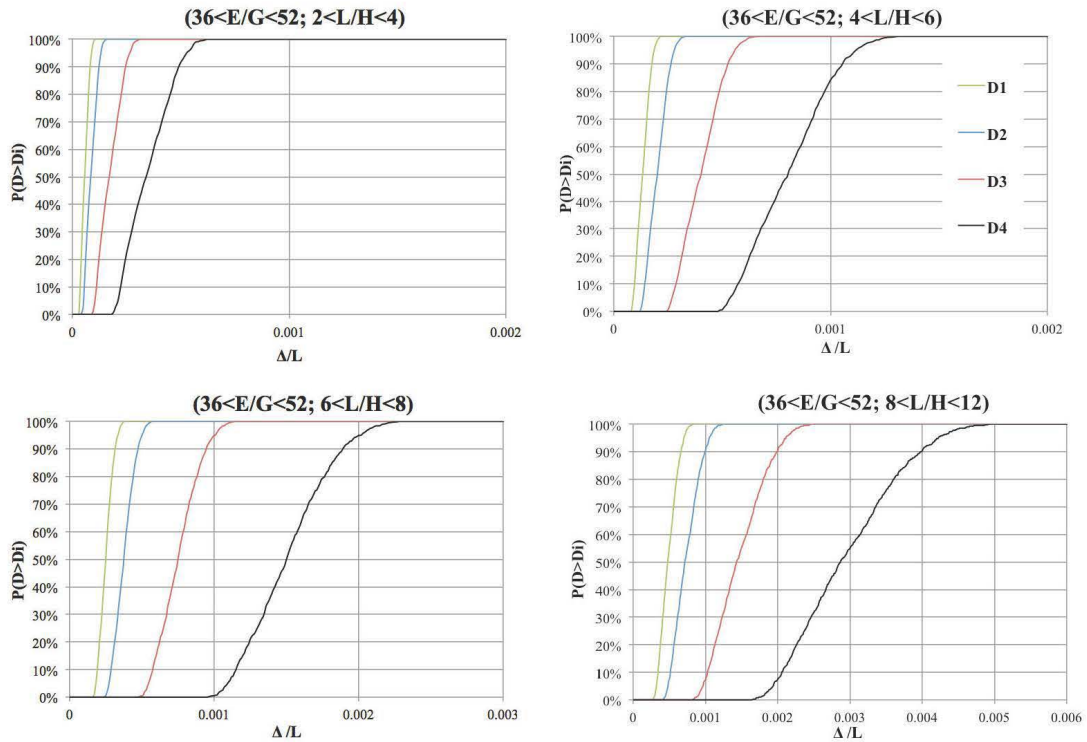
**Cas 2: ( $10 < E/G < 20$ )**



**Cas: (17<E/G<28)**



**Cas 4: 36<E/G<52**



**Figure 46 : Courbes de fragilité finales pour les différentes typologies développées.**

#### 4.4 Analyse des courbes de fragilité

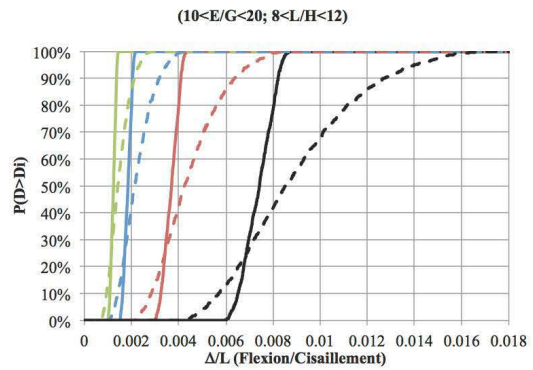
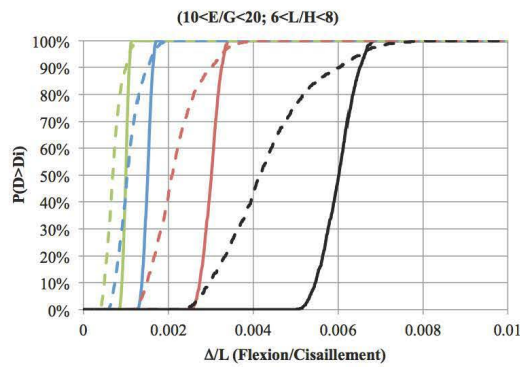
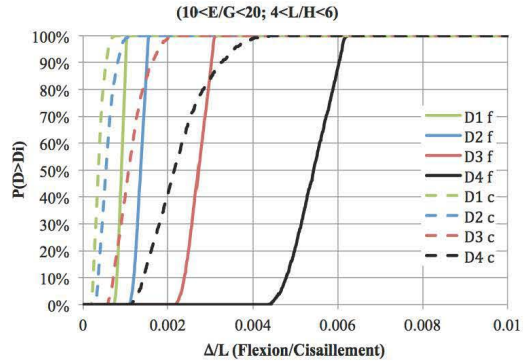
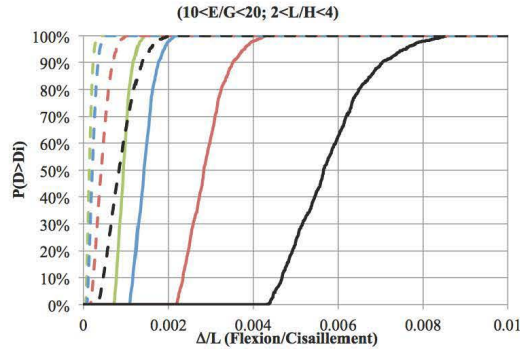
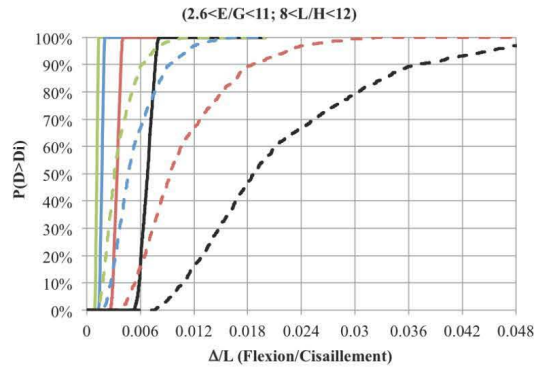
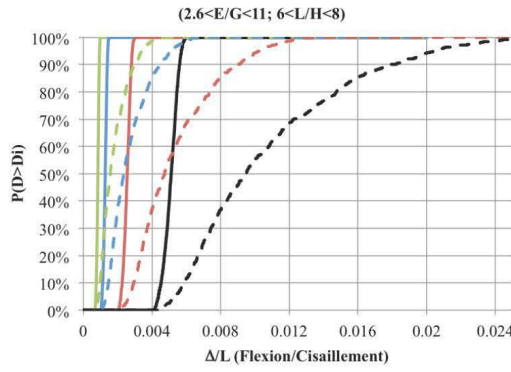
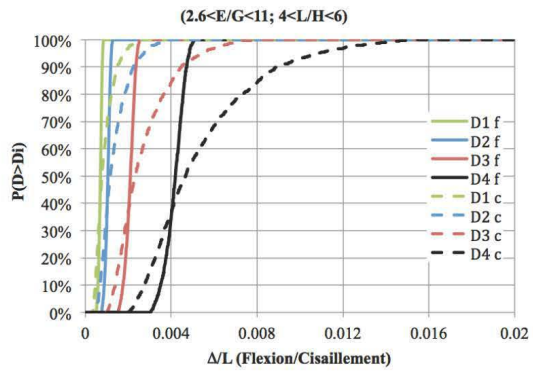
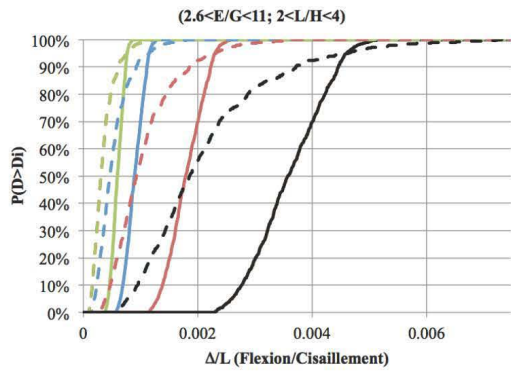
Plusieurs observations peuvent être faites à partir de ces courbes de fragilité. Ces courbes permettent de visualiser la probabilité d'être placé dans une catégorie de dommage connaissant le ratio de déflexion subi par le bâtiment en maçonnerie (c.à.d. le tassement différentiel subi par le bâtiment) et les propriétés du bâtiment (géométrique  $L/H$ , et  $E/G$  qui est fonction des propriétés des matériaux de maçonnerie et le pourcentage d'ouvertures).

Dans un premier temps, la valeur seuil du ratio de déflexion où la probabilité  $P(D > D_i)$  devient supérieure à zéro peut être connue à partir de ces courbes.

En plus, il apparaît que lorsque le ratio  $E/G$  augmente,  $P(D > D_i)$  devient supérieure (donc plus critique) pour les déformations de cisaillement que les déformations de flexion pour une même valeur du ratio de déflexion. Autrement dit, les déformations associées au cisaillement deviennent critiques en augmentant le ratio  $E/G$ . Ce résultat est cohérent avec les résultats de l'étude de sensibilité présentée précédemment sur l'effet de  $E/G$  et sur le passage entre des déformations critiques associées à la flexion à celles associées au cisaillement en augmentant  $E/G$ .

Pour les cas 1 et 2 ( $2,6 < E/G < 11$  et  $10 < E/G < 20$ ), l'augmentation de  $L/H$  implique un état critique relatif aux déformations associées à la flexion. En d'autres termes, tant que l'intervalle pris pour  $E/G$  est faible, la probabilité d'être positionné dans une catégorie de dommages est principalement contrôlée par les déformations associées à la flexion.

Pour des intervalles plus élevés de  $E/G$ , c.à.d. pour les cas 3 et 4 ( $17 < E/G < 28$  et  $36 < E/G < 52$ ), les déformations associées au cisaillement sont plus critiques que celles associées à la flexion. Ce résultat est conservé pour des valeurs importantes du ratio  $L/H$ . La Figure 47 représente les courbes de fragilité en cas de cisaillement et de flexion séparément, pour les différentes typologies étudiées.





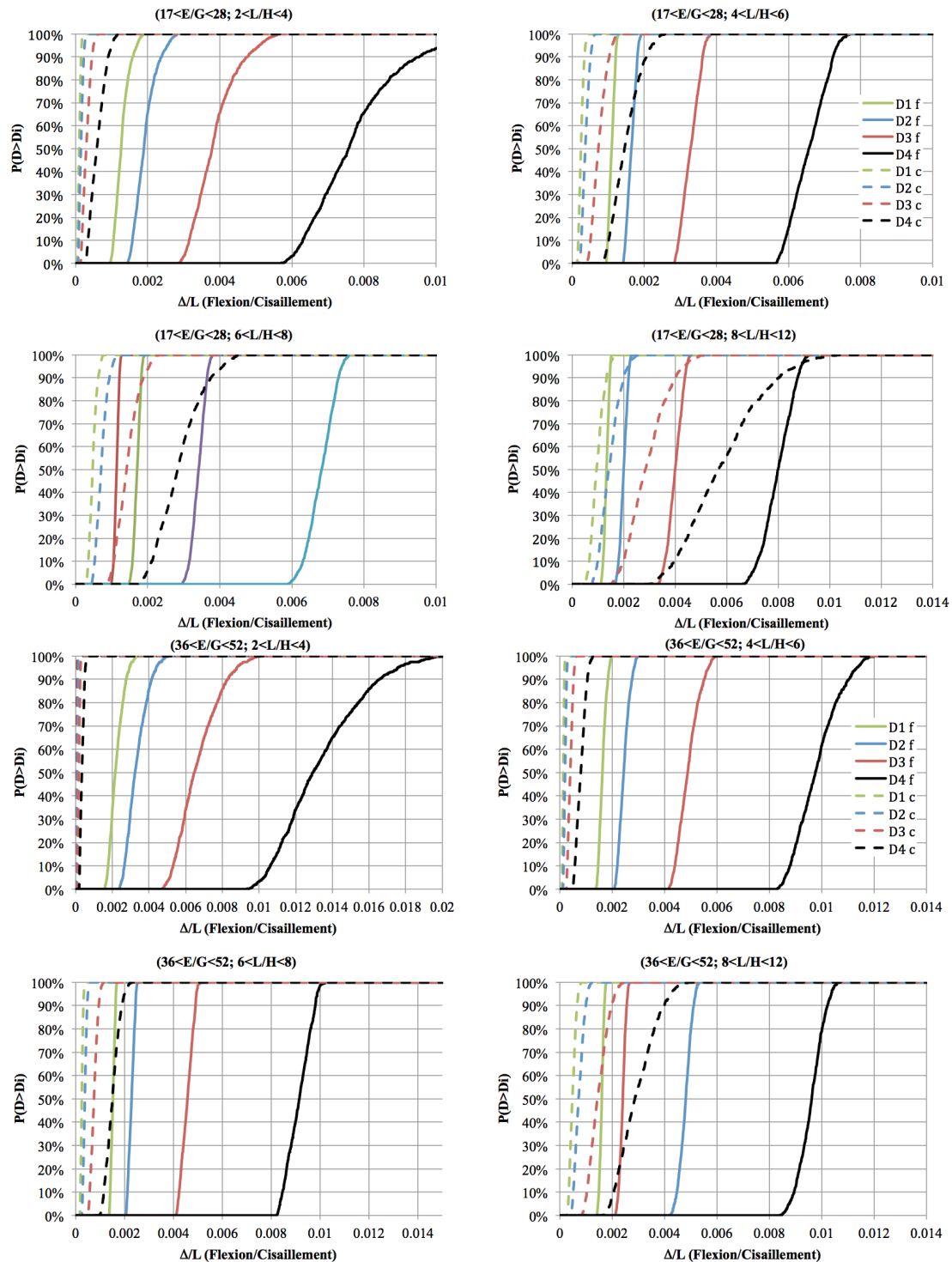


Figure 47 : Courbes de fragilité en états de flexion et de cisaillement séparés pour les différentes typologies considérées

## 5 Conclusion générale

L'objectif de ce chapitre était d'étudier l'endommagement des bâtiments en maçonnerie vis-à-vis d'un tassement de terrain. L'effet des propriétés mécaniques et géométriques des bâtiments sur les valeurs seuils du ratio de déflexion associées à différents niveaux de dommages a été étudié. L'existence des plages de variation de



ce seuil pour chaque catégorie de dommage en fonction des propriétés du bâti a été mise en évidence, ainsi qu'un chevauchement entre les différentes catégories de dommage.

Afin d'aller plus loin, une étude probabiliste a été menée afin de tracer des courbes de fragilité. Ces courbes permettent de donner la probabilité d'être positionné dans une catégorie de dommage en fonction du ratio de déflexion subi par le bâtiment et la typologie de ce bâti. Cette typologie considère 2 paramètres : un paramètre géométrique (ratio  $L/H$ ) et un paramètre mécanique (ratio  $E/G$ , fonction du type des blocs et du mortier utilisé ainsi que du pourcentage d'ouvertures dans le bâti).

Pour chaque typologie développée, les courbes de fragilité permettent de donner la probabilité d'atteindre chaque catégorie de dommage en fonction du ratio de déflexion. Ces courbes sont un résultat original dans le domaine de l'évaluation du dommage des bâtiments en maçonnerie, qui fait largement usage de valeurs empiriques sans référence précise aux propriétés des bâtiments dont le niveau de dommage dépend significativement.

# **Chapitre 3. Evolution de la rigidité d'un mur en maçonnerie soumis à un tassement – mise en place d'une méthodologie numérique**

## **1 Introduction**

L'évaluation des dommages pour un bâtiment subissant un tassement différentiel peut être réalisée en appliquant une des méthodes présentées dans les chapitres précédents (seuils empiriques, méthode analytique ou utilisation des courbes de fragilité développées). Néanmoins, cette évaluation nécessite de connaître ou d'estimer à priori le tassement différentiel que subira le bâti. Ce dernier est fonction des mouvements du terrain susceptibles de se produire (on parlera de mouvements en champ libre) et de la réaction du bâti qui s'oppose à ces mouvements compte tenu de sa rigidité. Ainsi une connaissance de la variation de la rigidité du bâtiment en fonction de l'endommagement qu'il subit peut être bien efficace pour le problème d'interaction sol structure. Comme déjà expliqué dans le chapitre 1, le problème d'interaction sol structure dépend de la rigidité du bâtiment, étant un souple bâti ou un bâti rigide. On rappelle qu'un bâti souple suit les mouvements du sol et modifie peu l'état de contrainte du sol, alors qu'un bâti rigide résiste contre les mouvements du sol et modifie son état de contrainte.

Dans le sujet de l'endommagement des bâtiments en maçonnerie vis-à-vis des aléas naturels – tassements de terrains-, la variation de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction de leur endommagement dû aux tassements différentiels n'a pas été étudiée. L'objectif de ce chapitre est de développer une méthodologie numérique permettant d'évaluer la variation de la rigidité d'un bâtiment en maçonnerie lorsqu'il subit un tassement. Cette méthodologie est développée pour un modèle de mur en maçonnerie plan et sans ouverture. Les résultats obtenus montrent qu'on peut établir des relations entre la réduction de la rigidité d'un mur en maçonnerie endommagé et la déflexion qu'il subit. Outre l'utilisation de ces relations dans des modèles d'interaction sol-structure, ces résultats impliquent que pour chaque catégorie de dommage des bâtiments en maçonnerie, on peut attribuer un pourcentage de réduction de la rigidité. Cela sera détaillé avec différentes typologies de murs en maçonnerie dans le chapitre 4 après avoir expliqué la méthodologie numérique suivie dans ce chapitre.

## **2 Présentation de la méthodologie**

### **2.1 Présentation du modèle**

Le logiciel de calcul utilisé est UDEC, basé sur la méthode des éléments distincts. Le modèle numérique utilisé est composé d'un mur en maçonnerie chargé par son poids propre supporté par une poutre simplement appuyée en ses extrémités (Figure 48) et dont on contrôlera la déformée afin d'induire un tassement différentiel dans la structure. L'objectif de la poutre est de supporter les blocs du mur au cours du tassement et d'éviter une rupture brutale de la structure. Le comportement attendu du système « mur + poutre » (noté système dans la suite) est non linéaire compte tenu de

la réduction de la rigidité des structures avec l'endommagement. Le comportement de la poutre est élastique linéaire.

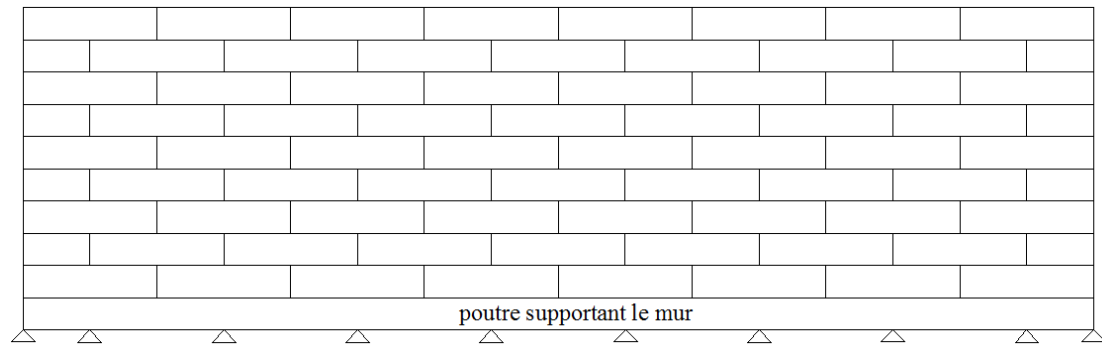


Figure 48 : Modèle numérique utilisé pour évaluer la variation de la rigidité d'un mur en maçonnerie

Le but est d'évaluer la variation de la rigidité du mur en maçonnerie seul. Pour ce faire, on évalue la rigidité du système auquel on soustraira la rigidité de la poutre dont le comportement est élastique linéaire. Le choix de la rigidité de la poutre fait partie des paramètres du modèle qui seront discutés un peu plus loin. En fait, différentes alternatives existaient en ce qui concerne le choix du système modélisé : un mur en maçonnerie avec une poutre qui le supporte (qu'on conserve dans notre méthodologie), ou bien tout simplement un mur en maçonnerie qui subit directement un tassement direct sans aucune fondation à sa base. En effet, le suivi de l'évolution de la rigidité du mur lors du tassement revient à tracer les courbes de la force appliquée en fonction de la flèche de ce mur. Pour cela, deux alternatives existaient en ce qui concerne le moyen d'application de cette force : un chargement sur le haut du mur, semblable à un essai de flexion traditionnel, ou bien une décharge à la base du mur plus proche physiquement du phénomène de tassement. Le plus pertinent est la méthode de décharge d'en bas, comme elle permet de simuler un tassement transmis au bâtiment. La méthodologie numérique développée est donc basée sur la décharge en base du mur. Cependant, les essais expérimentaux devant permettre de valider l'approche numérique utiliseront la première approche (chargement sur le haut) en raison des contraintes associées au matériel disponible.

Ainsi pour simuler l'effet du tassement, on a procédé à un déchargement sous la poutre équivalent à un déplacement des appuis. Il s'agit donc de causer progressivement un déplacement d'appuis permettant de modéliser la déflexion subie par le mur (Figure 49). Les appuis déplacés sont les fixations en base de la poutre. Numériquement, il s'agit de nœuds qui fixent le déplacement vertical de la base de la poutre supportant le mur en maçonnerie.

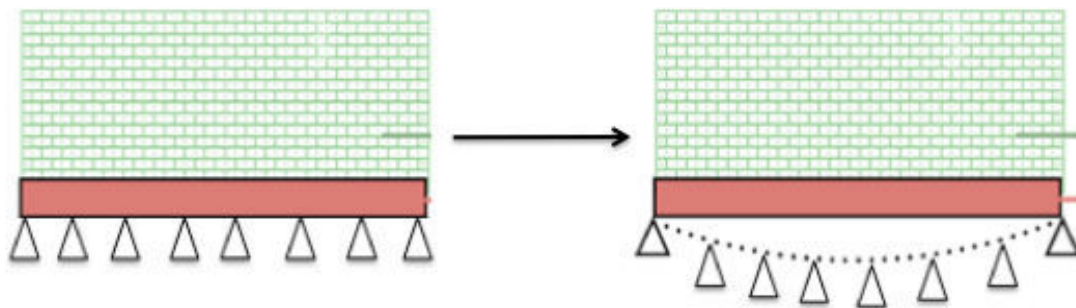


Figure 49 : Méthode de décharge pour simuler le tassement appliqué au bâtiment

Dans l'étape initiale, le système composé du mur et de la poutre (Figure 50, a) est fixé sur toute sa base afin d'empêcher le déplacement vertical (Figure 50, b). Après cela, les réactions verticales au niveau de chaque nœuds, à l'exception des deux nœuds d'extrémité, sont calculées (Figure 50, c). La condition limite en déplacement nul est ensuite remplacée par une condition en efforts dont les valeurs sont celles précédemment calculées. Seuls les deux nœuds d'extrémité sont bloqués en déplacement vertical (Figure 50, d), afin que les efforts réduits sous la poutre puissent se reporter aux extrémités (condition nécessaire à l'équilibre du système). Lorsque tous les efforts sont enlevés, le système devient alors celui d'une poutre simplement appuyée en ses extrémités, qui supporte le mur.

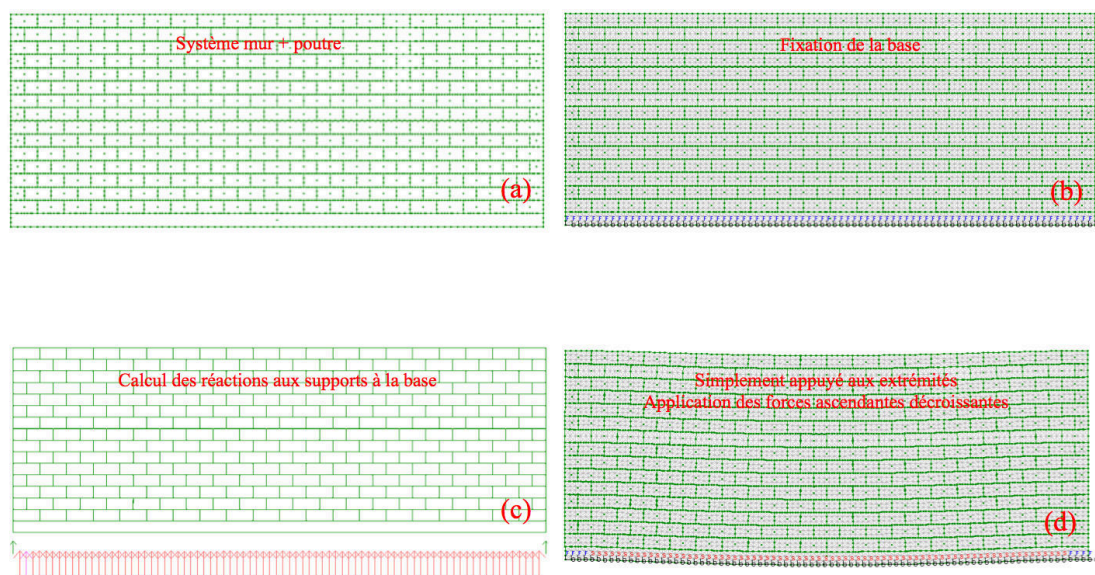


Figure 50 : Démarche suivie pour appliquer le tassement au mur

Les forces verticales appliquées sont alors progressivement réduites avec un incrément de 10% par rapport à la valeur initiale. On mesure alors la déformée du système et une courbe force – déplacement du système est donc tracée. La courbe obtenue représente finalement la flèche du système en fonction du pourcentage de la charge verticale repris par les extrémités (nœuds fixes).

Cette même démarche est faite pour la poutre toute seule chargée par une charge uniformément répartie identique au poids propre du mur. Une courbe force – déplacement de la poutre toute seule est donc encore tracée.

Afin de visualiser le comportement de la structure en maçonnerie, c.à.d. le mur tout seul, l'effet de la courbe relative à la poutre seule est soustrait de la courbe relative au système. La courbe force – déplacement du mur en maçonnerie est donc obtenue.

## 2.2 Représentation numérique du comportement du mur lors de la décharge

La Figure 51 représente la fermeture des joints, proportionnelle à l'effort de compression entre les blocs, lors de la décharge. On remarque que la forme de la propagation de la fermeture des joints tend à montrer que la flèche du mur suit bien le tassement appliqué.

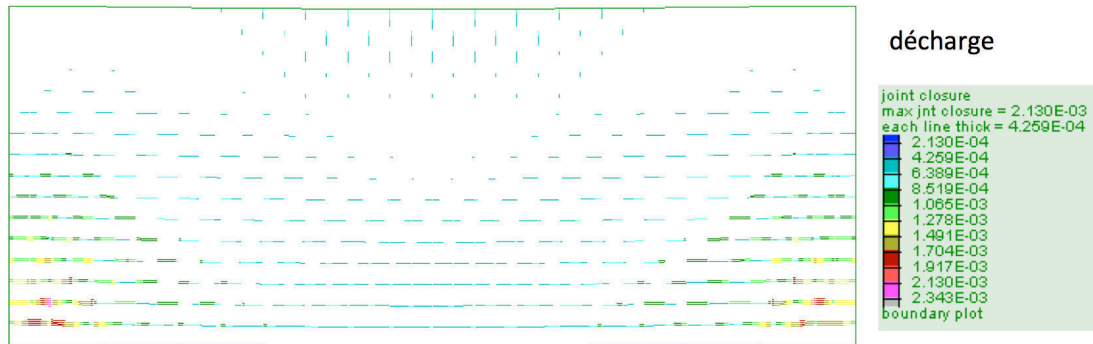


Figure 51 : Fermeture des joints (m) du mur en maçonnerie modélisée.

Afin de visualiser le comportement des blocs les uns par rapport aux autres, nous avons étudié l'ouverture des joints entre les blocs. En fait, UDEC permet, en fonction des contraintes normales des joints, de visualiser les joints ouverts. Nous avons fait l'hypothèse que l'ouverture de ces joints correspond à la fissuration observée dans un mur en maçonnerie, les blocs restent élastiques et non endommagés. La propagation de ces ouvertures est donc visualisée par une figure, qu'on nomme dans ce qui suit par la propagation des fissurations. La Figure 52 représente cette propagation des fissurations dans le modèle lors de la progression de la décharge appliquée. Une propagation diagonale des fissurations est visible avec l'évolution du tassement. Un résultat similaire est observé dans un essai que nous avons fait sur des murs en blocs de sucre subissant un tassement (il sera présenté dans le chapitre 5 concernant l'approche expérimentale du travail de recherche). La propagation diagonale des fissurations a été expliquée dans le chapitre 1 : la rupture diagonale, en escalier le long des joints horizontaux et verticaux est due à une rupture par frottement au niveau des joints horizontaux lorsque l'effort de cisaillement est important au milieu de la brique (les briques sont résistantes à la traction).

Le contact entre le mur et la poutre est caractérisé par une interface. Elle correspond à une frontière commune entre deux parties du système à travers laquelle il peut y avoir des discontinuités de déplacements. L'interface prise en compte entre la poutre et le mur doit être choisie de façon à ne pas mobiliser le frottement entre la poutre et le mur afin que la seule sollicitation du mur soit un tassement. Aucun décollement n'est attendu à apparaître entre la poutre et le mur. En conséquence, la raideur normale de l'interface peut être considérée importante.

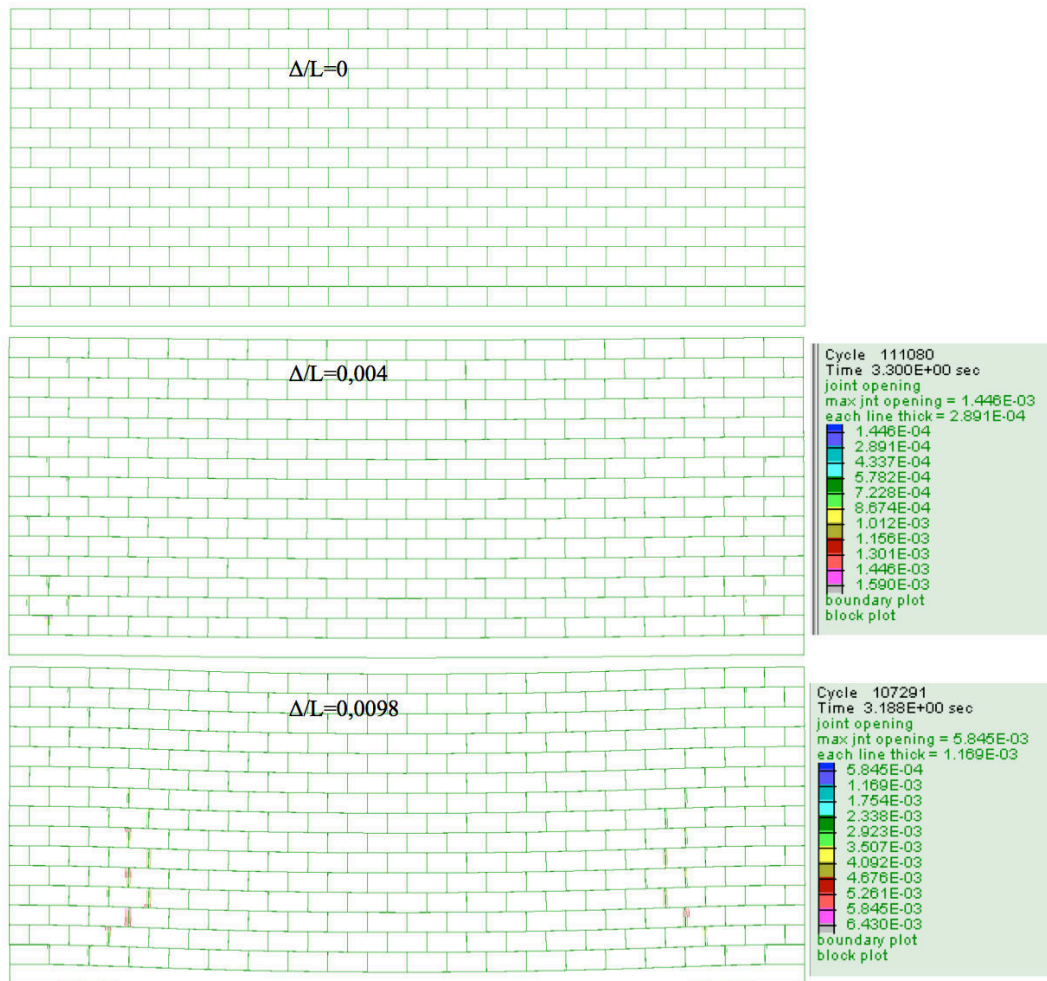


Figure 52 : Propagation des fissurations dans un mur en maçonnerie avec l'évolution du tassement qu'il subit.

### 2.3 Validation de la méthodologie

Le développement de cette méthodologie nécessite en premier temps de vérifier si le choix de la rigidité de la poutre sur laquelle repose le mur affecte la variation de la rigidité mesurée du mur lors du tassement.

Pour cela, quatre types de poutre ont été testés, tout en conservant les mêmes propriétés des blocs et des joints utilisées pour modéliser le mur.

Le modèle utilisé pour développer et valider l'approche numérique est un mur en maçonnerie de 3,75 m de hauteur, de 10 m de longueur soit un élancement horizontal de  $L/H=2,66$ , et qui repose sur une poutre de 0,25 m de hauteur. Le Tableau 18 représente les propriétés géométriques et mécaniques utilisées dans ce système.

Tableau 18 : Propriétés du mur (blocs et joints) et de la poutre utilisés dans le modèle numérique

blocs				joints		
Longueur L (cm)	Hauteur H (cm)	Densité $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Module élastique E (MPa)	Rigidité tangentielle Ks (Pa/m)	Rigidité normale Kn (Pa/m)	Angle de frottement $\Phi^\circ$
50	25	2200	1000	$10^7$	$10^8$	35
Module élastique de la poutre [MPa]						
Modèle 1		Modèle 2		Modèle 3		Modèle 4
1000		1722		7180		35000



### 2.3.1 Courbe force – déplacement du système

La Figure 53 représente la courbe force – ratio de déflexion du système (mur + poutre) pour les quatre modèles testés.

On remarque que l'allure de ces courbes relatives au système tout entier dépend de la rigidité de la poutre supportant le mur. Une variation de pente bien visible apparaît lorsque le système inclut une poutre dont la rigidité est faible (modèles 1 et 2). Les courbes tendent à être linéaires pour les systèmes avec des poutres très rigides (modèles 3 et 4). Cela montre que la courbe du système suit le comportement de la l'élément le plus rigide composant ce système. Autrement dit, on s'attend que la courbe du système soit proche de celle de la poutre seule lorsque la poutre est très rigide ; et au contraire, proche de celle du mur lorsque cette poutre est très flexible. Ces résultats seront comparés ultérieurement.

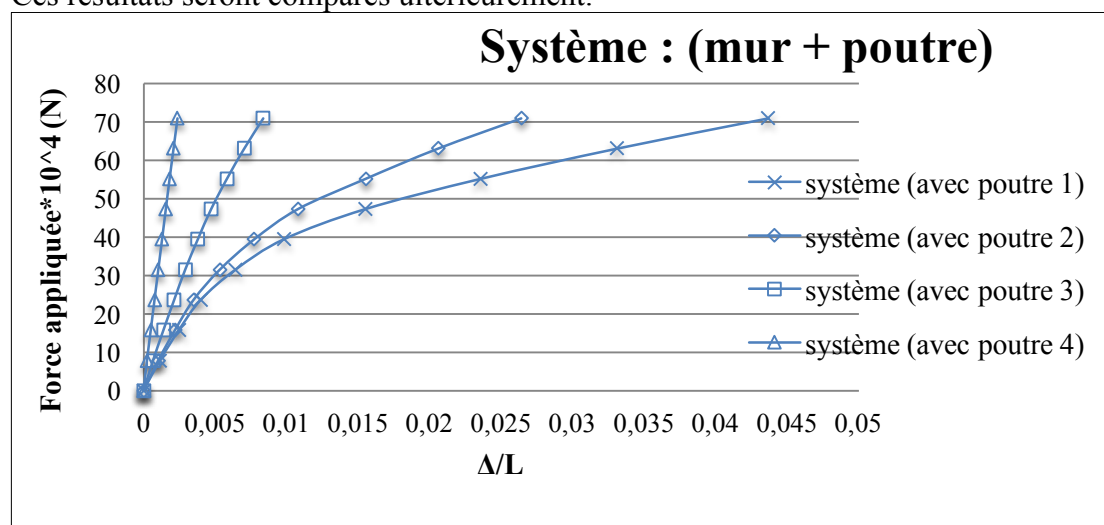


Figure 53 : Courbe force appliquée – ratio de déflexion pour les systèmes (mur + poutre) selon les quatre types de poutres prises

### 2.3.2 Courbe force – déplacement de la poutre seule

La Figure 54 représente les courbes force – ratio de déflexion de la poutre toute seule, en utilisant la même procédure de décharge appliquée pour le système. Les allures de ces courbes sont linéaires. D'après les courbes de cette figure, on remarque qu'une poutre plus flexible, est fléchi de manière plus grande qu'une poutre plus rigide pour une même force. Une relation linéaire selon la première bissectrice est obtenue si on trace la courbe  $\Delta'/\Delta$  en fonction de  $E/E'$ , avec  $E$  et  $\Delta$  le module d'élasticité et la flèche d'une poutre subissant un chargement, et  $E'$  et  $\Delta'$  le module d'élasticité et la flèche d'une autre poutre soumise au même chargement :  $E / E' = \Delta' / \Delta$  (Figure 55). Un tel résultat est attendu compte tenu du comportement élastique de la poutre : la déformée maximale d'une poutre simplement appuyée en ses extrémités a pour formule :  $f = (5qL^4) / (384EI)$ , d'où la relation linéaire inversement proportionnelle entre la variation du module d'élasticité d'une poutre et sa flèche sous un même chargement.

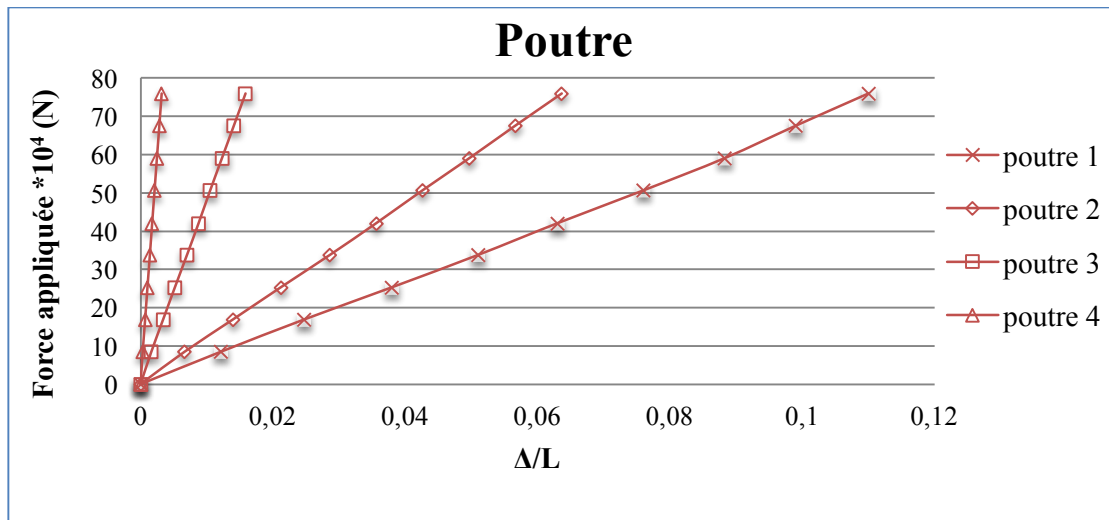


Figure 54 : Courbe force – flèche de la poutre toute seule en suivant la même méthodologie de décharge déjà expliquée précédemment.

### Comportement élastique de la poutre

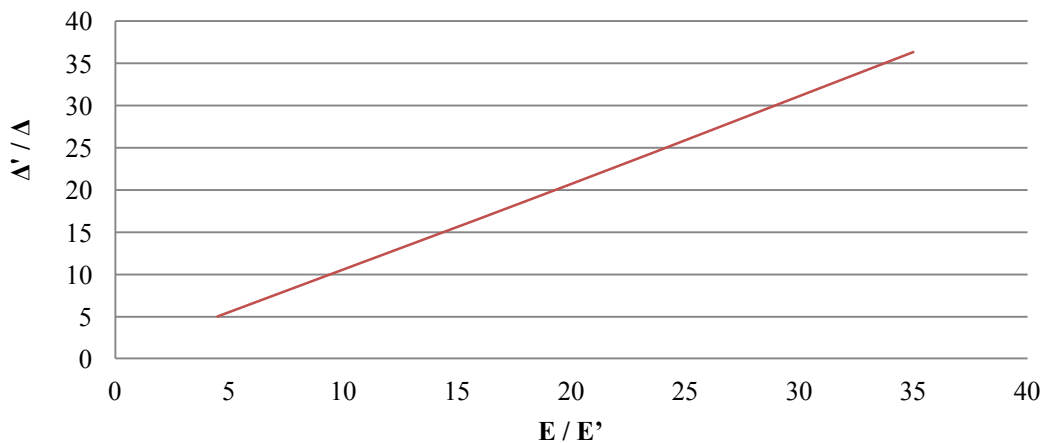


Figure 55 : Relation entre la variation de la rigidité d'une poutre et la variation de son déplacement sous le même chargement.

#### 2.3.3 Courbe force – déplacement du mur en maçonnerie

La Figure 56 représente les courbes forces – ratio de déflexion pour le mur en maçonnerie tout seul. Ces courbes sont obtenues en enlevant l'effet des courbes relatives à la poutre seule des courbes relatives au système, pour chacun des cas des quatre modèles de poutre testés. Chaque courbe relative au mur seul représente la quantité de charge verticale redistribuée au sein du mur vers les nœuds d'extrémité en fonction du ratio de déflexion.

Les courbes obtenues pour le mur seul présentent des variations de pente qui sont caractéristiques d'une évolution de sa rigidité associée à la rupture des joints.

On remarque que plus la poutre utilisée est flexible, plus l'allure de la courbe relative au système est proche de la courbe du mur seul. Au contraire, plus la poutre est rigide, plus l'allure de la courbe relative au système est proche de celle relative à la poutre seule.



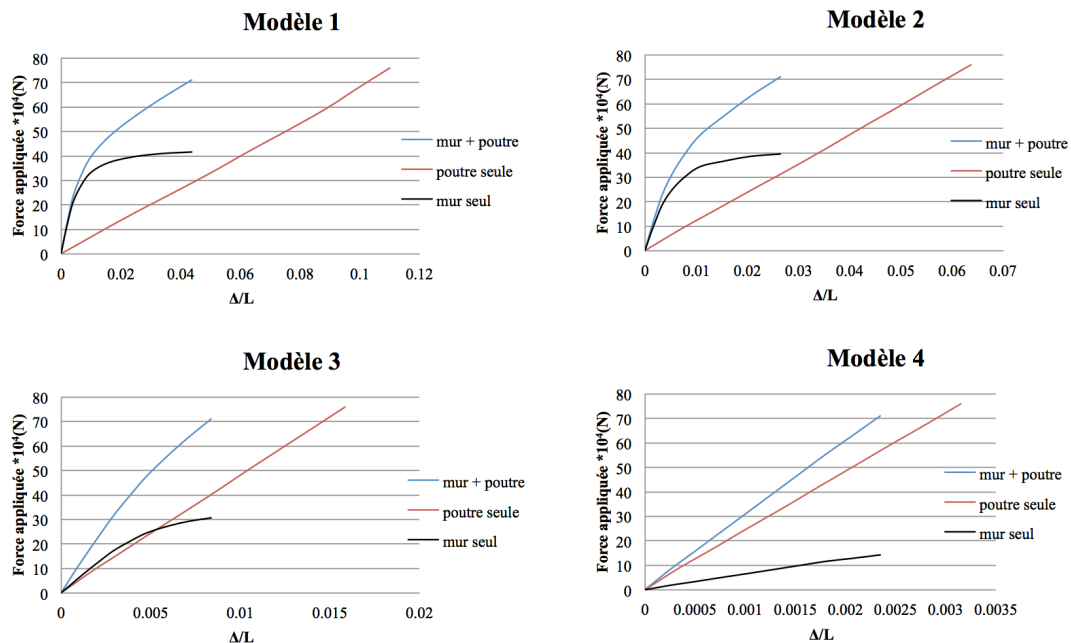


Figure 56 : Courbes force – ratio de déflexion pour les quatre modèles dépendant des poutres utilisées.

### 2.3.4 Effet de la poutre sur le comportement du mur en maçonnerie

Les quatre courbes relatives au comportement du mur seul obtenues dans la Figure 56 sont tracées sur un même graphe afin de visualiser si des différences existent entre ces courbes en fonction de la rigidité de la poutre utilisée.

D'après la Figure 57, on remarque que la rigidité de la poutre utilisée n'affecte pas la courbe force – ratio de déflexion du mur tout seul. Les quatre courbes relatives au comportement du mur seul, pour les quatre rigidités de poutre, sont bien confondues. Cependant, les quatre courbes n'arrivent pas au même maximum de déflexion. Cela est dû à la rigidité de la poutre qui joue un rôle sur la valeur du tassement du système sous l'effet du poids propre du mur, mais sans affecter le comportement du mur lui-même. Enfin, on utilisera la poutre 4 pour exécuter une étude paramétrique sur l'effet de la géométrie et des propriétés du mur en maçonnerie sur son comportement (chapitre 4).

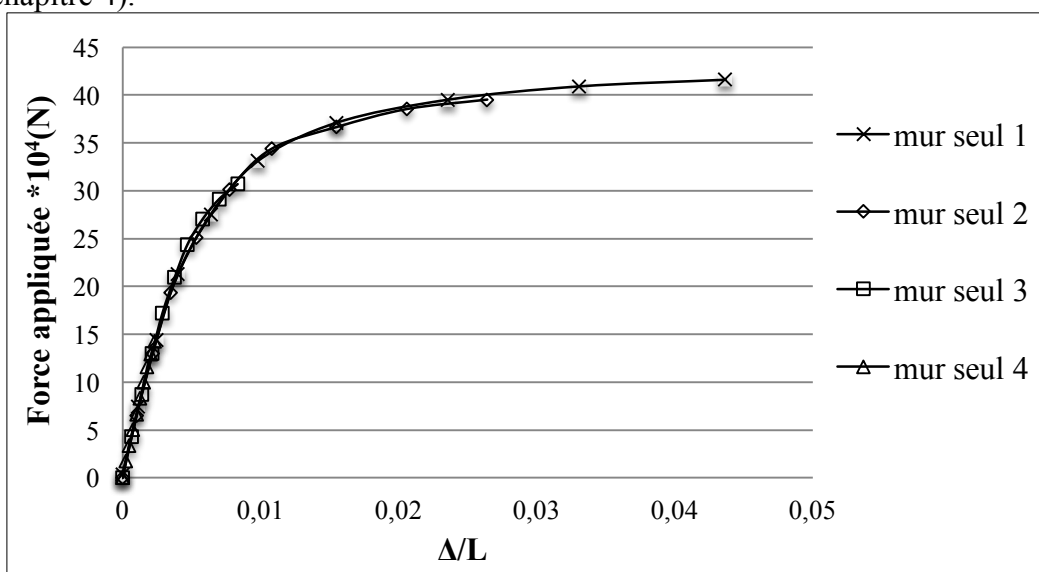


Figure 57 : Courbe force – ratio de déflexion ( $\Delta/L$ ) du mur tout seul – pour les quatre cas de poutre, les courbes sont confondues.

## 2.4 Analyse des résultats de la méthodologie numérique

La courbe de la Figure 57 est utilisée afin de quantifier la variation de la rigidité du modèle du mur en maçonnerie.

La variation de la pente de cette courbe est considérée comme étant caractéristique de la variation de la rigidité du mur pour chaque valeur de ratio de déflexion qu'il subit.

Deux cas de rigidité sont pris en compte : la rigidité instantanée considérée comme étant la variation de la pente de la tangente à la courbe en chaque point, et la rigidité globale considérée comme la variation de la pente de la droite sécante reliant l'origine à chaque point de cette courbe.

### 2.4.1 Variation de la rigidité instantanée du mur en maçonnerie – relation rigidité instantanée / ratio de déflexion

La pente de la courbe de la Figure 57 est calculée en chaque point. La variation de cette pente par rapport à la pente initiale est considérée comme la variation de la rigidité instantanée du mur par rapport à la rigidité initiale.

La Figure 58 représente le ratio de la pente instantanée en chaque point de la courbe de la Figure 57 par rapport à la pente initiale. On remarque une réduction significative de la rigidité instantanée, proche de 100% pour des ratios de déflexion supérieurs à 0,02 environ.

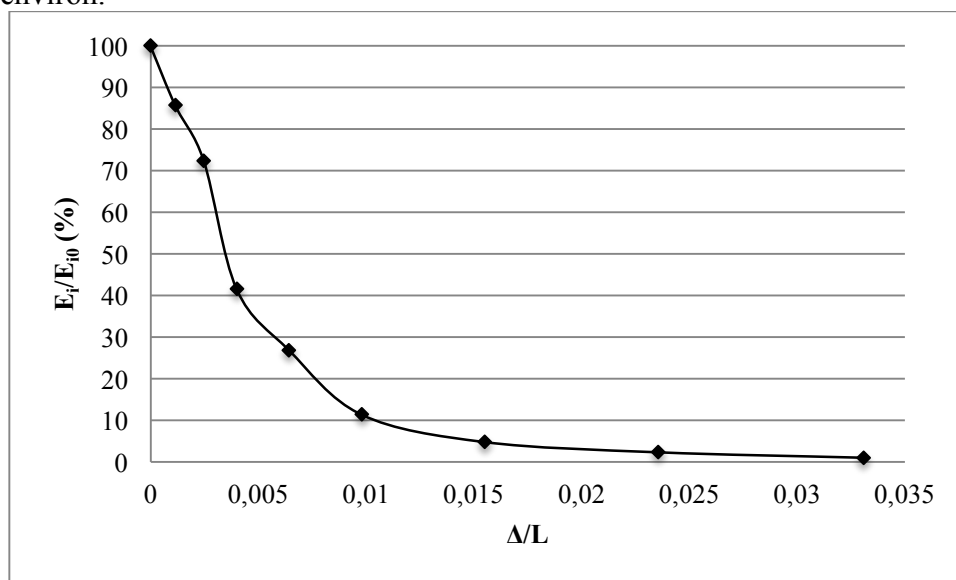


Figure 58 : Réduction de la rigidité instantanée ( $E_i/E_{i0}$  (%)) pour chaque valeur du ratio de déflexion ( $\Delta/L$ )

Dans un second temps, on cherche à établir une expression mathématique  $E_i/E_{i0}=f(\Delta/L)$ , avec  $E_{i0}$  et  $E_i$  les rigidités instantanées initiale et finale du mur respectivement. Deux formulations sont testées : loi puissance et loi exponentielle :

$$E_i/E_{i0} = (1 - \Delta/L)^{132} \text{ (loi puissance)} \quad (32)$$

$$E_i/E_{i0} (\%) = 100 e^{(-200 \Delta/L)} \text{ (loi exponentielle)} \quad (33)$$

Ces deux lois sont tracées sur la Figure 59.

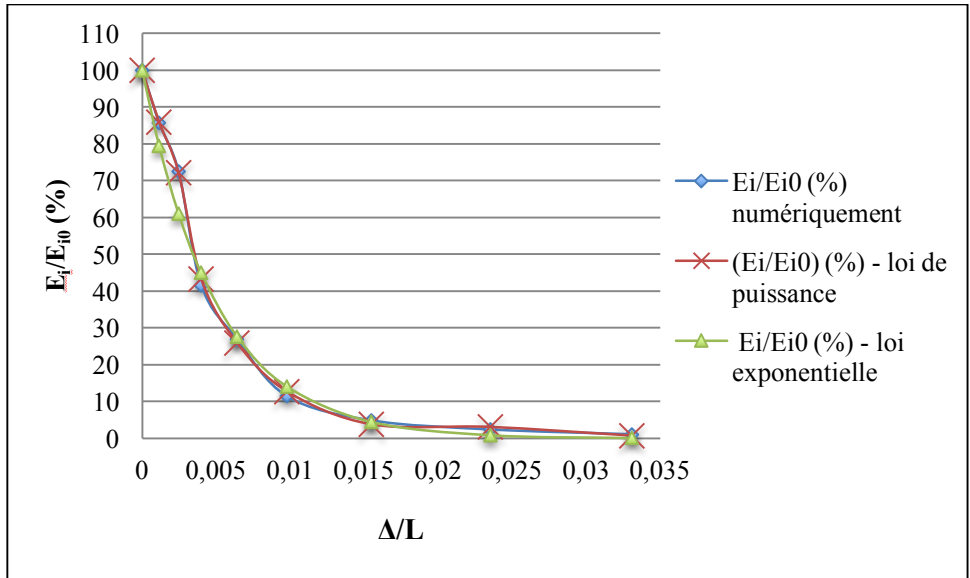


Figure 59 : Formulation exponentielle de la réduction de la rigidité d'un mur en maçonnerie en tassement.

#### 2.4.2 Variation de la rigidité globale du mur en maçonnerie – relation rigidité globale / ratio de déflexion

On s'intéresse dans ce paragraphe à évaluer la réduction de la rigidité globale du mur en fonction du ratio de déflexion qu'il subit. On note par variation de la rigidité globale la variation de la pente de la sécante reliant l'origine de la courbe de la Figure 57 à chaque point de cette courbe (Figure 60). La variation de la pente de cette sécante par rapport à la pente de la tangente à l'origine est donc tracée (Figure 61).

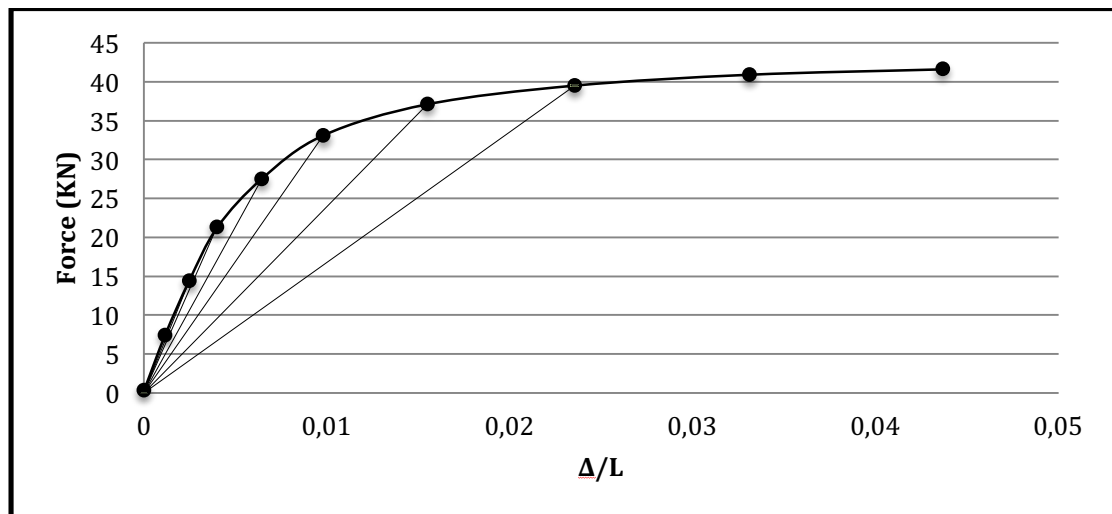


Figure 60 : Démarche pour évaluer la rigidité globale du mur à chaque ratio de déflexion (pente de la sécante reliant chaque point à l'origine).

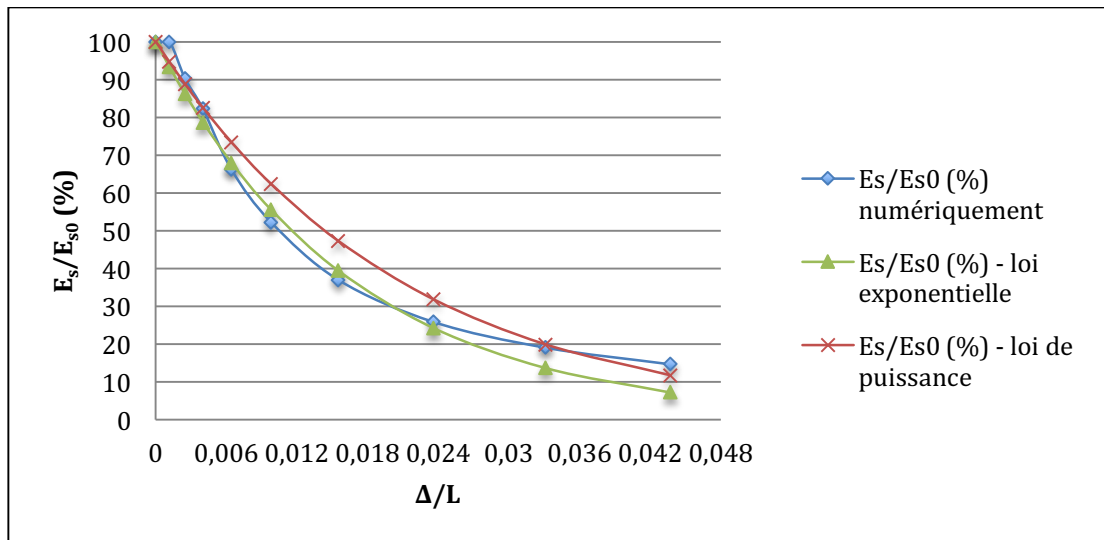


Figure 61 : Formulation analytique de la réduction de la rigidité globale d'un mur en maçonnerie subissant un tassement.

Des formulations analytiques sont alors établies entre la variation de la rigidité globale initiale, la rigidité globale finale et le ratio de déflexion subie par le mur (Figure 61). Deux formulations sont proposées, l'une basée sur la loi puissance et l'autre sur la loi exponentielle.

Ces relations ont les formes suivantes :

$$E_s/E_{s0} (\%) = 100 e^{(-60 \Delta/L)} \quad (\text{loi exponentielle}) \quad (34)$$

$$E_s/E_{s0} = (1 - \Delta/L)^{48} \quad (\text{loi de puissance}) \quad (35)$$

On remarque une différence entre les coefficients dans la formulation analytique de la rigidité globale et de la rigidité instantanée. En fait, la même forme des équations est obtenue, mais l'exposant varie de 132 à 48 (cas de la loi exponentielle) ou de 200 à 60 (cas de la loi exponentielle) entre la rigidité instantanée et la rigidité globale respectivement.

## 2.5 Relation catégorie de dommage / variation de rigidité du mur en maçonnerie

L'objectif de cette partie est de chercher s'il est possible de justifier une relation entre la variation de la rigidité du mur en maçonnerie précédemment modélisé et son niveau de dommage. Pour cela, on utilise les valeurs seuils du ratio de déflexion obtenues par application de la méthode de Burland au mur modélisé. Dans cette méthode, on utilise des valeurs de module de Young et de module de cisaillement cohérentes avec les propriétés utilisées dans le modèle numérique. Les propriétés du mur utilisé sont introduites dans les équations 19 à 23, ce qui aboutit à un ratio de  $E/G$  égal à 15 environ. L'introduction de ce ratio dans les équations analytiques de Burland permet de nous donner les valeurs seuils du ratio de déflexion pour chaque catégorie de dommage (figure 62).

La rigidité prise en compte dans cette partie est la rigidité globale ( $E_s$ ) qui présente l'intérêt de pouvoir être utilisée dans des modèles d'interaction sol-structure visant à évaluer le taux de transfert au bâti de la déflexion relative en champ libre. Une illustration sera présentée au chapitre 4.

La Figure 62 représente la variation de la rigidité du mur modélisé, si on considère les seuils du ratio de déflexion calculés à partir de la méthode de Burland. On remarque

que le mur subit une réduction de 2% de sa rigidité lorsqu'il passe d'un dommage D0 à D1, 3% de D1 à D2, 5% de D2 à D3 et 10% de D3 à D4.

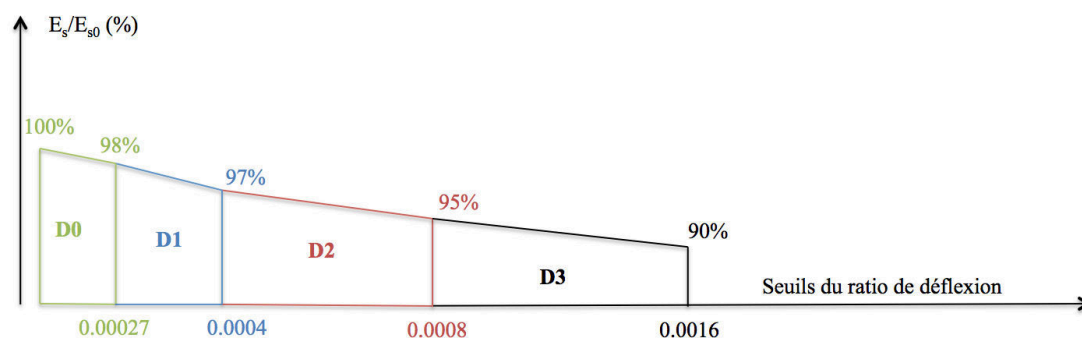


Figure 62 : Variation de la rigidité d'un mur ( $E_s/E_{s0}$ %) en fonction des catégories de dommage (Di).

D'après les diagrammes de la Figure 62, il apparaît possible de caractériser le pourcentage de la rigidité du mur par rapport à sa rigidité initiale en fonction de sa catégorie de dommage. On rappelle que ces résultats sont relatifs au mur de maçonnerie modélisé lors du développement de la méthodologie numérique. Une étude paramétrique relative à l'effet des propriétés de ce mur sera présentée dans le chapitre 4.

## 2.6 Relation fissuration – endommagement – catégorie de dommage

La méthodologie numérique développée permet d'évaluer la réduction de la rigidité d'un bâtiment en maçonnerie lorsqu'il est endommagé par un tassement différentiel. Comme déjà noté dans le chapitre 1, différents paramètres permettent de visualiser l'endommagement des bâtiments en maçonnerie. Parmi ces paramètres visibles, on peut noter l'ouverture des fissurations utilisée dans l'échelle de dommage de Burland. Nous rappelons que ce paramètre est un indice de dommage, mais il ne peut pas être utilisé tout seul afin de catégoriser la sévérité du dommage (Burland et al. 1977).

On s'intéresse dans cette partie aux relations entre les fissurations qui se propagent dans la structure et l'endommagement estimé à partir des valeurs seuils du ratio de déflexion calculées au moyen de la méthode de Burland. Pour ce faire, on utilise les valeurs seuils portant sur l'ouverture des fissures (échelle de Burland - Tableau 8) pour définir des classes de fissures. Deux paramètres sont ensuite représentés au moyen d'histogrammes : l'ouverture maximale des fissurations (classe de fissure) et La longueur cumulée des fissures au sein de chaque classe de fissure, rapportée à la longueur totale des joints dans le mur.

La Figure 63 représente le pourcentage des longueurs cumulées des ouvertures selon leurs classes d'ouverture, pour chaque ratio de déflexion.

On remarque qu'avec l'augmentation du ratio de déflexion, l'ouverture maximale des fissurations augmente, c.à.d. de nouvelles classes de fissures apparaissent. En parallèle, le pourcentage cumulé des longueurs de joints ouverts augmente. L'augmentation du pourcentage des longueurs cumulées des joints ouverts dans une classe d'ouverture des fissurations, s'accompagne d'une diminution de ce pourcentage dans les classes d'ouvertures inférieures. Cela correspond à une augmentation de l'ouverture des fissurations déjà existantes de la structure, en addition à l'apparition de nouvelles fissurations.

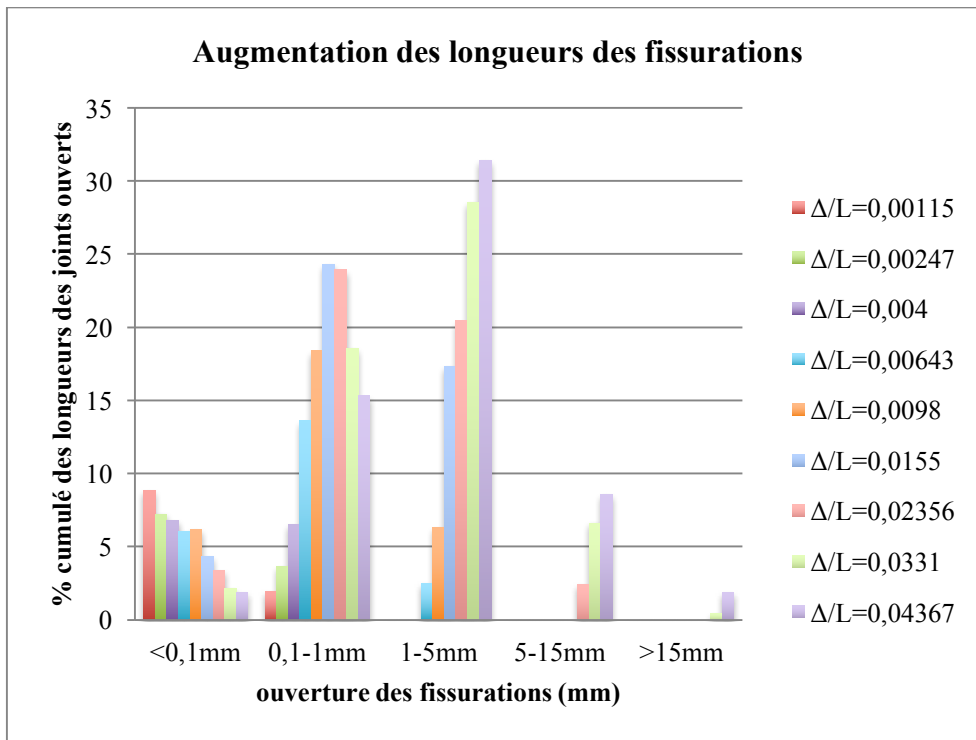


Figure 63 : Pourcentage des longueurs cumulées des fissurations en fonction de leur ouverture, pour différents tassements.

La Figure 64 représente l'ouverture maximale des fissurations et la réduction de la rigidité globale du mur modélisé, en fonction des valeurs du ratio de déflexion. Les valeurs seuils du ratio de déflexion associées à chaque niveau de dommage et calculées à partir de la méthode de Burland pour les propriétés du mur modélisées sont également superposées (en tiretés). On remarque une sous-estimation des ouvertures maximales par rapport à celles proposées dans l'échelle de Burland pour chaque classe de dommage. Par exemple, l'échelle de dommage de Burland indique une ouverture comprise entre 0,1mm et 1mm pour des dommages de catégorie D1 (Tableau 8), alors que la Figure 64 indique une ouverture comprise entre 0,2 et 0,3 mm. Cette sous-estimation peut être due aux propriétés du modèle utilisé, surtout que ce modèle a été pris en compte pour développer la méthodologie numérique et voir son efficacité.

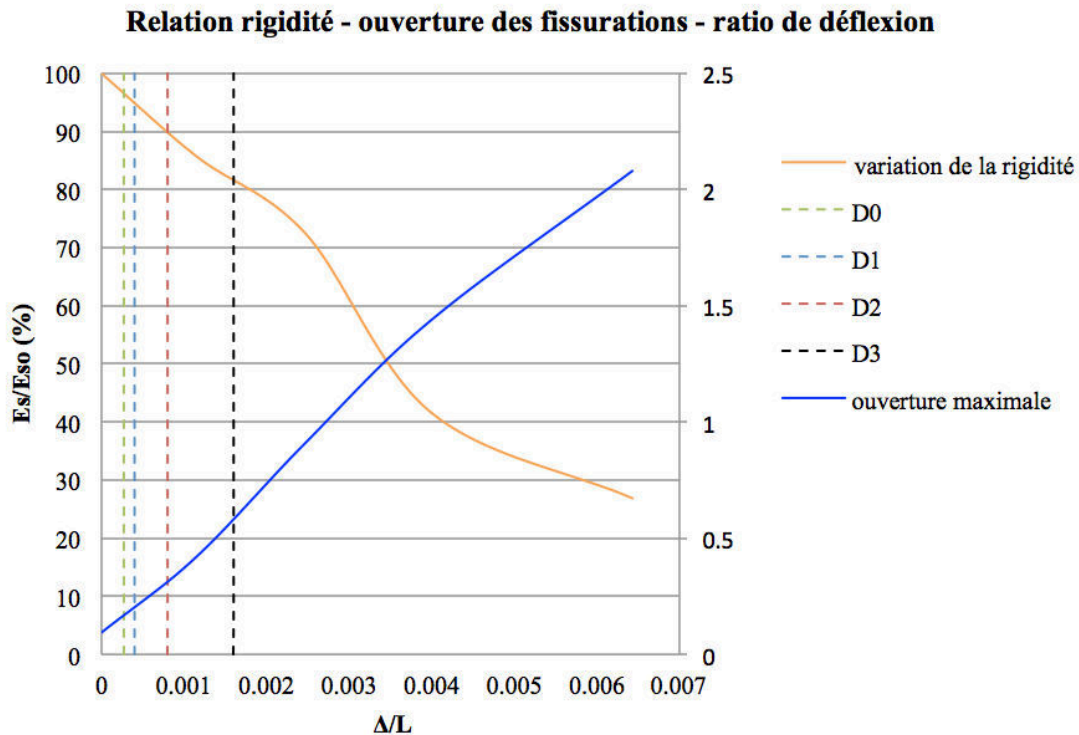


Figure 64 : Relation entre la variation de la rigidité globale, le ratio de déflexion, l'ouverture maximale des fissurations et les catégories de dommage - Di min et Di max représente l'intervalle de chaque catégorie de dommage.

## 2.7 Cycles de décharge – charge

La méthodologie numérique permet d'évaluer la réduction de la rigidité des bâtiments en maçonnerie lorsqu'ils subissent des tassements de terrains. On s'intéresse ici au comportement du mur lorsqu'il subit des cycles de décharge – charge. Autrement dit, on augmente les efforts verticaux sous le modèle pour lui permettre de revenir à la situation initiale non déformée. Cet essai est réalisé afin de vérifier le comportement d'un mur subissant des cycles de charge-décharge. Ces cycles peuvent correspondre physiquement à des cycles de retrait – gonflement ou l'évolution dynamique d'une cuvette d'affaissement d'un tunnel ou d'une exploitation minière. Afin de faire cela, on applique la décharge de façon progressive. A chaque pas de décharge, on note le point de la courbe force appliquée (différence entre les forces verticales ascendantes et les réactions initiales) et ratio de déflexion. La courbe force - déplacement du mur seul est donc tracée. La décharge est arrêtée dès que la perte de la linéarité de la courbe force – déplacement du mur apparaît (perte quasi-totale de la rigidité du mur à cause du tassement). Ce choix de charger à ce niveau permet d'empêcher d'arriver à un état de rupture sévère du mur, ce qui serait susceptible d'affecter significativement sa réponse lors du chargement après la décharge. Après cela, on commence à augmenter les valeurs des forces ascendantes verticales appliquées progressivement jusqu'à atteindre les valeurs initiales des réactions qui existaient en premier temps. Ce cycle est appelé cycle de décharge – charge dans notre cas. Deux cycles de décharge – charge sont alors tracés pour le même mur.

La Figure 65 représente la procédure de décharge – charge appliquée. La Figure 66 représente les courbes force – ratio de déflexion du mur en maçonnerie après avoir éliminé l'effet de la poutre.

On note que le terme « force appliquée » dans le cas de décharge signifie la différence entre les réactions initiales qui existaient lors de la fixation de tous les supports, et les forces verticales ascendantes verticales appliquées. Le terme force appliquée dans le cas de chargement signifie d'appliquer à nouveau les forces verticales ascendante mais de façon croissante.

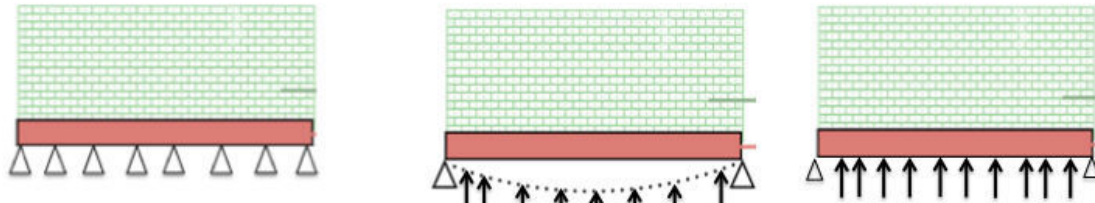


Figure 65 : Démarche suivie pour tracer un cycle de décharge – charge.

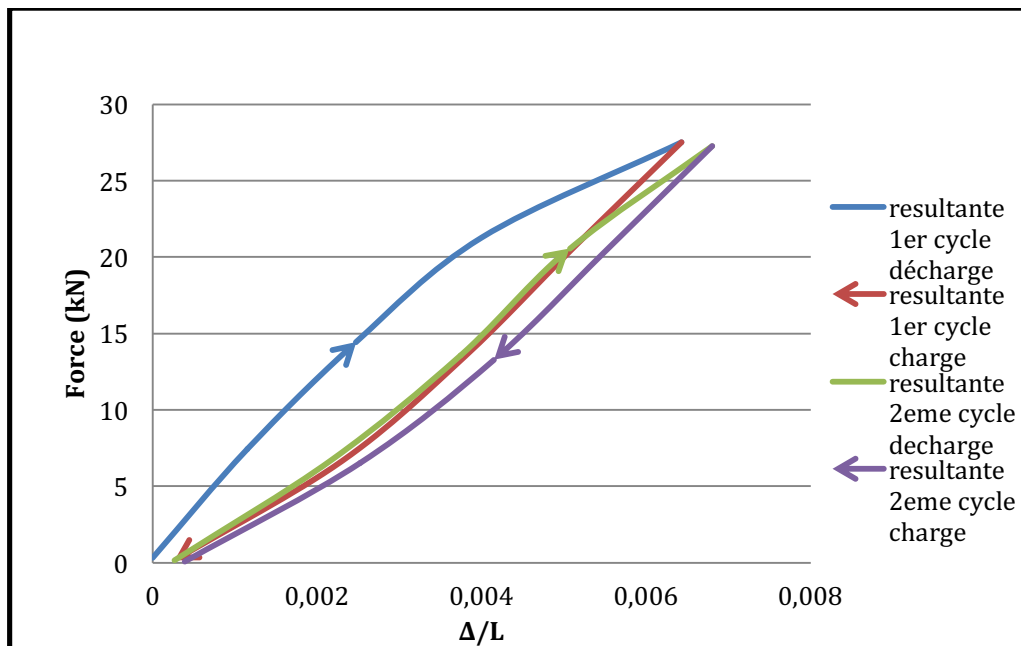


Figure 66 : Cycles de décharge – charge en utilisant la méthodologie numérique développée.

D'après la Figure 66, il semble qu'il existe des variations de la rigidité du mur selon les différentes phases des cycles (1<sup>er</sup> cycle phase décharge puis charge, et 2<sup>ème</sup> cycle phase décharge puis charge). La Figure 67 représente l'évolution de la rigidité globale de chacune des quatre courbes charge-décharge par rapport à la pente de la courbe à l'origine lors du début du premier cycle. Une grande différence est également remarquée entre la courbe relative à la décharge du premier cycle et les trois courbes restantes qui apparaissent similaires, surtout que la pente sécante de la courbe tend à augmenter par rapport à la pente initiale.



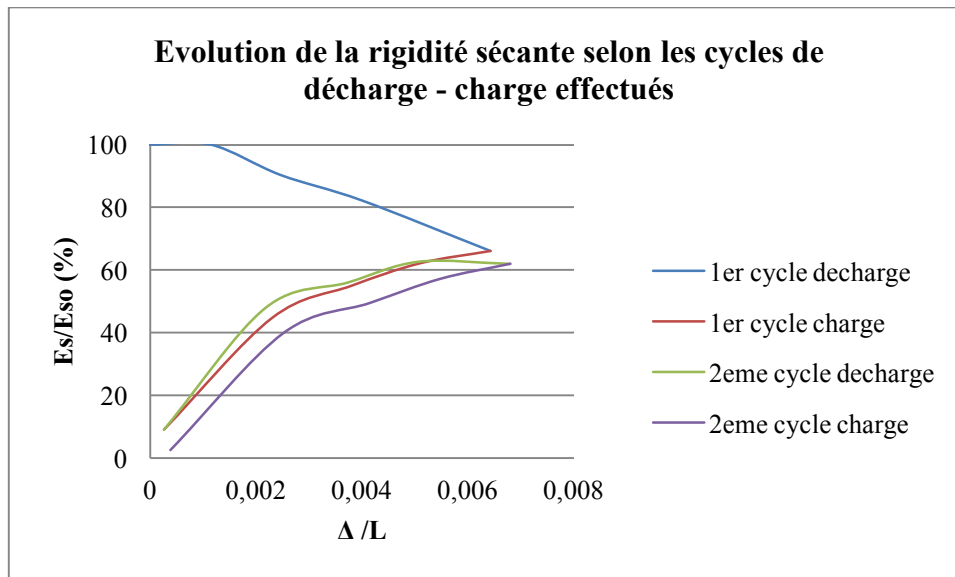


Figure 67 : Evolution de la rigidité globale par rapport à la rigidité initiale du mur avant qu'il ne sse aucun mouvement

### 3 Conclusion

Le but de ce chapitre est de développer une méthodologie permettant d'évaluer la variation de la rigidité des murs en maçonnerie subissant des tassements de terrains. L'origine du tassement et sa transmission étant de faible importance dans notre étude, nous nous sommes intéressés au comportement des murs une fois que le tassement leur est transmis. La simulation de ce tassement et de son effet sur une structure était donc l'objectif principal de cette méthodologie. Une méthodologie numérique a été développée au moyen du logiciel UDEC.

Un système composé d'un modèle de mur en maçonnerie et d'une poutre qui le supporte est donc modélisé. Une décharge à la base du système (mur + poutre) est appliquée, permettant ainsi une déflexion du système. Le comportement du système est caractérisé en fonction de la force de décharge produisant ce tassement. Une courbe représentant la force de décharge en fonction de la déflexion du système est ainsi tracée. La prise en compte de la rigidité de la poutre support permet alors d'en extraire la courbe représentant la force de décharge appliquée au mur seul en fonction de sa déflexion. La variation de la pente de cette courbe permet de caractériser l'évolution de la rigidité du mur avec le tassement subi. Deux variations de cette pente sont prises en compte : l'évolution de la pente de la tangente en chaque point de la courbe, notée rigidité instantanée, et l'évolution de la pente de la sécante reliant l'origine à chaque point de la courbe, notée rigidité globale. On retiendra que :

- Les résultats ont montré que ces deux rigidités diminuent avec l'évolution du tassement subi. Une formulation analytique, exponentielle ou puissance, de cette évolution est alors recherchée.
- En considérant par ailleurs des valeurs seuils de la déflexion associées à différents niveaux de dommages (obtenus par la méthode de Burland), ces résultats peuvent être utilisés pour estimer la réduction de la rigidité en fonction des niveaux de dommages.

- La modélisation de deux cycles de décharge-charge montre un comportement irréversible de la structure. Le tassement initial subi par le mur affecte sa rigidité de façon irréversible.

Les perspectives de ce travail consistent à étudier l'évolution de la rigidité d'un mur en maçonnerie en fonction de ses propriétés mécaniques et géométriques. Un tel travail est mis en œuvre dans le chapitre suivant (chapitre 4).

# Chapitre 4. Etude numérique et paramétrique de l'évolution de la rigidité d'un bâtiment endommagé

L'objectif de ce chapitre est d'appliquer la méthodologie numérique développée dans le chapitre 3 afin d'étudier l'effet des propriétés géométriques et mécaniques de différents murs subissant des tassements sur la variation de sa rigidité.

L'objectif final de cette étude est d'établir une relation entre la variation de la rigidité du mur en maçonnerie, le tassement différentiel qu'il subit, le niveau de dommage associé et ses propriétés géométriques et mécaniques.

## 1 Introduction

Le chapitre 2 a présenté une typologie des bâtiments en maçonnerie qui se basait sur la géométrie (longueur et hauteur) et sur les constituants de la maçonnerie (blocs et mortier utilisé). Il apparaît logique dans ce chapitre, de se baser sur cette typologie pour étendre la méthodologie numérique décrite dans le chapitre 3 à différentes configurations. Une telle combinaison entre les typologies du chapitre 2 et la méthodologie numérique du chapitre 3 a pour objectif de prévoir l'évolution de la rigidité de murs en maçonneries réalistes subissant des dommages, en fonction de leurs propriétés mécaniques et géométriques. Ainsi, l'objectif principal de ce chapitre est d'évaluer la variation des rigidités de chacun des murs modélisés en fonction du tassement subi.

Un second objectif est d'étudier la relation entre la variation de la rigidité des murs modélisés et les catégories de dommage. Dans cette optique, on cherchera à comparer la variation de rigidité avec le niveau de dommage obtenu par application des courbes de fragilité précédemment développées ou par application directe de la méthode de Burland.

Nous avons choisi deux types de mur en maçonneries : mur construit à partir de briques pleines et de mortier de ciment et de chaux (cas 1), et mur construit à partir de briques pleines et mortier de ciment seulement (cas 2). Ces deux cas diffèrent par leur ratio de rigidités tangentielle et normale  $K_s/K_n$ , et également par leur ratio  $E/G$ , comme déjà expliqué dans le chapitre 2. Ayant la même géométrie, ces deux murs diffèrent encore par la catégorie des courbes de fragilité auxquelles ils appartiennent. Cela implique, que pour le même tassement, les deux murs peuvent subir des dommages d'intensité différente, et en conséquence l'évolution de leur rigidité en fonction du tassement imposé peut également être différente.

Pour étudier l'effet de la géométrie, le cas (1) est conservé. Ce cas est modélisé selon deux géométries ayant deux élancements horizontaux différents :  $2 < L/H < 4$  (cas 1-a) et  $4 < L/H < 6$  (cas 1-b).

En plus, les joints sont modélisés par un comportement élasto-plastique avec un critère de type de Mohr-Coulomb, l'effet de paramètres du critère des joints sera abordé dans la suite de ce chapitre. Les valeurs de la cohésion et de la résistance à la traction sont prises selon les données expérimentales de Bui (2010). Bui (2010) a étudié l'effet des chargements hors plan sur des murs en maçonnerie, numériquement et expérimentalement. Il a exécuté plusieurs essais expérimentaux.

Le diagramme de la Figure 68 représente les différents paramètres pris en compte dans ce chapitre. Finalement, pour comparer tous ces cas, le cas de référence choisi est le cas (1-a).

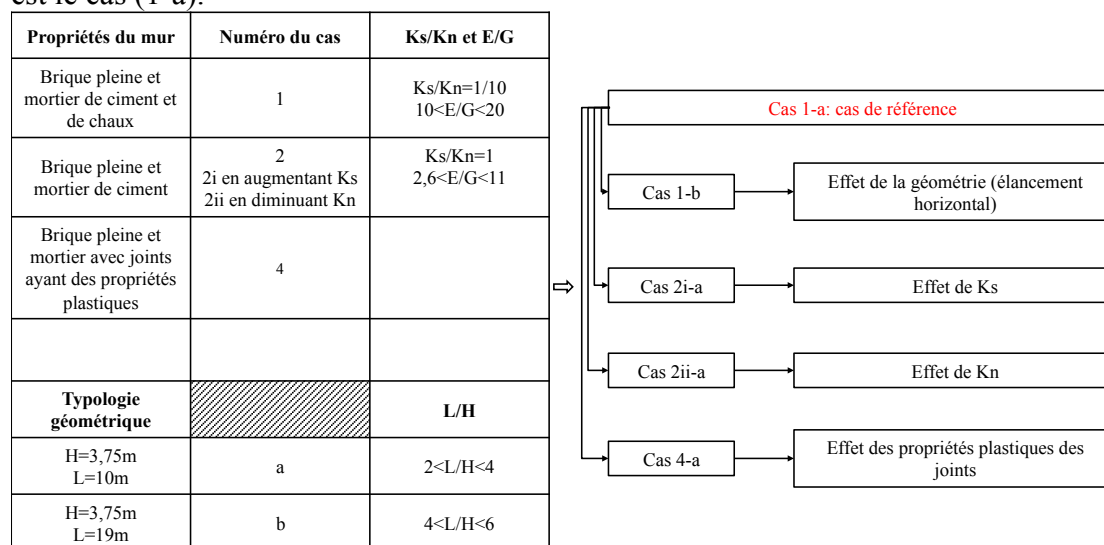


Figure 68 : Cas utilisés pour visualiser l'effet des propriétés des murs en maçonnerie sur l'évolution de leur tassement en fonction du tassement subi.

## 2 Modèle 1-a :

Le tableau 19 présente les propriétés mécaniques du modèle 1-a :

Tableau 19 : Propriétés mécaniques du modèle 1-a

Blocs		Joints					Building	
E (GPa)	G (GPa)	$K_s$ (GPa/m)	$K_n$ (GPa/m)	$\Phi$ (°)	$K_s/K_n$	E/G	L/H	
16	6,7	5	50	35°	1/10	$10 < E/G = 10,3 < 20$	$2 < L/H = 2,7 < 4$	

La poutre qui supporte le mur n'affecte pas la courbe relative au comportement du mur seul (force en fonction du ratio de déflexion du mur seul) (cf. chapitre 3), mais le choix d'une poutre assez rigide empêche de visualiser la non linéarité de la courbe relative au comportement du système, et empêche la possibilité d'atteindre une déflexion élevée du système (mur + poutre). Pour cela, nous avons choisi d'utiliser la poutre 4 du chapitre 3, pour l'ensemble des systèmes (mur + poutre) modélisés.

La courbe représentant la force réduite en fonction du ratio de déflexion relative du mur, en enlevant l'effet de la poutre est tracée. La pente de cette courbe en tout point correspond à l'évolution de la rigidité instantanée de ce mur (Figure 69). En suivant la même démarche décrite dans le chapitre 3, les courbes représentant la variation de la rigidité instantanée  $E_i$  et de la rigidité globale  $E_s$  sont tracées en fonction du ratio de déflexion, selon la démarche décrite dans le chapitre 3 (Figure 69). Des équations reliant la variation de ces rigidités en fonction du tassement obtenu sont établies, selon les deux lois exponentielle et puissance (Figure 69) :

$$E_i/E_{i0} (\%) = 100 e^{(-30000 \Delta/L)} \text{ (loi exponentielle)} \quad (36)$$

$$E_i/E_{i0} = (1-D)^{37000} \text{ pour } D=\Delta/L \text{ (loi de puissance)} \quad (37)$$

$$E_s/E_{s0} (\%) = 100 e^{-6000 \Delta/L} \text{ (loi exponentielle)} \quad (38)$$

$$E_s/E_{s0} = (1-D)^{5000} \text{ pour } D=\Delta/L \text{ (loi de puissance)} \quad (39)$$

On remarque une diminution importante des deux rigidités, globale et instantanée, pour des faibles valeurs du ratio de déflexion. Cela peut être due aux propriétés du mur modélisé. On relie encore chaque mur à sa courbe de fragilité afin de visualiser la sévérité de dommage la plus probable pour chaque valeur du ratio de déflexion. Ainsi, on relie le modèle (1-a) à sa courbe de fragilité représentée encore dans la Figure 69.

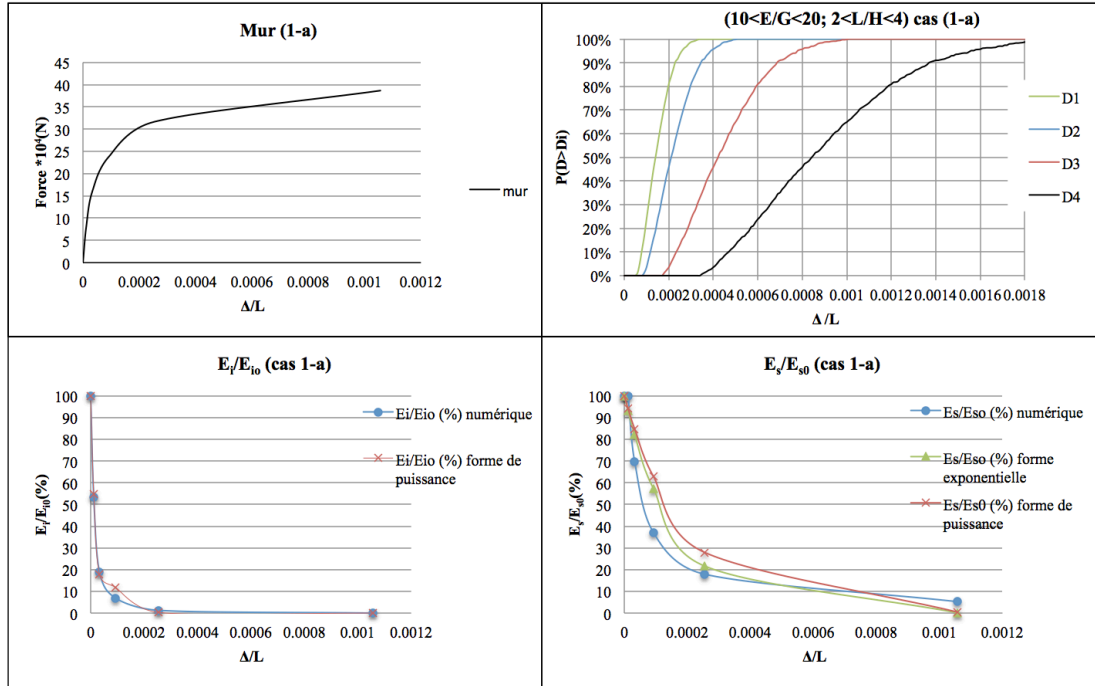


Figure 69 : Courbes forces vs ratio de déflexion, réduction des rigidités instantanée et globale du cas 1-a

La Figure 70 représente la réduction de la rigidité globale du mur et la probabilité d'atteindre chaque catégorie de dommage, en fonction des valeurs seuils du ratio de déflexion relative au modèle du mur considéré. En fait, comme les propriétés initiales du mur sont connues, il est possible d'appliquer la méthode analytique de Burland en qui aboutit à des seuils du ratio de déflexion qui sont présentées dans la Figure 70. Le ratio  $E/G$  du mur est obtenu à partir des courbes de Son et Cording (2004) présentées dans la figure 34 et des équations de Singh (1973) (équations 19 à 23). Il prend la valeur 10.3, ce qui est cohérent avec l'intervalle proposé de  $E/G$ . L'évolution de la rigidité globale du mur pour chaque catégorie de dommage est calculée donc en se basant sur ces valeurs seuils. En plus, la Figure 70 représente la probabilité de dépasser chaque catégorie de dommage, en fonction des valeurs seuils du ratio de déflexion.

Notons qu'on a choisi de représenter la réduction de la rigidité globale au lieu de la rigidité instantanée. Cette présentation permet de bien visualiser l'évolution de la rigidité, tandis que la rigidité instantanée représente deux états de pente avec un brusque changement entre ces deux états, comme apparaît dans la Figure 69.

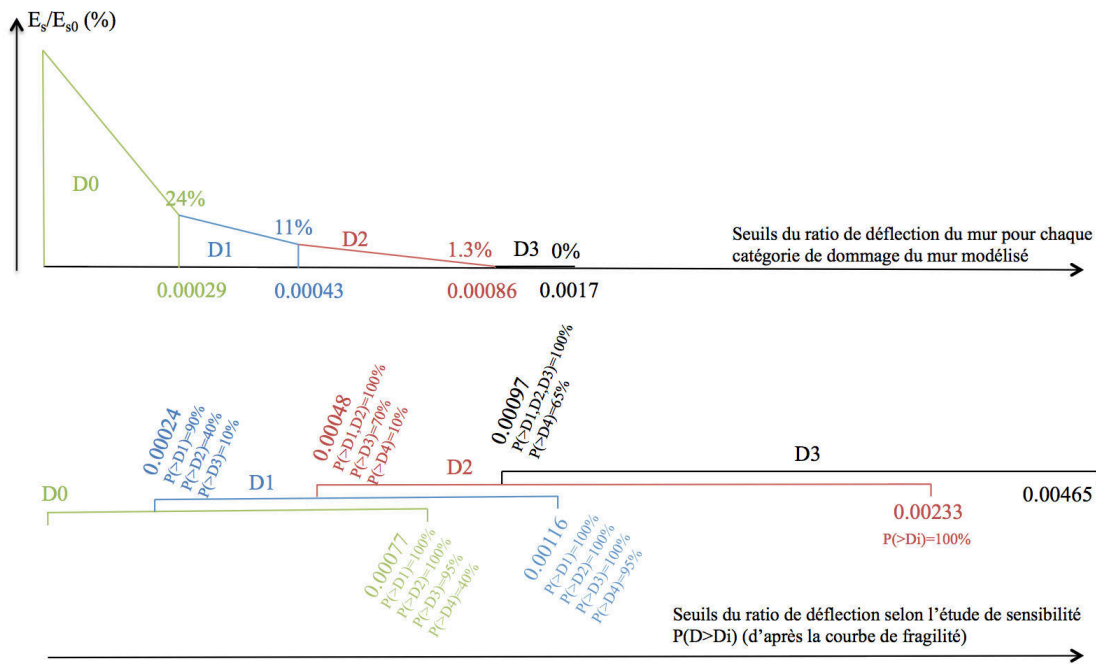


Figure 70 : Courbe de fragilité, réduction de la rigidité instantanée en fonction des seuils du ratio de déflexion et des catégories de dommage, pour le cas 1-a

En se basant sur la Figure 70, on peut noter que le mur atteint une réduction de 76% de sa rigidité globale une fois il dépasse la catégorie de dommage D0. Cela est encore cohérent avec le recours fait aux courbes de fragilité où le seuil de ratio de déflexion obtenu pour ce mur est de 0.00029 pour D0. En plus, le seuil du ratio de déflexion de D0 est de 0.00029 pour ce mur, correspondant à une probabilité de dépasser la catégorie D1 de 90%. Cela indique que le dommage tend à être modéré plutôt que léger pour cette valeur du ratio de déflexion. Cela permet donc d'être cohérent avec la réduction élevée de la rigidité globale (76%).

Les fissurations sont un indicateur de dommage des murs en maçonnerie, la Figure 71 représente, en fonction du ratio de déflexion appliqué à la structure, l'évolution de la fissuration maximale dans le mur, l'évolution de la longueur cumulée des fissurations pour chaque ouverture de fissuration et le pourcentage des longueurs des joints ouverts (quelle que soit la valeur de l'ouverture qui représente la séparation des blocs). On remarque qu'on a une faible ouverture maximale de la fissuration (environ 3,7 mm) pour un ratio de déflexion important de 0,001 (dommage sévère) environ. Cependant Burland considère que le nombre des fissurations joue un rôle important dans la description du dommage et en plus que l'ouverture de cette fissuration. Ainsi, la fréquence des fissurations (nombre de fissurations) de largeur 3,7 mm peut expliquer la sévérité du dommage. La Figure 72 représente la manière suivant laquelle les fissurations sont distribuées dans la structure, pour différentes valeurs du ratio de déflexion. Une propagation diagonale des fissurations est visible en fonction du tassement subi par le mur.

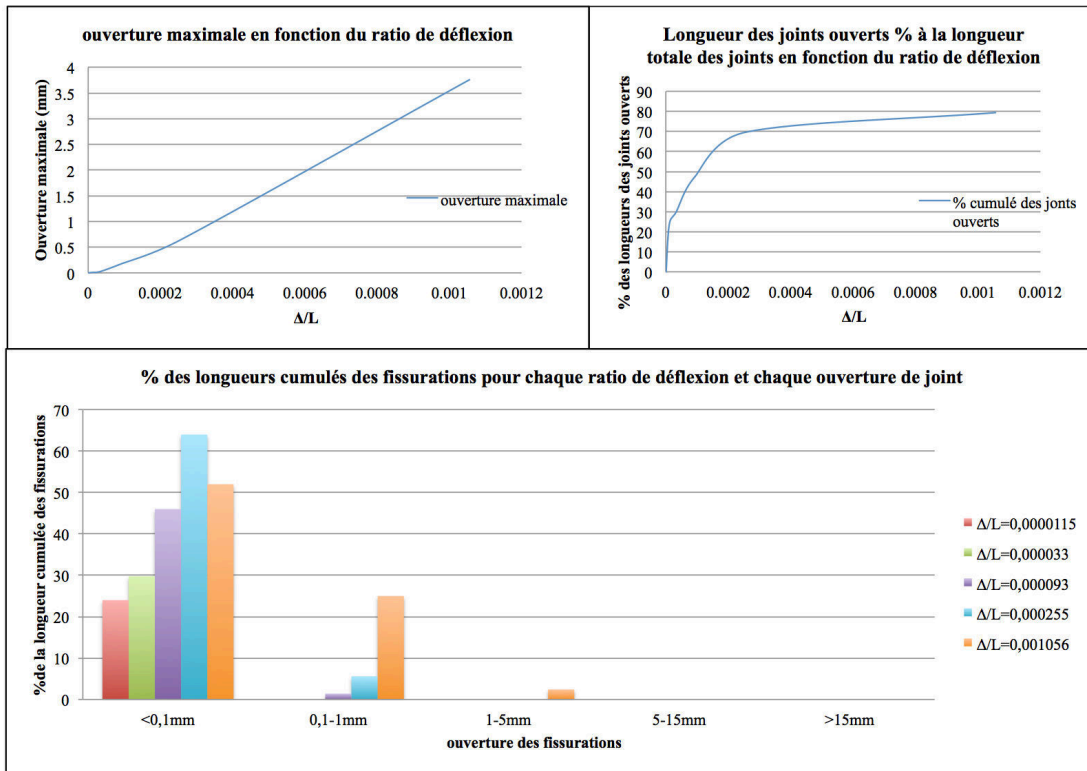


Figure 71 : Évolution des ouvertures maximales des fissurations et des longueurs cumulées des fissurations avec le tassement subi, pour le cas 1-a

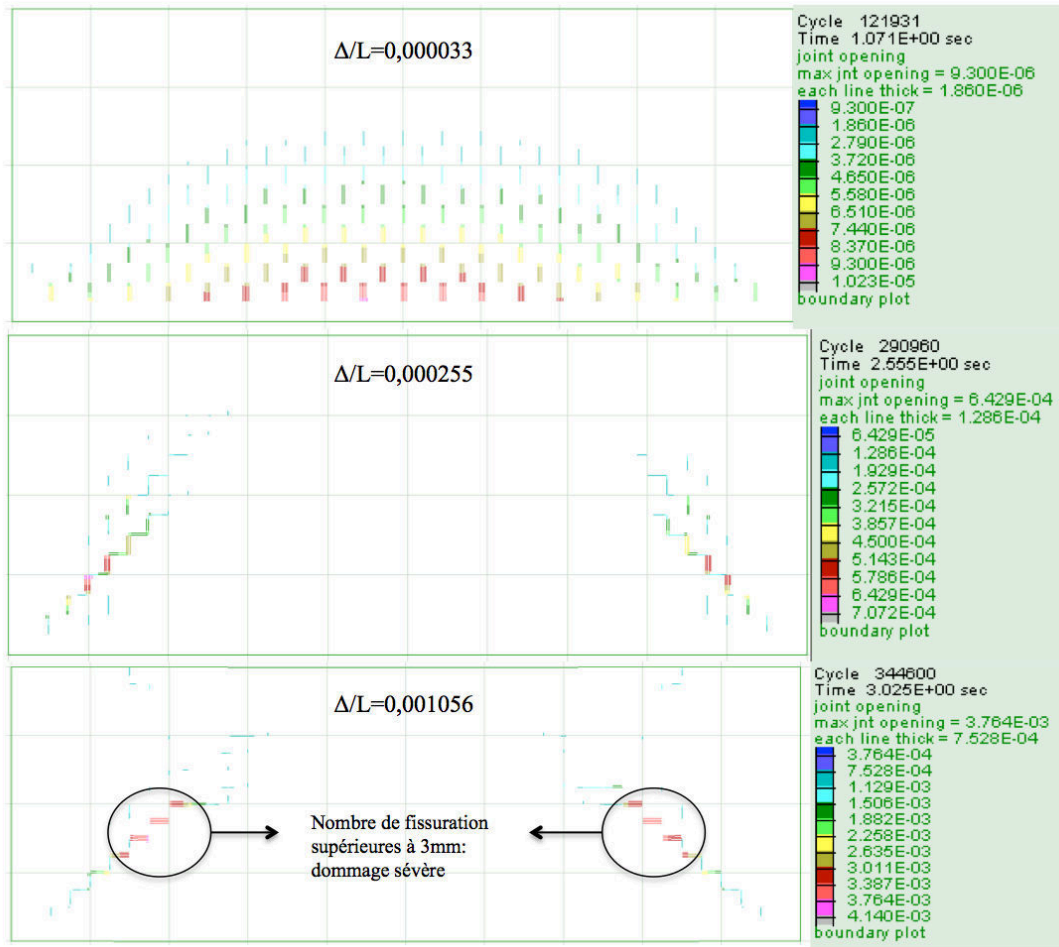


Figure 72 : Illustration de la propagation des fissurations avec le tassement subi par le mur – cas 1-a

La même analyse est effectuée pour les autres cas étudiés (cas 1-b, cas 2i-a, cas 2ii-a, cas 4-a). Le Tableau 20 représente les propriétés de modèles correspondants :

Tableau 20 : Propriétés mécaniques des cas 1-b, 2i-a, 2ii-a et 4-a

Cas	Blocs		Joints			$\Phi$ (°)	E/G (modèle) (selon les blocs et les joints) (d'après chapitre 2)	L/H
	E (GPa)	G (GPa)	Ks/Kn	C (MPa)	T (MPa)			
1-b	16	6,7	1/10			35	$10 < E/G < 20$	$4 < L/H = 5 < 6$
2i-a	16	6,7	1 (Ks augmente)			35	$2,6 < E/G < 11$	$2 < L/H = 2,7 < 4$
2ii-a	16	6,7	1 (Kn diminue)			35	$2,6 < E/G < 11$	$2 < L/H = 2,7 < 4$
4-a joints	16	6,7	Ks/Kn	C (MPa)	T (MPa)	35	$10 < E/G < 20$	$2 < L/H = 2,7 < 4$
			1/10	0,01	0,01			

De même que pour le modèle (1-a), les courbes relatives à l'évolution des rigidités sécante et globale et les diagrammes représentant l'évolution des fissurations, en fonction du ratio de déflexion appliqué, sont tracées pour les différents cas cités dans le Tableau 20. Les équations reliant l'évolution de la rigidité (instantanée et globale) en fonction du ratio de déflexion ont également été établies pour chaque cas, et les diagrammes représentant la combinaison entre les catégories de dommages, les seuils du ratio de déflexion, l'évolution de la rigidité globale et les probabilités de dommage pour chaque valeur seuil du ratio de déflexion est présentée pour chacun des cas du



Tableau 20. Les valeurs seuils du ratio de déflexion pour chaque modèle de mur sont calculées selon la méthode adoptée pour le cas (1-a). Les figures 74, 74, 75 et 76 représentent les résultats des cas (1-b), (2i-a), (2ii-a) et (4-a) respectivement.

Les figures (73-a), (74-a), (75-a) et (78-a) représentent la courbe de la force en fonction du ratio de déflexion, la courbe de fragilité du mur, l'évolution des rigidités instantanée et globale (résultat numérique et formulation analytique) pour les cas (1-b), (2i-a), (2ii-a) et (4-a) respectivement.

Les figures (73-b), (74-b), (75-b) et (76-b) représentent les seuils du ratio de déflexion pour chaque mur, le positionnement de ces seuils par rapport à l'intervalle du ratio de déflexion proposé dans le chapitre 2, et l'évolution de la rigidité globale de chaque mur en fonction de ces seuils de ratio de déflexion, pour les cas (1-b), (2i-a), (2ii-b) et (4-a) respectivement.

Les figures (73-c), (74-c), (75-c) et (76-c) représentent l'ouverture maximale en fonction du ratio de déflexion et le pourcentage des longueurs cumulées des ouvertures selon leurs classe d'ouverture, pour chaque ratio de déflexion, pour les cas (1-b), (2i-a), (2ii-a) et (4-a) respectivement.

La Figure 77 représente la propagation des ouvertures des joints, pour les différents murs modélisés, pour quelques valeurs choisies du ratio de déflexion. Ces fissurations sont diagonales dans les différents cas des murs modélisés.

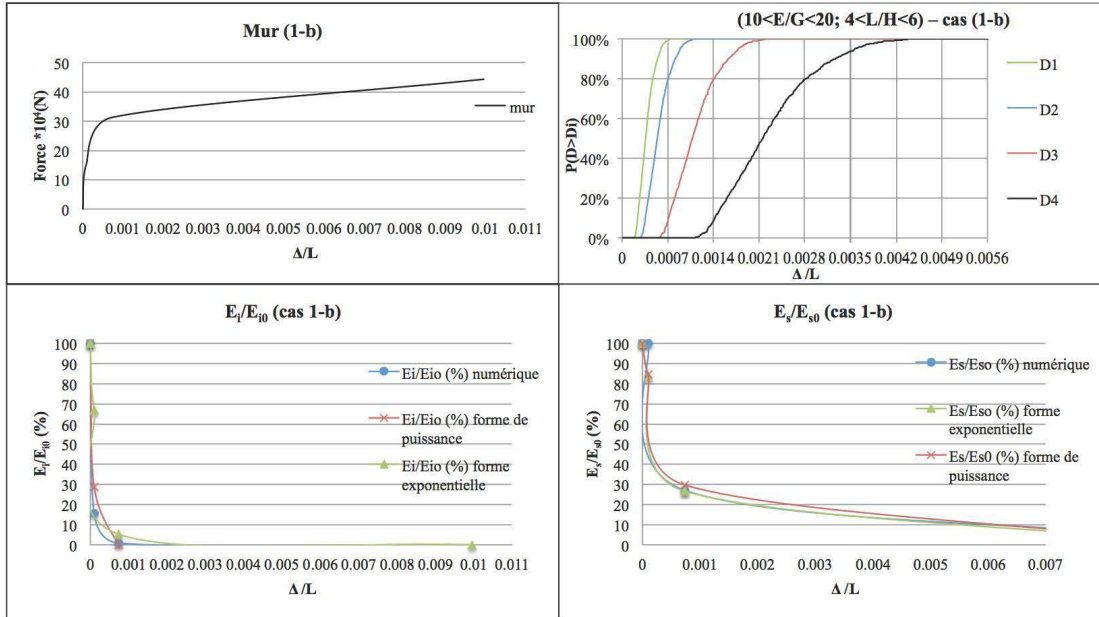
Pour le cas (2i-a), on remarque une cohérence entre l'ouverture de la fissuration et le ratio de déflexion pour un ratio de 0,004, si on se base sur la description de Burland (tableau 8). Pour un ratio de déflexion de 0,001, on remarque un nombre notable d'ouverture de 4 mm, correspondant à 7%, et il y a également plus de 20% des fissures d'une ouverture d'un mm. Ce qui peut être expliqué par un recours à la description de Burland relative à la fréquence des ouvertures de telle valeur dans la structure au lieu d'avoir une ouverture plus grande.

Le Tableau 21 regroupe les différentes équations relatives à l'évolution de la rigidité instantanée et globale des différents cas étudiés.

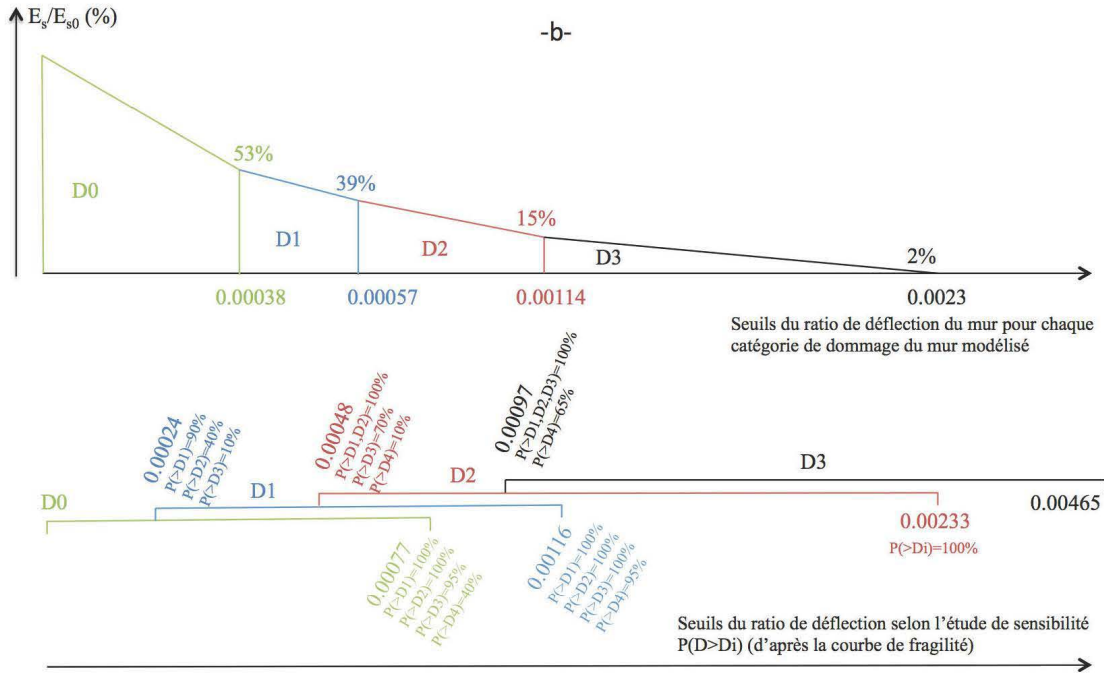
**Tableau 21 : Variation des rigidités instantanée et globale des différents cas étudiés.**

Typologie du bâtiment	Variation de la rigidité instantanée	Variation de la rigidité globale
Cas 1-a	$E_i/E_{i0}(\%)=100e^{(-30000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100e^{(-6000\Delta/L)}$
	$E_i/E_{i0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{37000}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{5000}$
Cas 1-b	$E_i/E_{i0}(\%)=100e^{(-4000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100e^{(-1800\Delta/L)}$
	$E_i/E_{i0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{12493}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{1650}$
Cas 2i-a	$E_i/E_{i0}(\%)=100e^{(-35000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100e^{(-10000\Delta/L)}$
	$E_i/E_{i0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{29000}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{9000}$
Cas 2ii-a	$E_i/E_{i0}(\%)=100e^{(-20000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100e^{(-4000\Delta/L)}$
	$E_i/E_{i0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{19000}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{4000}$
Cas 4-a	$E_i/E_{i0}(\%)=100e^{(-30000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100e^{(-3000\Delta/L)}$
	$E_i/E_{i0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{31600}$	$E_s/E_{s0}(\%)=100(1-\Delta/L)^{3000}$

-a-



-b-



-C-

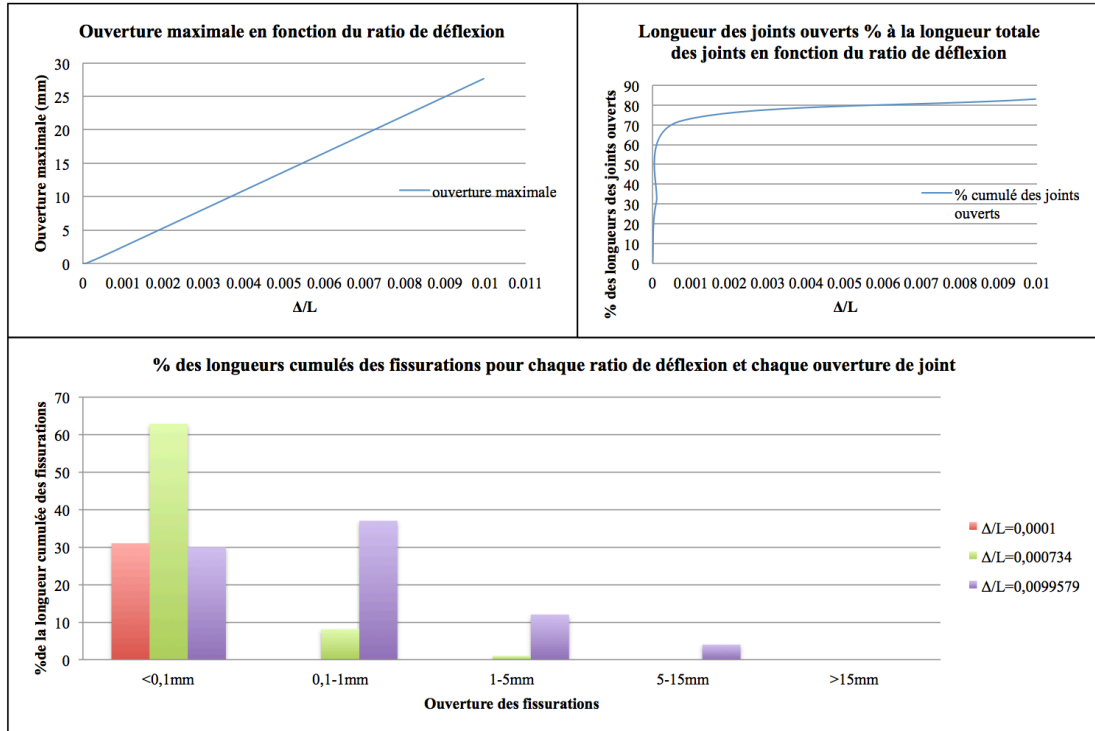
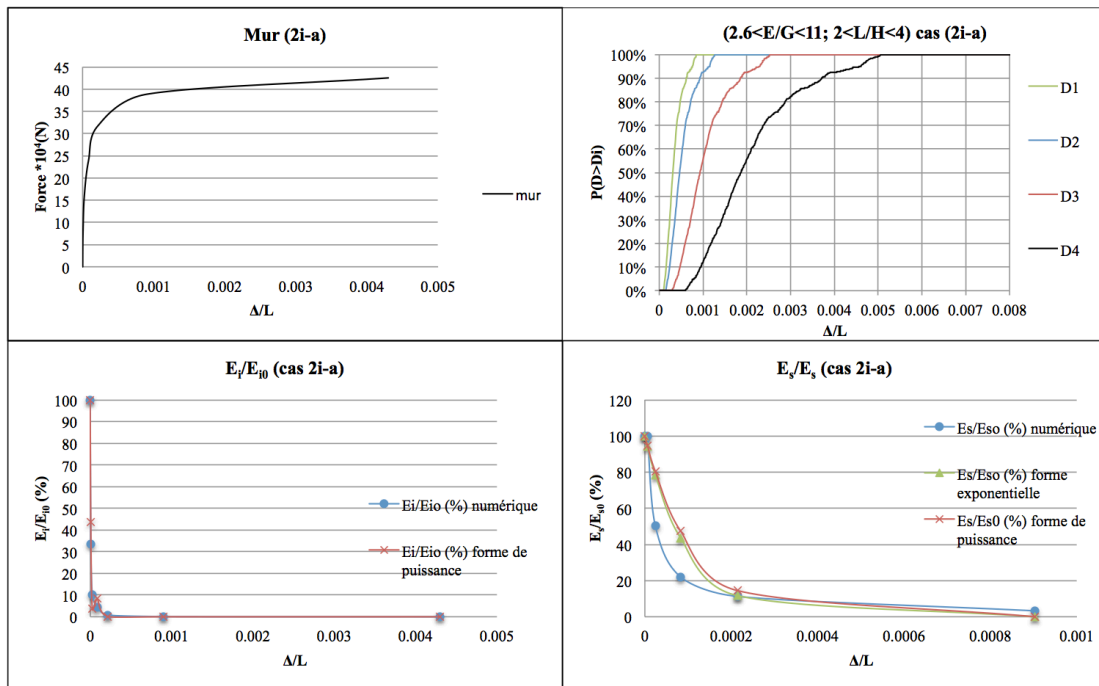


Figure 73 : Cas (1-b) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subie.

-a-



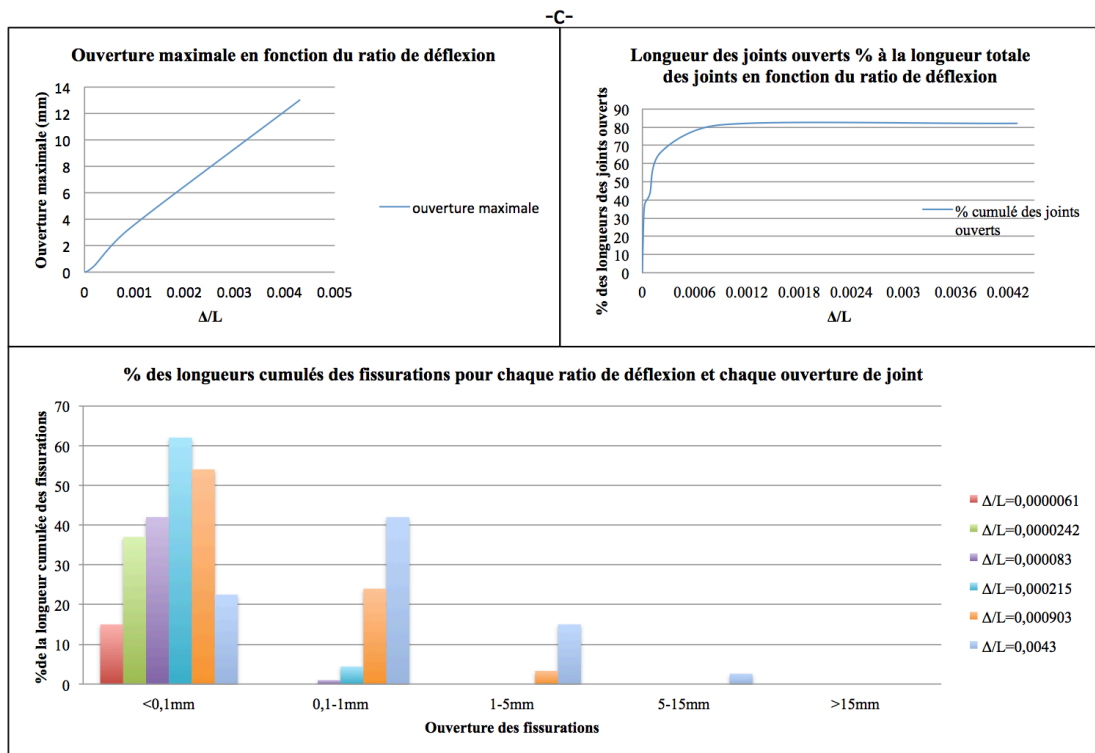
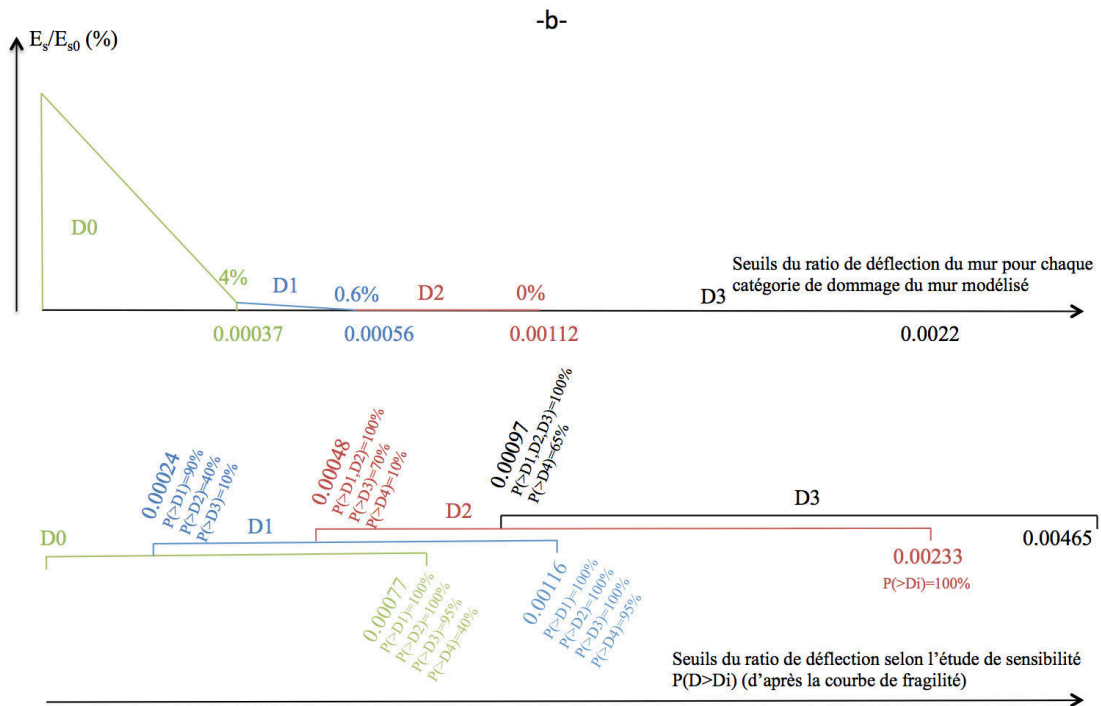
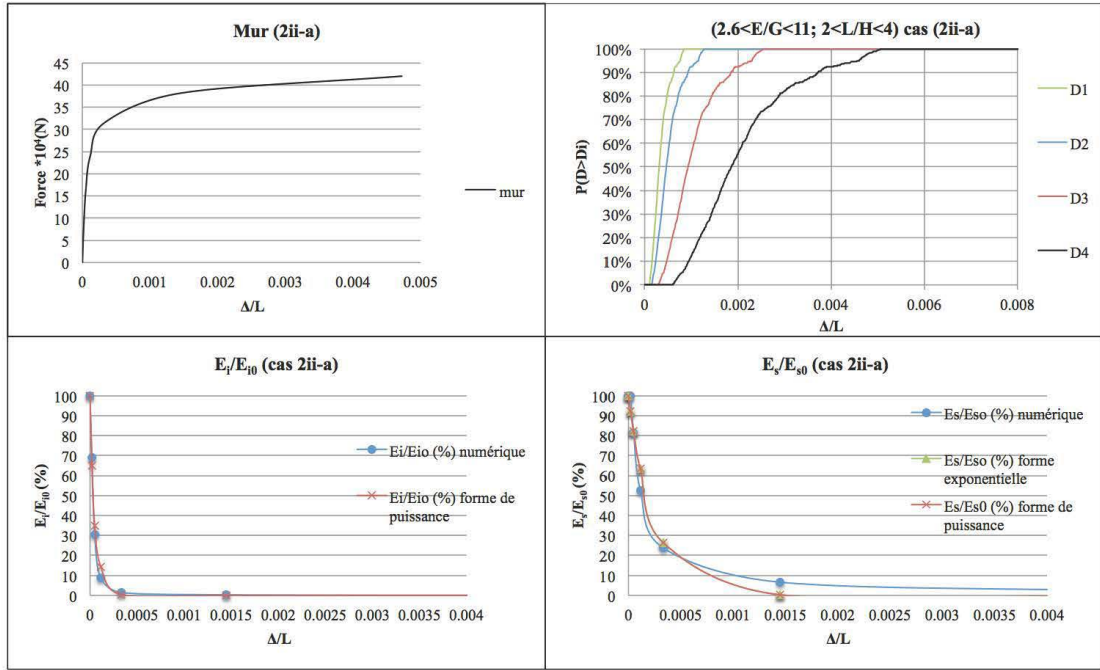
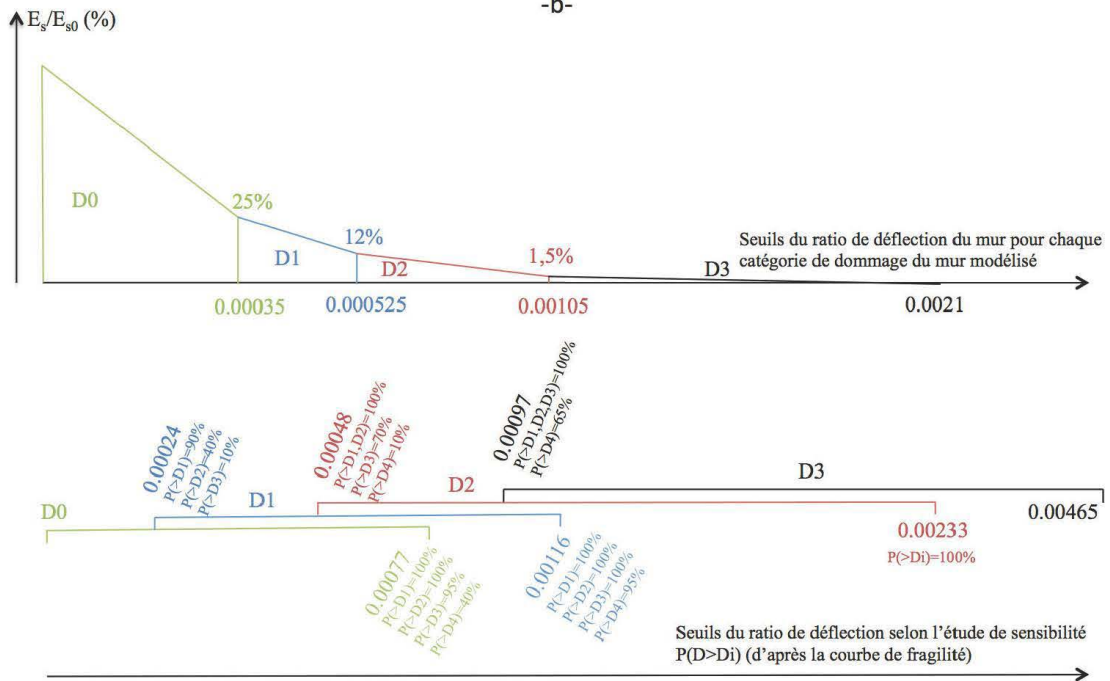


Figure 74 : Cas (2i-a) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subie.

-a-



-b-



-C-

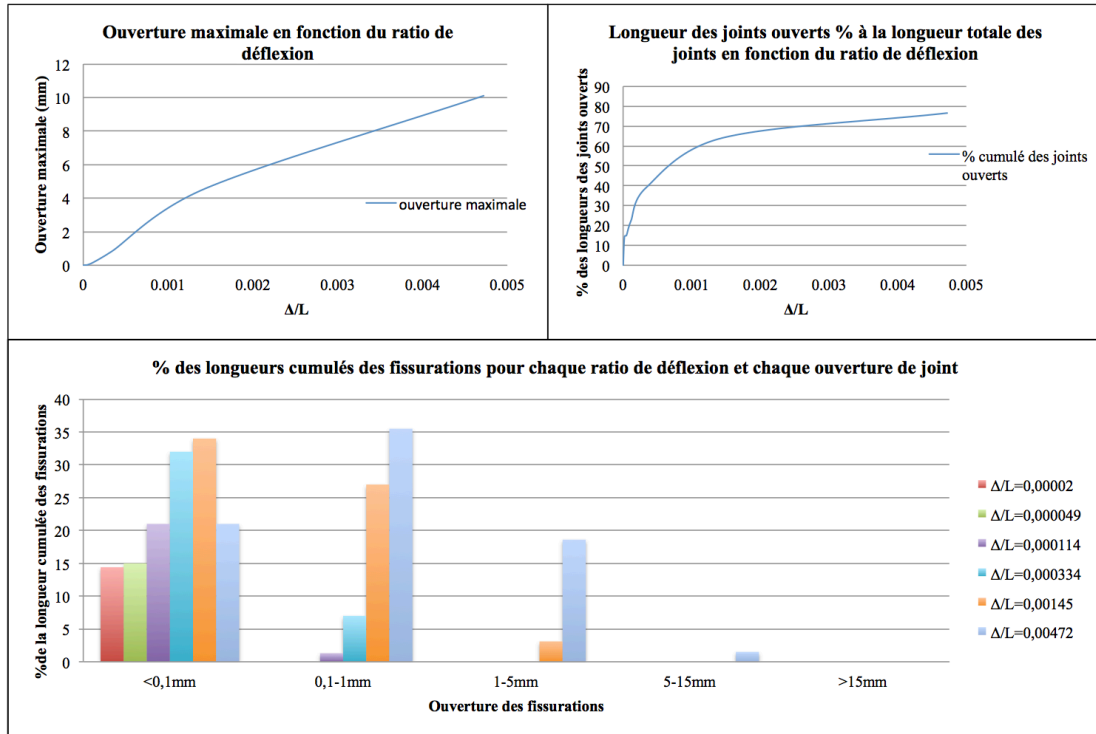
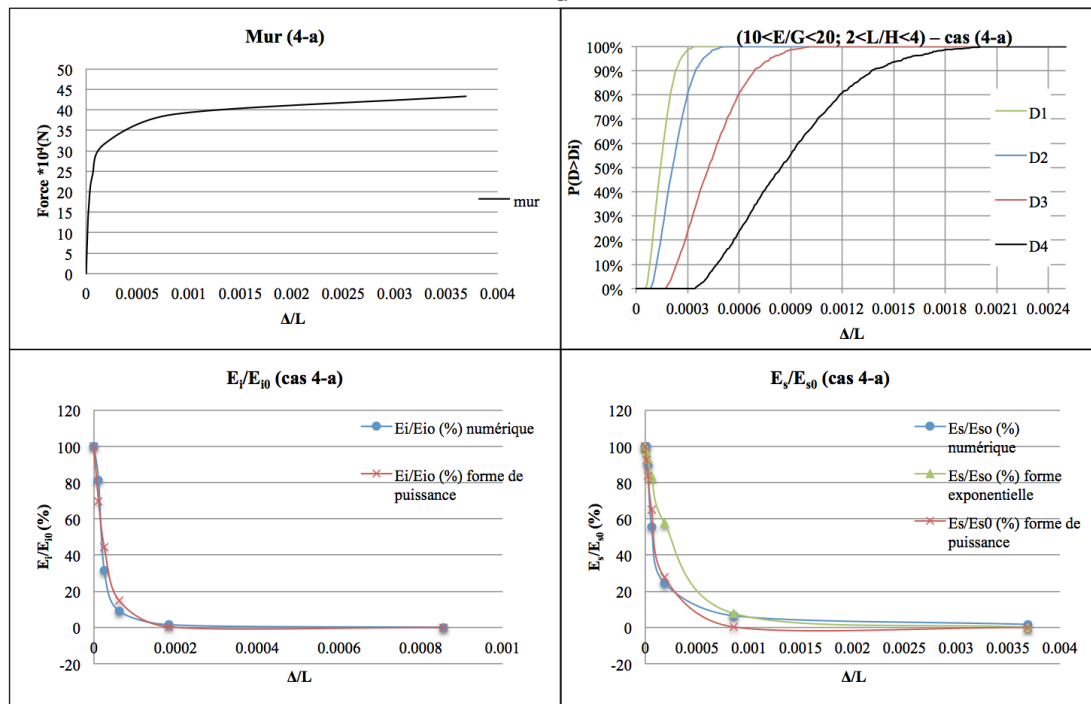


Figure 75 : Cas (2ii-a) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subit.

-a-



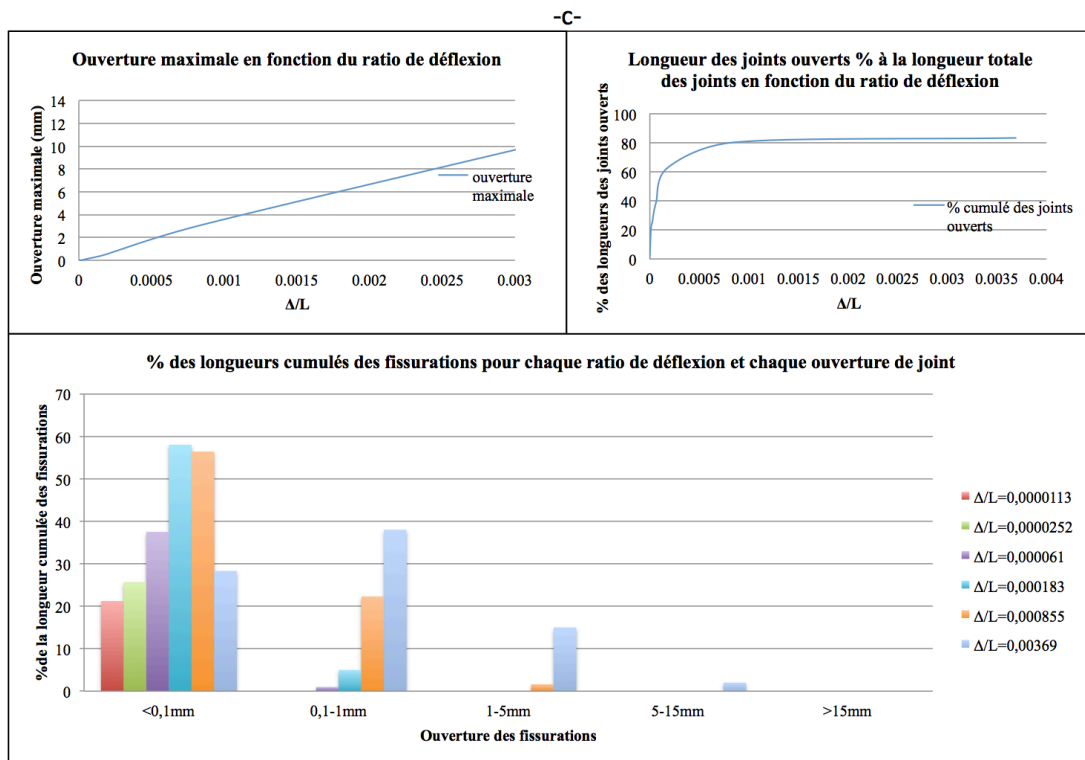
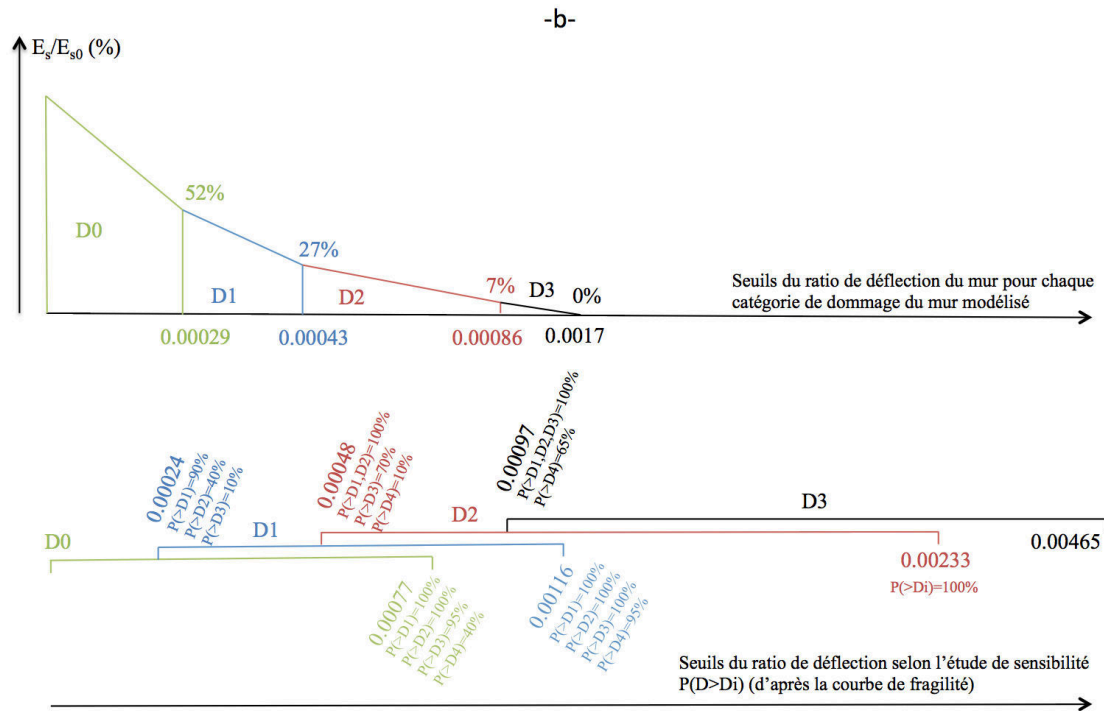


Figure 76 : Cas (4-a) – évolution de la rigidité et des ouvertures des joints en fonction de la déflexion subie.

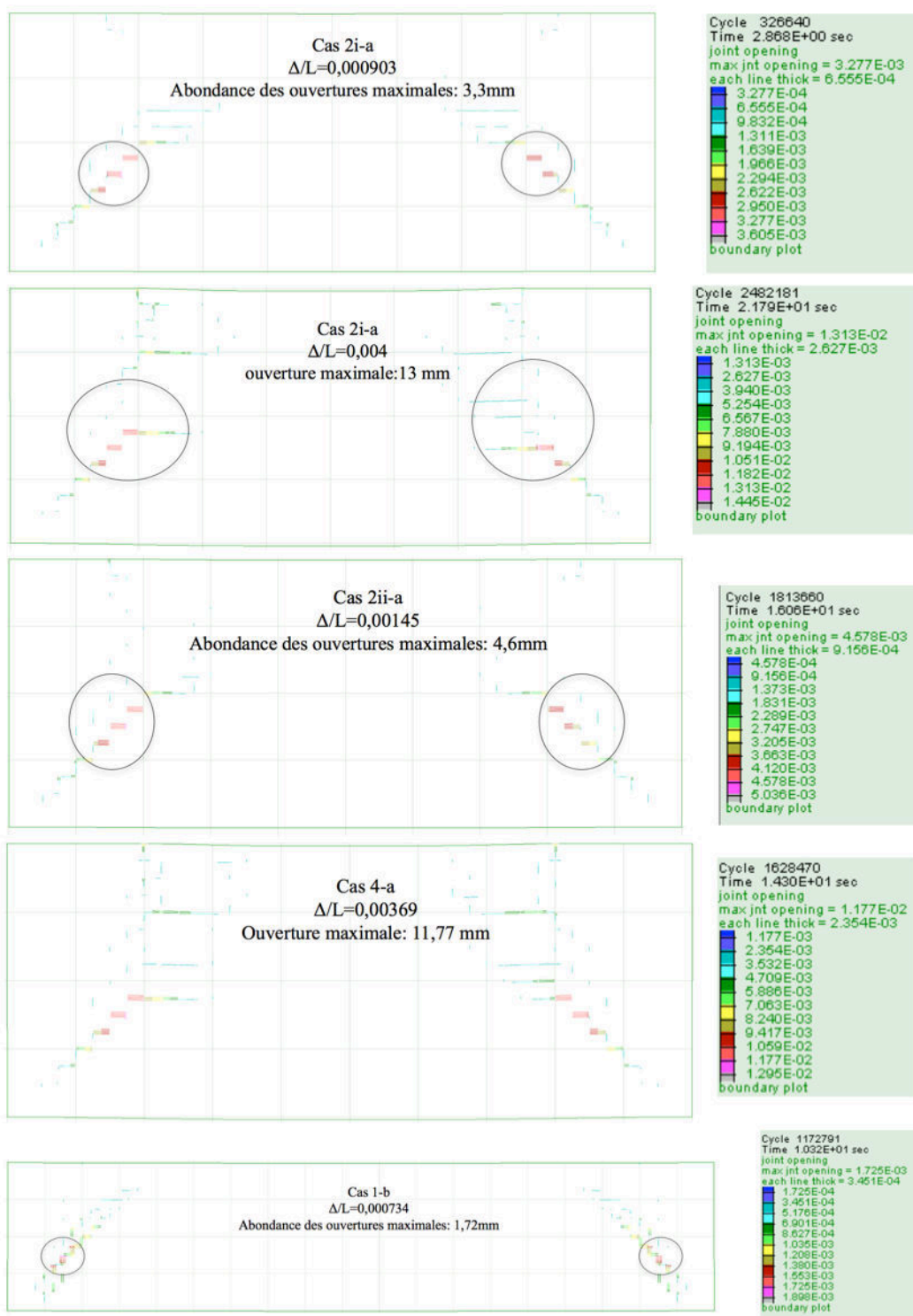


Figure 77 : Ouverture des fissurations pour différents cas, et pour certaines valeurs du ratio de déflexion

### 3 Comparaison des différents cas étudiés

Le cas de référence est le cas (1-a). La comparaison entre les cas (1-a) et (1-b) permet de discuter l'influence de l'élançement horizontal du mur en maçonnerie sur son comportement face à un tassement. La comparaison entre les cas (1-a) et (2i-a) permet



de discuter l'effet de la raideur tangentielle  $K_s$  des joints (augmentation de la raideur  $K_s$ ).

La comparaison entre les cas (1-a) et (2ii-a) permet de discuter l'effet de la raideur normale  $K_n$  des joints (réduction de  $K_n$ ). Enfin, la comparaison entre les cas (1-a) et (4-a) permet de discuter l'effet de la cohésion des joints sur le comportement des murs en maçonnerie.

### 3.1 Comparaison des cas (1-a) et (1-b)

En comparant la courbe (force–ratio de déflexion) des deux murs, on remarque que les deux graphes sont similaires jusqu'au moment où la linéarité des deux courbes tend à évoluer. Avec la perte de cette linéarité, il apparaît que le mur le plus long (1-b) fléchit plus que le mur du cas (1-a) pour les mêmes forces verticales (Figure 78). Cette différence logique, peut être expliquée par la théorie des poutres, où la flèche croît avec l'augmentation de la longueur de la poutre pour le même chargement, car la flèche est proportionnelle à la puissance d'ordre 4 de la longueur, donc à la longueur. En comparant, la réduction de la rigidité instantanée (Figure 78) des deux murs, on remarque qu'elle est plus faible dans le cas du mur plus long (cas 1-b) que dans le cas d'un mur court. Cette constatation est identique pour la rigidité globale. En effet, les résultats montrent que plus l'élanement horizontal est grand, plus le mur est souple d'après la courbe (force vs ratio de déflexion). Mais quand à la réduction de la rigidité du mur en fonction du ratio de déflexion, plus l'élanement horizontal est grand, plus la réduction de sa rigidité est moins sensible vis-à-vis du tassement.

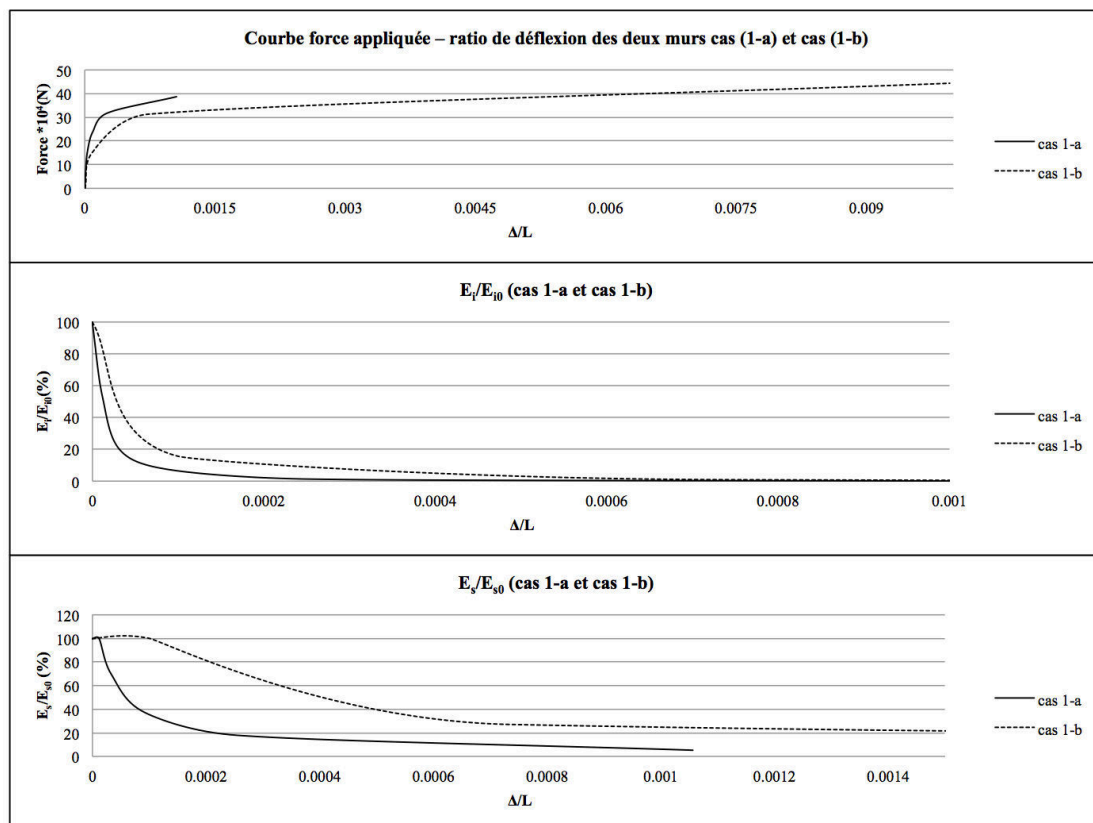


Figure 78 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (1-b)

Afin d'expliquer la réduction de la rigidité pour un élancement horizontal plus important, un recours aux seuils de ratio de déflexion de chaque mur et aux deux courbes de fragilité relatives à chacun de ces murs est fait. Les deux murs ayant des propriétés différentes, ils ont des valeurs seuils de ratio de déflexion également différentes. Le Tableau 22 représente la réduction de la rigidité globale pour des valeurs seuils du ratio de déflexion de chacun des deux murs, ainsi que la probabilité d'atteindre chaque catégorie de dommage, pour chacun des seuils de ce ratio. La différence d'évolution de la rigidité des deux murs dépend des valeurs seuils du ratio de déflexion de chaque mur. Par exemple, on remarque que pour un seuil de ratio de déflexion égal à 0,00038 (D1 pour le mur (1-a) et D0 pour le mur (1-b), P (D>D2) vaut 95% pour le cas (1-a) et 20% pour le cas (1-b). Ce qui explique que la réduction de la rigidité globale atteint plus que 85% pour le premier cas, et 47% pour le deuxième, ce qui est cohérent avec la Figure 78 où la réduction de la rigidité du mur (1-a) est moins croissante que le mur (1-b).

**Tableau 22 : Récapitulatif de la réduction de la rigidité globale et des probabilités d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque valeur de ratio de déflexion, pour les deux cas (1-a) et (1-b)**

Seuils de $\Delta/L$			Cas 1-a	Cas 1-b	Cas 1-a	Cas 1-b	Cas 1-a	Cas 1-b	Cas 1-a	Cas 1-b	Cas 1-a	Cas 1-b
seuil	Cas 1-a	Ca 1-b	$E_s/E_{s0}$	$E_s/E_{s0}$	P (D>D1)		P (D>D2)		P (D>D3)		P (D>D4)	
0,00029	x		24%	62%	90	-	40	-	10	-	-	-
0,00038		x	15%	53%	100	60	95	20	45	-	5	-
0,00043	x		11%	49%	100	60	95	20	50	-	15	-
0,00057		x	5,8%	39%	100	95	100	80	80	-	30	-
0,00086	x		1,3%	24%	100	100	100	100	100	40	60	-
0,00114		x	0%	15%	100	100	100	100	100	80	80	10
0,0017	x		0%	14%	100	100	100	100	100	995	100	21
0,0023		x	0%	0%	100	100	100	100	100	100	100	80

### 3.2 Comparaison des cas (1-a) et (2i-a)

En augmentant la raideur tangentielle  $K_s$ , le mur subit un tassement plus faible pour une même réduction des forces verticales, le déplacement tangentiel entre les discontinuités diminue linéairement avec l'augmentation de  $K_s$ . Mais, quand à la réduction des rigidités globale et instantanée, cette réduction est devenue plus forte en augmentant  $K_s$ . Cela signifie que le mur serait endommagé plus sévèrement, pour la même valeur de tassement (déflexion), si la raideur tangentielle  $K_s$  augmente (Figure 79).

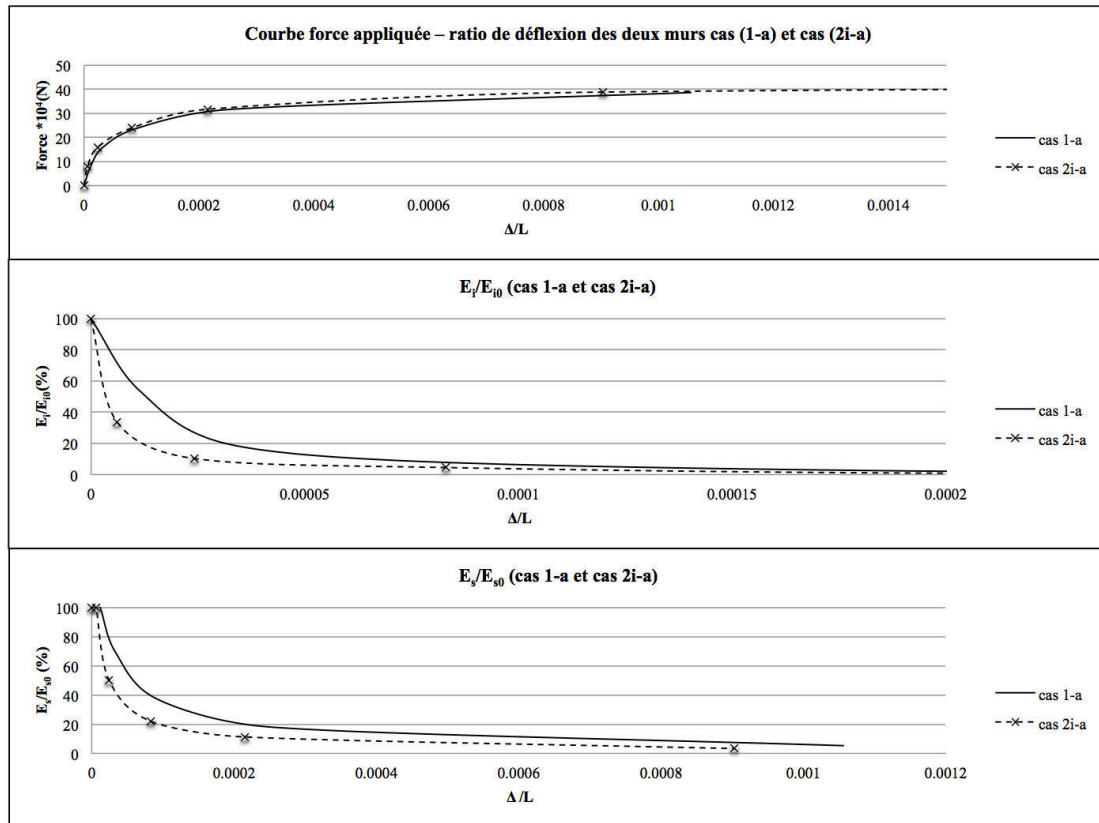


Figure 79 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (2i-a)

Le Tableau 23 représente la réduction de la rigidité globale des deux cas pour chaque seuil du ratio de déflexion ainsi que les probabilités d'atteindre chaque catégorie de dommage pour chaque seuil.

Tableau 23 : Récapitulatif de la réduction de la rigidité globale et des probabilités d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque valeur de ratio de déflexion, pour les deux cas (1-a) et (2i-a)

Seuils de $\Delta/L$		Cas 1-a	Cas 2i-a	Cas 1-a	Cas 2i-a	Cas 1-a	Cas 2i-a	Cas 1-a	Cas 2i-a	Cas 1-a	Cas 2i-a	
seuil	Cas 1-a	Cas 2i-a	$E_s/E_{s0}$	$E_s/E_{s0}$	P (D>D1)	P (D>D2)	P (D>D3)	P (D>D4)				
0,00029	x		24%	7%	90	40	40	20	10	-	-	-
0,00037		x	15%	4%	100	70	95	45	45	8	5	-
0,00043	x		11%	2%	100	80	95	50	50	10	15	-
0,00056		x	5,8%	0,6%	100	95	100	75	80	5	30	-
0,00086	x		1,3%	0%	100	100	100	90	100	50	60	10
0,00112		x	0%	0%	100	100	100	95	100	65	80	15
0,0017	x		0%	0%	100	100	100	100	100	90	100	60
0,0022		x	0%	0%	100	100	100	100	100	100	100	80

### 3.3 Comparaison des cas (1-a) et (2ii-a)

En diminuant la rigidité normale  $K_n$ , on remarque que le mur subit un tassement plus important, pour la même réduction des forces verticales ascendantes. Quand à l'effet de  $K_n$  sur la réduction de la rigidité du mur, on remarque que cette réduction est devenue plus faible que la réduction de la rigidité dans le cas (1-a) pour les deux rigidités globale et instantanée (Figure 80).

Le Tableau 24 représente une comparaison de la réduction de la rigidité globale des deux cas pour chaque valeur seuil du ratio de déflexion, et la probabilité d'atteindre chaque catégorie de dommage. Les valeurs seuils du ratio de déflexion de chaque mur sont présentées dans ce tableau. Pour un ratio de déflexion de 0.00024 (D0/D1 pour (1-a) et D0 pour (2ii-a), le mur du cas (1-a) admet une réduction de 76% de sa rigidité globale, tandis que le mur du cas (2ii-a) admet une réduction de 69% de sa rigidité globale.

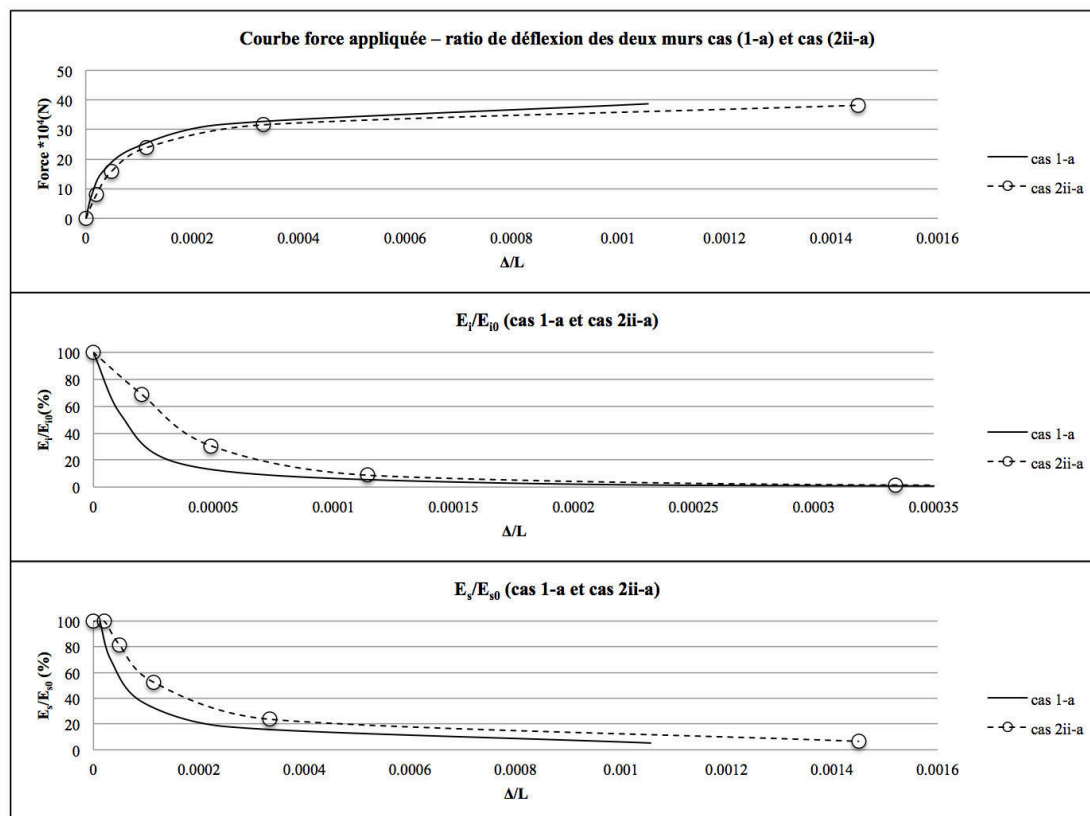


Figure 80 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (2ii-a)

Tableau 24 : Récapitulatif de la réduction de la rigidité globale et des probabilités d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque valeur de ratio de déflexion, pour les deux cas (1-a) et (2ii-a)

Seuils de $\Delta/L$			Cas 1-a	Cas 2ii-a	Cas 1-a	Cas 2ii-a	Cas 1-a	Cas 2ii-a	Cas 1-a	Cas 2ii-a	Cas 1-a	Cas 2ii-a
seuil	Cas 1-a	Cas 2ii-a	$E_s/E_{s0}$	$E_i/E_{i0}$	P (D>D1)		P (D>D2)		P (D>D3)		P (D>D4)	
0,00029	x		24%	31%	90	40	40	20	10	-	-	-
0,00035		x	15%	25%	100	70	95	45	45	8	5	-
0,00043	x		11%	18%	100	80	95	50	50	10	15	-
0,00053		x	5,8 %	12%	100	95	100	75	80	5	30	-
0,00086	x		1,3 %	3%	100	100	100	90	100	50	60	10
0,00105		x	0%	1,5%	100	100	100	95	100	65	80	15
0,0017	x		0%	0%	100	100	100	100	100	90	100	60
0,0021		x	0%	0%	100	100	100	100	100	100	100	80

### 3.4 Comparaison des cas (1-a) et (4-a)

En introduisant la cohésion et la résistance à la traction des joints, on remarque que le tassement subit par le mur est inférieur à celui du cas (1-a) pour une même force. (Figure 81).

Cependant, en comparant les courbes de la réduction de la rigidité entre les deux cas, on constate une similarité entre les deux cas. La réduction de la rigidité instantanée est plus faible dans le cas (4-a) que le cas (1-a) en premier temps. Mais avec l'augmentation du ratio de déflexion, c'est le contraire. En ce qui concerne la réduction de la rigidité globale, c'est le même cas que la rigidité instantanée. La réduction de la rigidité dans le cas (4-a) est plus grande au delà du ratio de déflexion égal à 0,0008. Le Tableau 25 représente les probabilités d'atteindre chaque catégorie de dommage selon les valeurs du ratio de déflexion, pour chacun des deux modèles comparés.

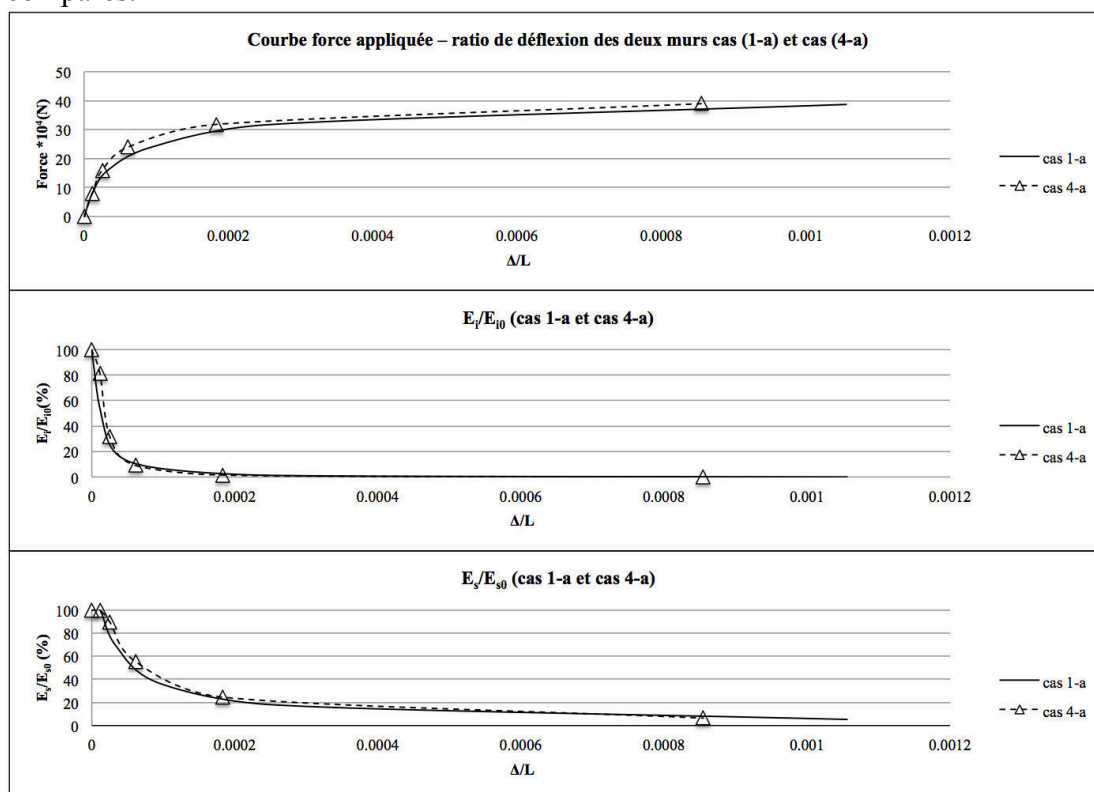


Figure 81 : Comparaison du comportement des deux murs (1-a) et (4-a)

Tableau 25 : Comparaison des cas 1-a et 4-a

Seuils de $\Delta/L$		Cas 1-a	Cas 4-a	Cas 1-a	Cas 1-a	Cas 1-a	Cas 1-a
Cas 1-a	Cas 4-a	$E_s/E_{s0}$	$E_s/E_{s0}$	P (D>D1)	P (D>D2)	P (D>D3)	P (D>D4)
0,00029	0,00029	24%	52%	90	40	10	-
0,00043	0,00043	11%	27%	100	95	50	15
0,00086	0,00086	1,3%	7%	100	100	100	60
0,0017	0,0017	0%	0%	100	100	100	100

#### **4 Influence de la réduction de la rigidité sur l'évolution du dommage**

La méthodologie numérique développée permet d'évaluer la réduction de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction de leur ratio de déflexion. Sous l'hypothèse que cette variation de rigidité ne s'accompagne pas de rupture localisée (fissure verticale séparant le bâtiment en deux blocs distincts par exemple), cela implique que la nouvelle rigidité peut être utilisée pour réévaluer le dommage du bâtiment. Pour cela, on procède dans cette partie au calcul itératif des nouvelles valeurs du ratio de déflexion à partir desquelles un bâtiment dégradé peut subir un dommage plus sévère, en fonction de l'évolution de la rigidité. L'hypothèse prise en compte est de conserver les seuils de déformations de Bruland utilisés pour catégoriser le dommage. En conservant ces seuils, et en prenant compte de la variation (réduction) de la rigidité des murs en maçonnerie endommagés par un tassement de terrains, de nouvelles valeurs du ratio de déflexion peuvent être calculées. Ces nouvelles valeurs sont attendues à être inférieures aux seuils de ratio de déflexion initiaux, calculés avant la prise en compte de la variation de la rigidité.

Cette étude ne prend pas en compte la variation du module de cisaillement G avec l'endommagement. On considère donc que la réduction est prise en compte par le ratio E/G directement (E variable et G constante).

Les résultats obtenus montrent qu'un bâtiment dégradé aura des seuils de ratio de déflexion inférieurs à ceux calculés pour un bâtiment neuf non dégradé.

Le Tableau 26 représente une comparaison des valeurs du ratio de déflexion relatives à chaque valeur seuil de déformation, calculées une fois pour un bâtiment neuf et une fois en prenant compte de l'évolution de la rigidité du bâti avec la déflexion subie. Les cas (1-a), (1-b), (2i-a) (2ii-a) et (4-a) sont présentés dans ce tableau.

**Tableau 26 : Comparaison des ratios de déflexion limites de chaque seuil de dommage pour des bâtiments neufs et dégradés – effet de l'évolution de la rigidité**

Seuils de déformation limite (%) (Bruland)		0,05		0,075		0,15		0,3	
Catégorie de dommage		Négligeable		Très léger		Léger		Modéré	
Neuf */ dégradé*		neuf	dégradé	neuf	dégradé	neuf	dégradé	neuf	dégradé
Seuil de $\Delta/L$	Cas 1-a	0,00029	0,000093	0,00043	0,000138	0,00086	0,00028	0,0017	0,0006
	Cas 1-b	0,00038	0,00023	0,00057	0,000342	0,00114	0,00068	0,0023	0,00138
	Cas 2i-a	0,00037	0,000278	0,00056	0,00042	0,00112	0,0008	0,0022	0,00167
	Cas 2ii-a	0,00035	0,000263	0,00053	0,000398	0,00105	0,00079	0,0021	0,00158
	Cas 4-a	0,00029	0,000174	0,00043	0,000258	0,00086	0,00052	0,0017	0,001
*neuf : sans prise en compte de la variation de la rigidité									
*dégradé : la variation de la rigidité est considérée suivant les équations formulées dans la partie 3 de ce chapitre									

La Figure 82 représente une comparaison des valeurs du ratio de déflexion pour les différents cas modélisés, avant et après la prise en compte de l'évolution de la rigidité avec la déflexion.

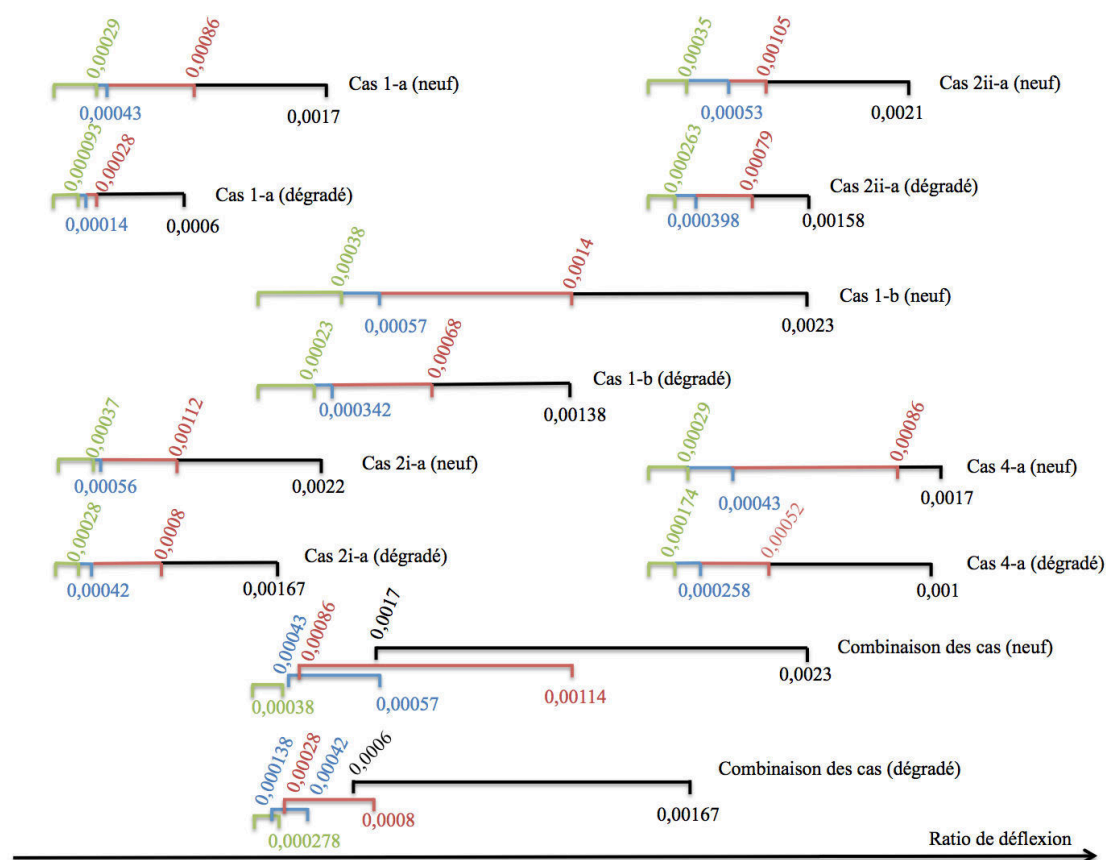


Figure 82 : Valeurs du ratio de déflexion relatives à chaque catégorie de dommage, avant et après la prise en compte de la variation de la rigidité des murs modélisés.

On remarque que la prise en compte de la variation de la rigidité du bâti en fonction de son niveau de dommage a raccourci l'intervalle des seuils du ratio de déflexion pour chaque catégorie de dommage. La prise en compte de la réduction de la rigidité du bâtiment endommagé par un tassement de terrain, peut affecter la sévérité de son dommage en la décalant à une catégorie plus sévère.

## 5 Interaction sol-structure – prise en compte de l'évolution de la rigidité des bâtiments

Afin de mieux valoriser l'effet de la variation de la rigidité des bâtiments endommagés sur le problème de l'interaction sol structure, on introduit quelques résultats que nous avons obtenus dans le travail de thèse de M. Basmaji. Cette thèse est réalisée en parallèle de ma thèse, au sein du laboratoire. Son objectif consiste à évaluer la déflexion relative transmise à la structure en fonction de la rigidité relative du bâti par rapport au terrain afin de tenir compte des phénomènes d'interaction sol-structure. La rigidité relative est définie par le ratio entre la rigidité en flexion du bâti et la rigidité du sol. Le modèle d'interaction sol structure développé consiste à modéliser analytiquement, le tassement du terrain en champ libre de forme parabolique, la rigidité de la structure par une poutre au sens de la résistance des

matériaux, la rigidité du terrain par le modèle de Winkler. Les propriétés du bâti (dimension, chargement, rigidité) et du terrain sont des paramètres du modèle.

Dans l'approche développée par Basmaji, la rigidité du bâti est considérée constante. Grâce au travail réalisé dans cette thèse, il est désormais possible de tenir compte de la variation de la rigidité du bâtiment en fonction du tassement différentiel qu'il subit pour estimer le taux de transmission de la déflexion du terrain au bâtiment.

La procédure d'analyse consiste dans un premier temps à calculer la déflexion transmise au bâtiment, pour une rigidité fixe du bâti et pour un tassement du terrain en champ libre donné. Ayant calculé cette déflexion, la nouvelle rigidité du bâti résultante de cette déflexion est calculée à partir des résultats décrits dans ce chapitre. Un second calcul peut donc être mis en œuvre pour calculer la nouvelle déflexion transmise au bâtiment, compte tenu de sa rigidité réduite. A l'issue de quelques itérations, on obtient une solution cohérente entre la valeur de la rigidité réduite et le taux de transmission final du bâti. La diminution de la rigidité du bâtiment endommagé conduit à une augmentation du taux de transmission de la déflexion.

On présente ci-dessous quelques résultats préliminaires obtenus. La déflexion en champ libre du terrain  $\Delta_0$  est choisie égale à 2,5 cm. Le module de Young du sol est de 100 MPa (auquel il correspond une raideur de Winkler de  $K=2000 \text{ kN/m}^3$ ). Le chargement du bâtiment est de  $200 \text{ kN/m}^2$ . Les itérations sont arrêtées lorsque la rigidité globale du bâtiment atteint une valeur inférieure à 10% de sa valeur initiale ( $E_s/E_0 < 10\%$ ).

Le cas (1-a) montre que la déflexion transmise au bâti en premier temps est de 0,16 cm, ce qui vaut 6% de la déflexion du terrain. A cette valeur transmise de la déflexion correspond une réduction de 66% de la rigidité globale. En considérant maintenant la nouvelle rigidité réduite (de 66%) du mur, et en conservant toujours la déflexion du terrain  $\Delta_0$ , la déflexion transmise au bâti augmente de 0,16 cm à 0,31 cm. Cette nouvelle valeur de déflexion transmise au bâti (0,31 cm) aboutit à une réduction de sa rigidité globale de 90% environ.

Le cas (1-b) présente une déflexion transmise au bâti de 0,8 cm valant donc 34% de  $\Delta_0$ . Cette déflexion du bâti induit des dommages et conduit à une réduction de la rigidité globale de 53% environ. La prise en compte de cette réduction de la rigidité, tout en considérant la déflexion  $\Delta_0$  du terrain implique une déflexion de 1.3 cm transmise au bâti à laquelle est associée une réduction de 86% de la rigidité globale.

Le cas (2i-a) admet une déflexion de 0,14 cm transmise du terrain en premier temps. A cette déflexion est associée une réduction de 70% de la rigidité du mur. La prise en compte de cette réduction sous l'effet de  $\Delta_0$  augmente la déflexion transmise de 0,14 cm à 0,43 cm.

Le cas (2ii-a) reçoit une transmission de déflexion égale à 0,44 cm (17% de  $\Delta_0$ ), à laquelle s'associe une réduction de la rigidité globale du bâti de 49%. La prise en compte de cette réduction implique une augmentation de la rigidité transmise à 1.3 cm (48% de  $\Delta_0$ ).

Le cas (4-a) reçoit une transmission de déflexion égale à 0,16 cm (6% de  $\Delta_0$ ), à laquelle s'associe une réduction de la rigidité globale du bâti de 39%. La prise en compte de cette réduction implique une augmentation de la rigidité transmise à 0.24 cm (9% de  $\Delta_0$ ), à laquelle est associée une réduction de la rigidité de 70%. La prise en compte de cette réduction augmente la déflexion transmise à 0,4 cm.

Le Tableau 27 représente les cinq cas déjà étudiés et les résultats correspondants aux 5 cas déjà étudiés (cas 1-a, 1-b, 2i-a, 2ii-b et 4-a).



**Tableau 27 : Interaction sol structure – évolution de la déflexion transmise au bâti avec la rigidité du bâti**

Typologie du bâtiment	Propriétés	Variation de sa rigidité globale	
Cas 1-a	L=10 m H=3,75 m E=10000 MPa E/G=10	Es/Es0(%)=100e(-6000Δ/L) Es/Es0(%)=100(1-Δ/L)5000	Δ <sub>0</sub> =2.5cm Δ <sub>1</sub> =0.16cm, E <sub>1</sub> /E <sub>0</sub> =44% Δ <sub>2</sub> =0.31cm, E <sub>1</sub> /E <sub>0</sub> =10%
Cas 1-b	L=19m H=3,75m E=10000MPa E/G=10	Es/Es0(%)=100e(-1800Δ/L) Es/Es0(%)=100(1-Δ/L)1650	Δ <sub>0</sub> =2.5cm Δ <sub>1</sub> =0.8cm, E <sub>1</sub> /E <sub>0</sub> =47% Δ <sub>2</sub> =1.3cm, E <sub>2</sub> /E <sub>0</sub> =14%
Cas 2i-a	L=10 m H=3,75 m E=11000MPa E/G=3	Es/Es0(%)=100e(-10000Δ/L) Es/Es0(%)=100(1-Δ/L)9000	Δ <sub>0</sub> =2.5cm Δ <sub>1</sub> =0.14cm, E <sub>1</sub> /E <sub>0</sub> =30% Δ <sub>2</sub> =0.43cm, E <sub>2</sub> /E <sub>0</sub> =0.6%
Cas 2ii-a	L=10 m H=3,75 m E=3000MPa E/G=3,7	Es/Es0(%)=100e(-4000Δ/L) Es/Es0(%)=100(1-Δ/L)4000	Δ <sub>0</sub> =2.5cm Δ <sub>1</sub> =0.44cm, E <sub>1</sub> /E <sub>0</sub> =51% Δ <sub>2</sub> =1.3cm, E <sub>2</sub> /E <sub>0</sub> =0.01%
Cas 4-a	L=10 m H=3,75 m E=10000MPa E/G=10	Es/Es0(%)=100e(-3000Δ/L) Es/Es0(%)=100(1-Δ/L)3000	Δ <sub>0</sub> =2.5cm Δ <sub>1</sub> =0.16cm, E <sub>1</sub> /E <sub>0</sub> =51% Δ <sub>2</sub> =1.3cm, E <sub>2</sub> /E <sub>0</sub> =30% Δ <sub>3</sub> =1.3cm, E <sub>3</sub> /E <sub>0</sub> =8%

En conclusion de cette section, la prise en compte de la variation de la rigidité des structures subissant des tassements de terrains affecte le phénomène d'interaction sol-structure. Un bâtiment subissant un tassement de terrain subit une réduction de sa rigidité lorsque ce tassement lui est transmis partiellement. La déflexion finale du bâti augmente alors parce que la structure devient de plus en plus souple.

## **6 Relation générale entre la variation de la rigidité et les propriétés des bâtiments en maçonnerie**

Les sections précédentes (1 à 3) ont montré que l'évolution de la rigidité des bâtiments en maçonnerie subissant des tassements, varie en fonction des propriétés géométriques et mécaniques de ces bâtis. Des équations reliant la réduction des rigidités globale et instantanée sont proposées pour chaque types des murs en maçonnerie considérés. On envisage de proposer une relation générale permettant de calculer la réduction de la rigidité d'un ouvrage en maçonnerie en fonction de ses propriétés. La technique de régression est utilisée pour ajuster un modèle mathématique de forme donnée sur un ensemble de données fournies. Dans le cas des murs présentés précédemment, il s'agit de modéliser la surface de réponse (MSR), c'est à dire de trouver une relation liant la réponse (l'évolution de la rigidité du mur) aux variables, aussi nommées variables explicatives, que sont ici: l'élanement horizontal, la raideur normale des joints, la raideur tangentielle des joints, la raideur normale des joints et la cohésion des joints. Un tel modèle permet de quantifier l'influence respective d'une des variables sur la réponse. Ainsi, la définition d'un plan d'expérience est indispensable pour pouvoir aboutir à cet objectif. Le travail présenté dans cette section peut être considéré comme un travail préliminaire dans cette perspective. Les plans d'expérience (on parle aussi d'expérimentation statistique) ont vocation à déterminer l'influence respective de plusieurs paramètres (de contrôle)

ainsi que leur éventuelle interaction, sur un processus jugé trop complexe pour être appréhendé par des lois mathématiques. Cette méthodologie repose sur la réalisation d'un ensemble d'expériences numériques dans lesquelles les paramètres de contrôles prennent des valeurs différentes de manière à étudier leurs influences respectives ou conjointes sur une variable d'état du système ou du phénomène étudié. Dans certains domaines ou dans le cas de certains phénomènes, il est difficile d'envisager (c'est même parfois impossible) la réalisation de nombreuses expériences physiques permettant la mise en œuvre de tels plans. C'est pourquoi, de plus en plus souvent, nous avons recours à la modélisation numérique pour réaliser ce qu'on peut appeler des expériences numériques. La Figure 83 représente le plan d'expérience utilisé dans cette section. Les coordonnées notées sur la Figure 83 suivent la notation suivante (c ; L/H ; Ks/Kn). Deux valeurs de cohésion sont considérées, une valeur nulle et la valeur du cas (4-a) (c=0,01 MPa). Pour L/H, les cas (a – L/H=2,67) et (b – L/H=5) sont décrits précédemment et pour Ks/Kn, les cas (1- Ks/Kn=1/10) et (2-Ks/Kn=1 ; cas 2i) sont encore décrits précédemment (Figure 68).

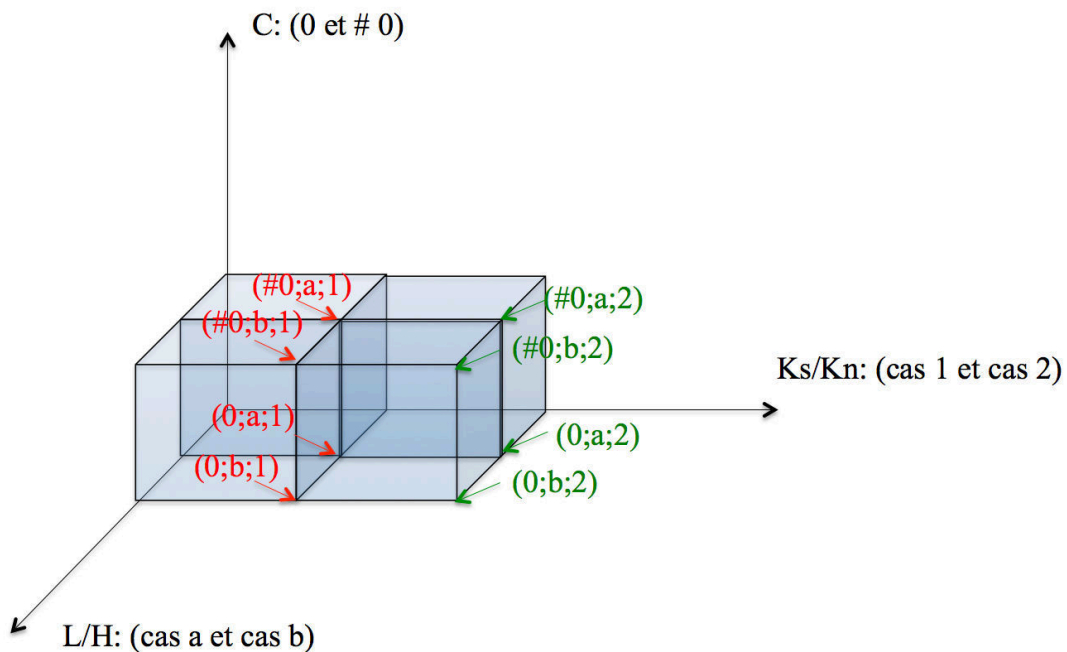


Figure 83 : Plan d'expérience utilisé pour généraliser la relation entre la variation de la rigidité des murs en maçonnerie et leurs propriétés en fonction du tassement souffert – les notations des coordonnées sont (c ; L/H ; Ks/Kn)

Ainsi, ayant exploité numériquement le logiciel UDEC les différents cas présentés dans la figure 17, des relations ont été établies tout en reliant la variation des rigidités globales et instantanées de chacun des cas considérés au ratio de déflexion. Le Tableau 28 présente ces relations pour les différents cas étudiés. Notons que le cas 2 ici désigne le cas (2i).

Tableau 28 : Relations reliant la variation de la rigidité d'un mur en maçonnerie au tassement qu'il subit

Typologie du bâtiment	Variation de sa rigidité instantanée	Variation de sa rigidité globale
(0 ; a ; 1)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-30000\Delta/L)}$	$E_g/E_{g0} (\%) = 100e^{(-6000\Delta/L)}$
	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{37000}$	$E_g/E_{g0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{5000}$

L/H=2.67 ; Ks/Kn=1/10 ; c=0 MPa		
(0 ; b ; 1)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-4000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100e^{(-1800\Delta/L)}$
L/H=5; Ks/Kn=1/10 ; c=0 MPa	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{12493}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{1650}$
(#0 ; a ; 1)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-30000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100e^{(-3000\Delta/L)}$
L/H=2.67 ; Ks/Kn=1/10 ; c=0.01 MPa	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{31600}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{3000}$
(#0 ; b ; 1)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-7500\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100e^{(-3000\Delta/L)}$
L/H=5; Ks/Kn=1/10 ; c=0.01 MPa	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{20997}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{3000}$
(0 ; a ; 2)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-35000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100e^{(-10000\Delta/L)}$
L/H=2.67 ; Ks/Kn=1 ; c=0 MPa	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{29000}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{9000}$
(0 ; b ; 2)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-13500\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100e^{(-1900\Delta/L)}$
L/H=5; Ks/Kn=1 ; c=0 MPa	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{16000}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{1850}$
(#0 ; a ; 2)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-65000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100e^{(-12000\Delta/L)}$
L/H=2.67; Ks/Kn=1 ; c=0.01 MPa	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{68000}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{12000}$
(#0 ; b ; 2)	$E_i/E_{i0} (\%) = 100e^{(-30000\Delta/L)}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100e^{(-3000\Delta/L)}$
L/H=5; Ks/Kn=1 ; c=0.01 MPa	$E_i/E_{i0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{30000}$	$E_s/E_{s0} (\%) = 100(1-\Delta/L)^{3300}$

D'après le Tableau 28, on remarque que les deux écritures possibles des rigidités instantanée et globale peuvent être écrites comme suivants :

$$E_s/E_{s0} (\%) = 100 e^{(\alpha_s \Delta/L)} \text{ (loi exponentielle)} \quad (40)$$

$$E_s/E_{s0} = (1 - \Delta/L)^{\beta_s} \text{ (loi de puissance)} \quad (41)$$

$$E_i/E_{i0} (\%) = 100 e^{(\alpha_i \Delta/L)} \text{ (loi exponentielle)} \quad (42)$$

$$E_i/E_{i0} = (1 - \Delta/L)^{\beta_i} \text{ (loi de puissance)} \quad (43)$$

L'étude de régression est réalisée à l'aide du logiciel JMP, permet de visualiser la variation des paramètres  $\alpha_s$ ,  $\beta_s$ ,  $\alpha_i$  et  $\beta_i$ , en fonction des paramètres L/H, Ks/Kn et c.

Le Tableau 29 visualise les coefficients relatifs à L/H, Ks/Kn et c afin d'obtenir les paramètres  $\alpha_s$ ,  $\beta_s$  (formules de la rigidité globale) et ainsi que les variances et les écarts types relatifs à cette étude de régression.

Le Tableau 30 visualise les coefficients relatifs à L/H, Ks/Kn et c afin d'obtenir les paramètres  $\alpha_i$ ,  $\beta_i$  (formules de la rigidité instantanée) et ainsi que les variances et les écarts types relatifs à cette étude de régression.

**Tableau 29 : Résultat de la régression concernant la variation de la rigidité globale**

	$\alpha_s$				$\beta_s$			
	constante	L/H	Ks/Kn	c	constante	L/H	Ks/Kn	c
Estimation des coefficients	-11665,28	2218,75	-3638,889	---	10520,833	-2000	3750	---
Erreur standard	3035,651	704,9706	1879,922	---	3001,927	697,1389	1859,037	---
t ratio	-3,84	3,15	-1,94	---	3,50	-2,87	2,02	---
Probabilité <  t	0,0121	0,0255	0,1107	---	0,0172	0,0350	0,0997	---
R carré	0,731936				0,710973			
Racine de l'erreur quadratique moyenne	2392,749				2366,168			
Moyenne de la réponse	-5087,5				4850			

**Tableau 30 : Résultat de la régression concernant la variation de la rigidité instantanée**

	$\alpha_i$				$\beta_i$			
	constante	L/H	Ks/Kn	c	constante	L/H	Ks/Kn	c
Estimation des coefficients	-51916,67	10937,5	-20000	-1250000	65319,444	-8969,792	---	---
Erreur standard	11170,52	2498,915	6663,773	599739,5	16513,99	4078,945	---	---
t ratio	-4,65	4,38	-3,00	-2,08	3,96	-2,20	---	---
Probabilité <  t	0,0097	0,0119	0,0399	0,1055	0,0075	0,0702	---	---
R carré	0,890438				0,44628			
Racine de l'erreur quadratique moyenne	8481,598				13844,4			
Moyenne de la réponse	-26875				30636,25			

Les équations ainsi cherchées peuvent être de la forme suivante :

$$\alpha_s = 2219L/H - 3639 Ks/Kn - 11665 \quad (44)$$

$$E_s/E_{s0} (\%) = 100 e^{(\alpha_s \Delta/L)} = 100 e^{[(2219 L/H - 3639 Ks/Kn - 11665) \Delta/L]} \quad (45)$$

$$\beta_s = -2000 L/H + 3750 Ks/Kn + 10520.833 \quad (46)$$

$$E_s/E_{s0} = (1 - \Delta/L)^{\beta_s} = (1 - \Delta/L)^{-2000 L/H + 3750 K_s/K_n + 10521} \quad (47)$$

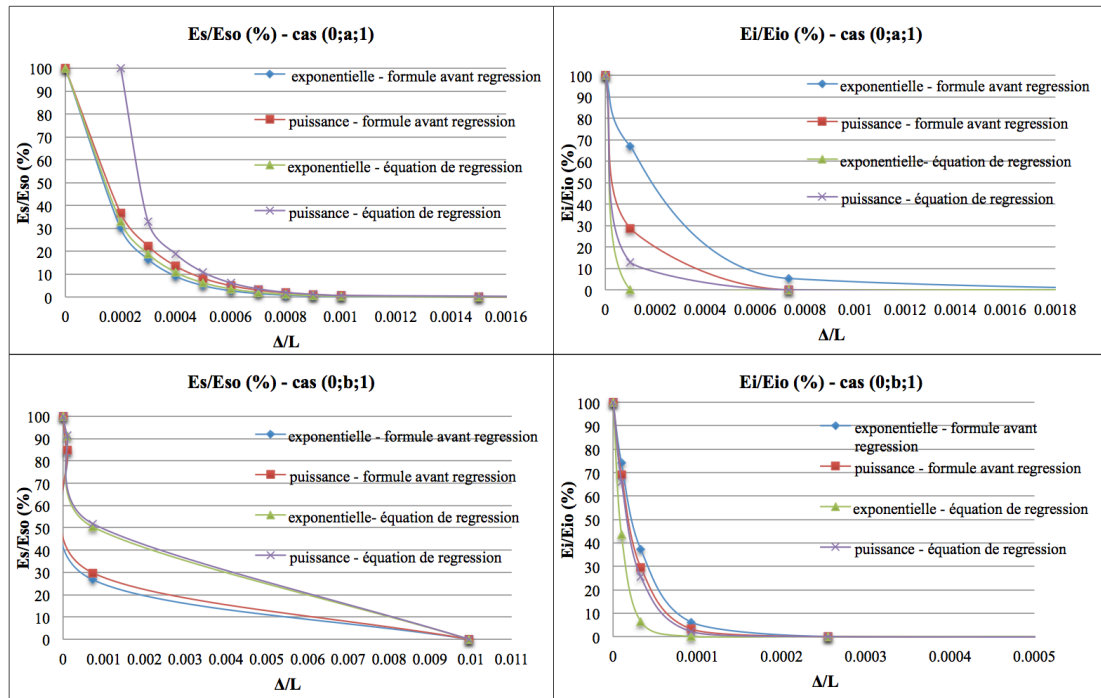
$$\alpha_i = -10938 L/H - 20000 K_s/K_n - 1250000 c - 51917 \quad (48)$$

$$E_i/E_{i0} (\%) = 100 e^{(\alpha_i \Delta/L)} = 100 e^{[-10938 L/H - 20000 K_s/K_n - 1250000 c - 51917] \Delta/L} \quad (49)$$

$$\beta_i = -8970 L/H + 65320 \quad (50)$$

$$E_i/E_{i0} = (1 - \Delta/L)^{\beta_i} = (1 - \Delta/L)^{-8970 L/H + 65320} \quad (51)$$

Les équations ainsi présentées permettent de relier l'évolution de la rigidité des murs en maçonnerie subissant un tassement de terrain aux propriétés de ces murs en fonction du ratio de déflexion subi. La Figure 84 permet de visualiser la réduction de la rigidité de quelques murs modélisés (cas (0 ; a ; 1), (0 ; b ; 1), (#0 ; a ; 1), (#0 ; a ; 2)), en utilisant les équations analytiques formulées et utilisées dans le Tableau 28 (avant la régression) et les équations formulées en se basant sur les résultats de la régression. Cette figure permet de visualiser la cohérence des résultats obtenus. Cependant, quelques écarts apparaissent entre les formulations analytiques avant la régression et les équations de régression comme pour les courbes relatives aux cas (0 ; b ; 1) et (#0 ; a ; 1). Néanmoins, la cohérence observée est encourageante pour utiliser les équations obtenues par la régression pour évaluer la réduction de la rigidité des murs en maçonnerie subissant des tassements de terrains.



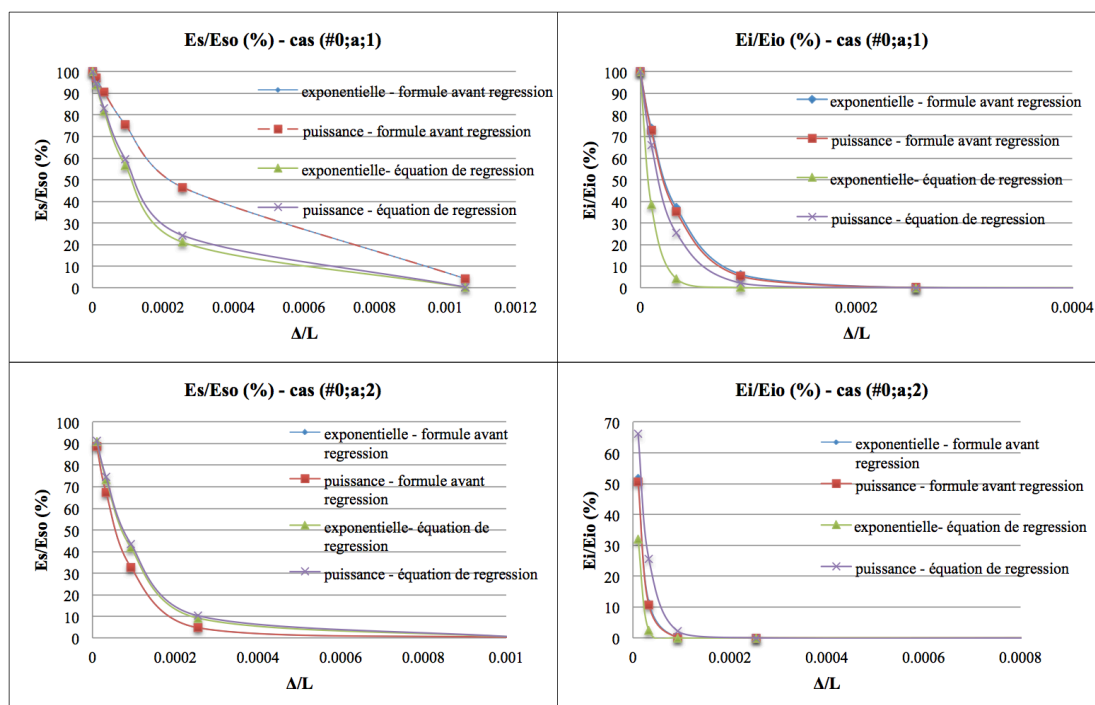


Figure 84 : Comparaison entre les formules analytiques obtenues sans étude de régression, et les formules obtenues par régression pour quelques murs étudiés.

## 7 Conclusion

Ce chapitre a présenté l'effet de la variation des propriétés des murs en maçonnerie sur l'évolution de leurs rigidités globale et instantanée en fonction du ratio de déflexion représentant le tassement du terrain transmis au mur. On retiendra que :

- La rigidité globale et instantanée des murs en maçonnerie diminue avec l'augmentation du ratio de déflexion appliqué. Des formulations analytiques ont été établies entre la rigidité initiale et la rigidité finale du bâtiment (globale et instantanée), en fonction des valeurs du ratio de déflexion appliqué, et en fonction des propriétés des murs endommagés.
- La prise en compte de cette réduction de rigidité a pour conséquence de faire évoluer son niveau de dommage vers une catégorie plus sévère dans certains cas.
- Le taux de transmission des mouvements du sol au bâti augmente avec la diminution de la rigidité des bâtiments subissant des tassements de terrains. En introduisant la réduction de la rigidité des bâtiments endommagés par des tassements dans le problème d'interaction sol-structure, la déflexion transmise du sol au bâti croît de plus en plus, comme le bâtiment devient de plus en plus souple.
- La variation des propriétés des bâtiments en maçonnerie fait évoluer leurs rigidités globale et instantanée. Une étude de régression est appliquée sur un plan d'expérience choisi, afin de généraliser une formule préliminaire reliant la variation de la rigidité du mur en maçonnerie, à ses propriétés, en fonction du tassement qu'il subit. Les propriétés prises en compte sont l'élanement horizontal des murs en maçonnerie ( $L/H$ ), la raideur normale des joints ( $K_n$ ), la raideur tangentielle des joints ( $K_s$ ) et la cohésion des joints ( $c$ ). Des

équations sont établies afin de présenter l'effet de ces propriétés sur l'évolution de la rigidité des murs en maçonnerie modélisés.

# Chapitre 5. Evaluation de la rigidité à l'aide d'une étude expérimentale

L'objectif de ce chapitre est de réaliser des essais sur des murettes et des murs en maçonnerie afin de pouvoir étudier l'évolution de la rigidité des murs en maçonneries subissant un tassement de terrains.

La réalisation d'essais expérimentaux identiques aux essais numériques, pour lesquels les efforts verticaux supportant l'ouvrage sont progressivement réduits, n'est pas possible avec l'équipement disponible. Pour surmonter cette difficulté, l'étude expérimentale est réalisée sur des structures en maçonnerie subissant une flexion par l'intermédiaire d'une charge verticale augmentant progressivement. Deux essais de flexion seront effectués sur des murs en maçonnerie simplement appuyés en leurs extrémités et fléchissant sous l'effet de chargements verticaux dans l'optique de suivre l'évolution de leur rigidité au cours de leur endommagement. Ces essais de flexion seront ensuite modélisés numériquement pour comparer et valider les résultats entre le modèle numérique et le modèle expérimental.

## 1 Introduction

La plupart des essais publiés ont été réalisés pour caractériser le comportement de la maçonnerie en terme de fissurations (direction des fissurations, ouvertures des joints de mortier), et en terme de la rupture globale (rupture des blocs et des joints) selon différents types de chargements appliqués (compression, traction, etc.).

Le but principal des essais réalisés dans cette thèse, est de pouvoir suivre l'évolution de la rigidité de murs en maçonnerie subissant une flexion dans l'optique de valider la méthodologie numérique dont l'objectif est identique mais qui permet d'étudier une plus grande diversité de situations. Cependant, le protocole expérimental utilisé n'est pas similaire à la méthodologie numérique présentée dans le chapitre 3 en raison de contraintes spécifiques du dispositif expérimental qui seront expliquées dans la section suivante.

Ce chapitre présente premièrement la méthode de corrélation d'images utilisée pour caractériser la déformation et l'endommagement des murs testés expérimentalement. Des essais préliminaires sont alors réalisés afin de se familiariser avec les matériaux et l'instrumentation utilisée et d'observer s'il est possible de relier les différents paramètres caractéristiques de la rupture ou de l'endommagement de la maçonnerie (fissuration, ratio de déflexion, déformation).

Les essais définitifs sont alors présentés. Des tests sur des formules de mortier permettent de sélectionner deux formulations qui sont ensuite utilisées dans la construction des murs en béton cellulaire utilisés dans nos essais.

Enfin, les différents essais effectués seront présentés avec une analyse des résultats obtenus.

## 2 Méthode de corrélation d'images

Généralement, la mesure des déplacements et des déformations lors d'un essai est réalisée à l'aide de jauges de déformation ou d'extensomètres collées directement sur la structure. Cette technique nécessite une grande quantité de jauges pour pouvoir



étudier la totalité de la structure. Dans le cas où des ruptures localisées sont attendues (fissurations), ces méthodes présentent l'inconvénient de nécessité au préalable l'identification des lieux où se produira la rupture. Lorsque la localisation est incertaine, ce qui est le cas pour des ouvrages en maçonnerie, cette technique s'avère globalement inadaptée. La technique de mesure par un matériel optique comme la Méthode de Corrélation d'Images (MCI) est une bonne solution permettant de surmonter ces limites. En utilisant des caméras optiques et en ayant recours à un «maillage» des points de la surface des éprouvettes, la méthode de corrélation d'images permet une mesure du champs de déplacement de la zone étudiée et donc une information complète de la distribution des déformations sur une grande partie de la surface de la structure.

Concernant les structures en maçonnerie, des études récentes ont confirmé la fiabilité de l'application de la technique par corrélation d'images. Bui (2013) a utilisé la corrélation d'images, pour ses essais complexes en étudiant le comportement hors plan de la maçonnerie. Chu (1985) a réussi à obtenir une distribution du champ de déformation. Tung (2008) a testé un muret formé de briques et de mortier de dimension de 40 x 30 cm<sup>2</sup> (longueur x hauteur), soumis à un chargement en compression dans le plan. Cette étude a montré l'efficacité de l'identification de la formation des fissures basée sur la concentration de grandes déformations sur la surface du mur. Il conclut que les fissures initiales peuvent être identifiées grâce aux iso-valeurs de déplacement ou bien de déformation obtenues via l'analyse par corrélation d'images en 2D. En conséquence, l'analyse de la concentration des déformations permet de définir la position des fissures. La distribution non-uniforme des déformations due à la présence de matériaux de caractéristiques différentes est bien détectée par la corrélation d'images. Similairement, Carlo (2011) a testé in-situ un mur sous des niveaux différents de contrainte normale dans un test de cisaillement indirect, il a eu recours à la corrélation d'images. Les objectifs essentiels de ce programme expérimental, ont été la mesure de la cohésion initiale et de l'angle de frottement de l'assemblage brique-mortier, nécessaires pour caractériser l'enveloppe de rupture du critère de Mohr-Coulomb.

On utilise dans nos essais la méthode de la corrélation d'image en 2D. Elle est basée sur la recherche des champs de déplacements homogènes de chacun des patterns de la zone d'intérêt. Le pattern est défini par une zone d'étude qui sera discrétisée en un ensemble de carrées de pixels. La taille de pattern est de l'ordre de 6 à 32 pixels et la distance entre les centres de patterns adjacents est comprise entre 6 et 20 pixels (Clerc 2001). La Figure 85 représente quelques résultats obtenus la corrélation d'images, selon Bui (2013). La Figure 85 présente les déplacements verticaux et horizontaux d'un mur subissant un chargement hors plan. Les photos des essais sont prises par le logiciel VIC – Snap. Ces images sont ensuite corrélées par le logiciel VIC 2D, afin de déterminer l'efficacité de la méthode de corrélation d'images pour visualiser l'évolution des fissurations et des déformations dans le mur.

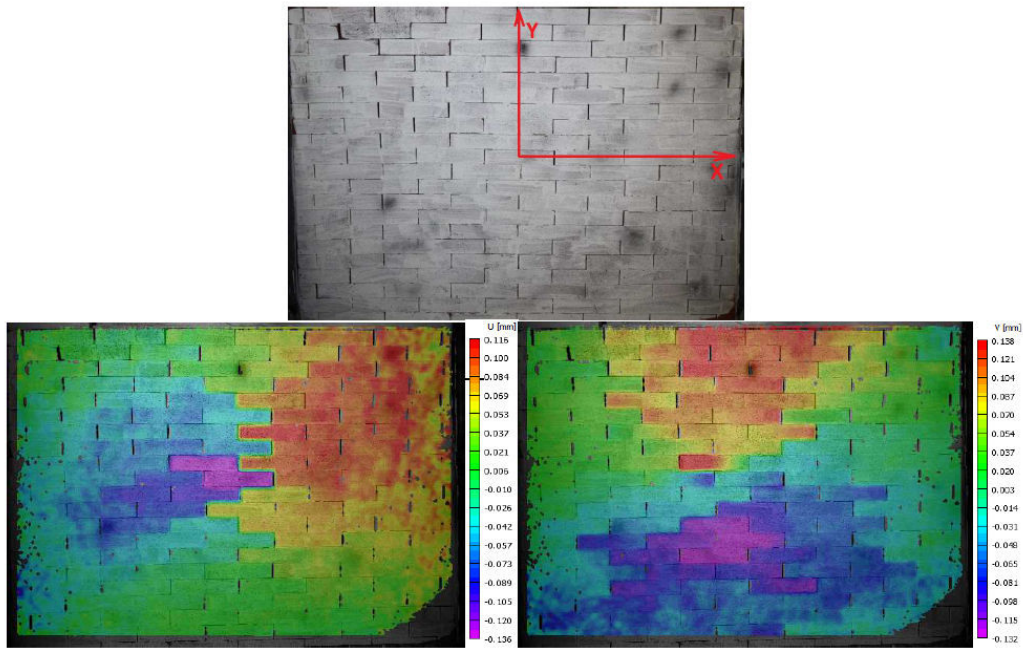


Figure 85 : Quelques résultats de la corrélation d'images – diagrammes de déplacements horizontal (U) et vertical (V) pour un mur en chargement hors plan –Bui (2013)

### **3 Essai préliminaire 1 : force bi-axiale compression - cisaillement**

Un premier essai a été lancé durant la thèse sur un muret en maçonnerie dont les joints sont inclinés de  $45^\circ$  par rapport à l'horizontale. Le but de cet essai préliminaire est avant tout de tester la méthode de corrélation d'image et sa capacité à suivre les déplacements et déformations d'un ouvrage en maçonnerie avant et après l'apparition de fissurations, ainsi que d'obtenir une idée du comportement de ce muret face au chargement appliqué.

#### **3.1 Description du modèle**

Géométriquement, il s'agit d'un muret de  $49 \times 49$  cm et 7 cm d'épaisseur. Les joints sont inclinés à  $45^\circ$  par rapport à l'horizontale. Les blocs sont de  $14 \text{ cm} \times 7 \text{ cm}$ . Pour les conditions aux limites, le muret repose sur une plaque métallique horizontale sous sa base et est chargé verticalement par un effort réparti au moyen d'une poutre métallique. Il est fixé sur sa frontière droite par deux appuis ponctuels situés au sommet et en bas, de longueur 6 cm chacun. La frontière gauche du muret est sollicitée par force horizontale répartie sur une longueur de 12 cm et à partir de 19 cm du sommet du mur (Figure 86).

Des capteurs de déplacement dans le plan (16, 18, 19 et 20) et hors plan (c1 et c2) sont installés sur le muret (Figure 86).

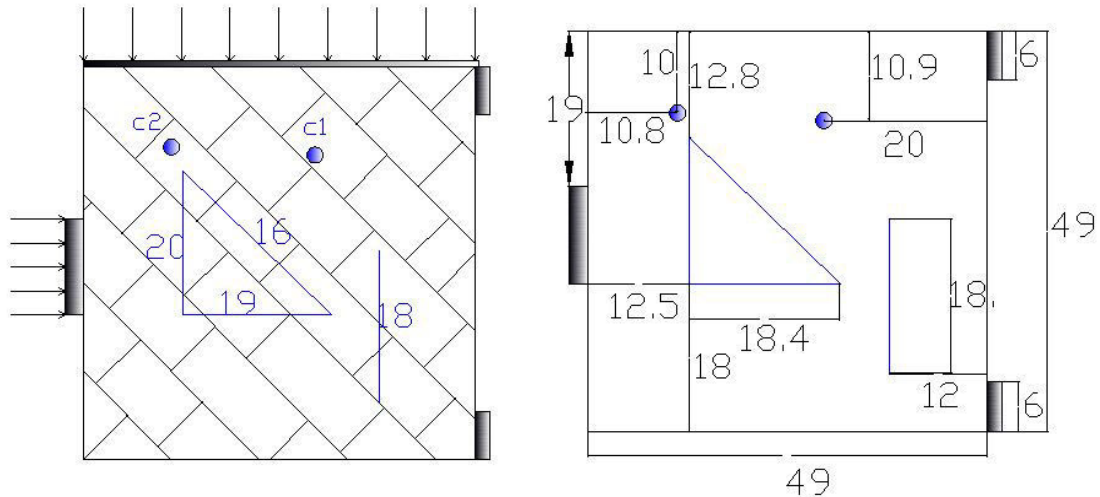


Figure 86 : Géométrie du modèle – position des capteur dans le plan (16,18,19,20) et hors plan (c1, c2).

### 3.2 Protocole expérimental

Le protocole de chargement consiste dans un premier temps à confiner le muret au moyen d'une force verticale fixée à 15 kN. Après cela, la force horizontale est appliquée de manière croissante. A chaque incrément de 10 kN de cette force horizontale, une photo est prise et l'enregistrement des capteurs en plan et hors plan est noté.

### 3.3 Analyse de la rupture du muret

L'essai est arrêté sous une force horizontale de 130 kN. La rupture du muret est progressive. Elle débute pour une force horizontale comprise entre 70 kN et 80 kN. C'est une rupture non brutale. Les fissurations, leur propagation et leur orientation étaient bien visibles. Ces fissurations apparaissent préférentiellement le long des joints et traversent localement les blocs. Trois fissures principales sont observées, notées f1, f2 et f3 (Figure 87).

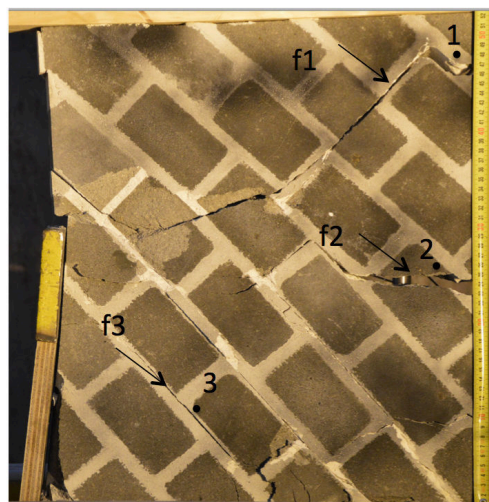


Figure 87 : Fissurations observées à la fin de l'essai (f1, f2 et f3)

La Figure 89 présente les déformations horizontales et verticales calculées à partir de la corrélation d'images. Une fissure diagonale le long des joints (fissure f1) commence à apparaître au niveau du joint juste en contact avec l'appui simple, dans

l'angle supérieur droit, pour une charge de 70 kN. Les fissures progressent très nettement lorsque la charge atteint 80 kN. La corrélation d'image permet alors de retrouver la localisation des fissures visibles sur l'échantillon après rupture. La Figure 88 illustre l'efficacité de la corrélation d'image, comparativement à l'observation visuelle, pour identifier l'initiation et la propagation des fissures.

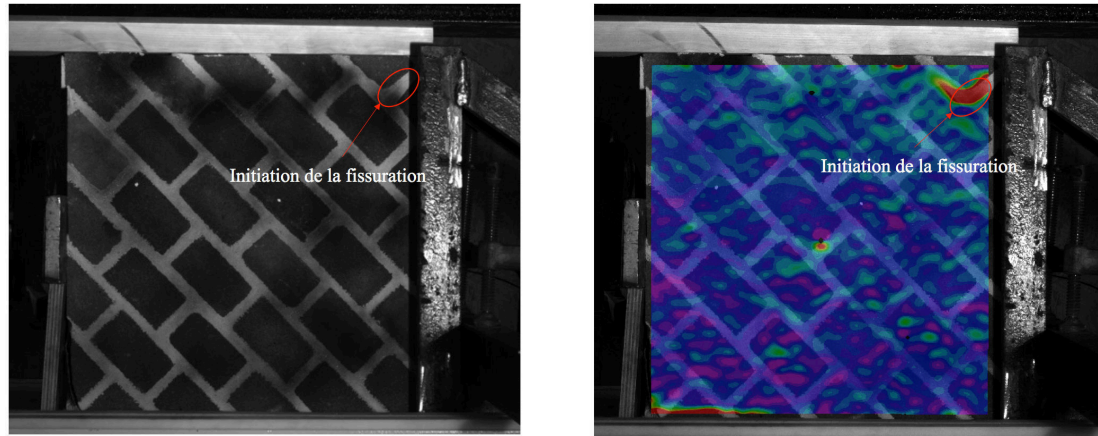


Figure 88 : Efficacité de la corrélation d'images comparativement à l'observation visuelle

La fissure f1 est localisée proche de l'appui, f2 est au centre droite du muret. La première fissure est probablement due à l'effort tranchant au niveau de l'appui, en revanche f2 est due à la flexion, donc à la contrainte de traction développée au centre. Cette dernière se propage dans le joint et le bloc à cause de l'amplitude de contrainte de traction par rapport à la résistance du mortier et de blocs. La fissure f3 a une propagation qui coïncide avec l'orientation des joints.

En fait, si on considère une rotation de  $90^\circ$  du système tout entier, cet essai s'apparente à celui d'une poutre sur deux appuis (Figure 91). Cette rotation permet d'expliquer que la fissure f1 localisée au support est due au cisaillement au niveau de l'appui. La fissure f2 est donc due à la flexion du muret en son milieu, et la fissure f3 est due au cisaillement au niveau des joints.

La Figure 90 présente les mêmes résultats pour des efforts de 90 kN et 100 kN.



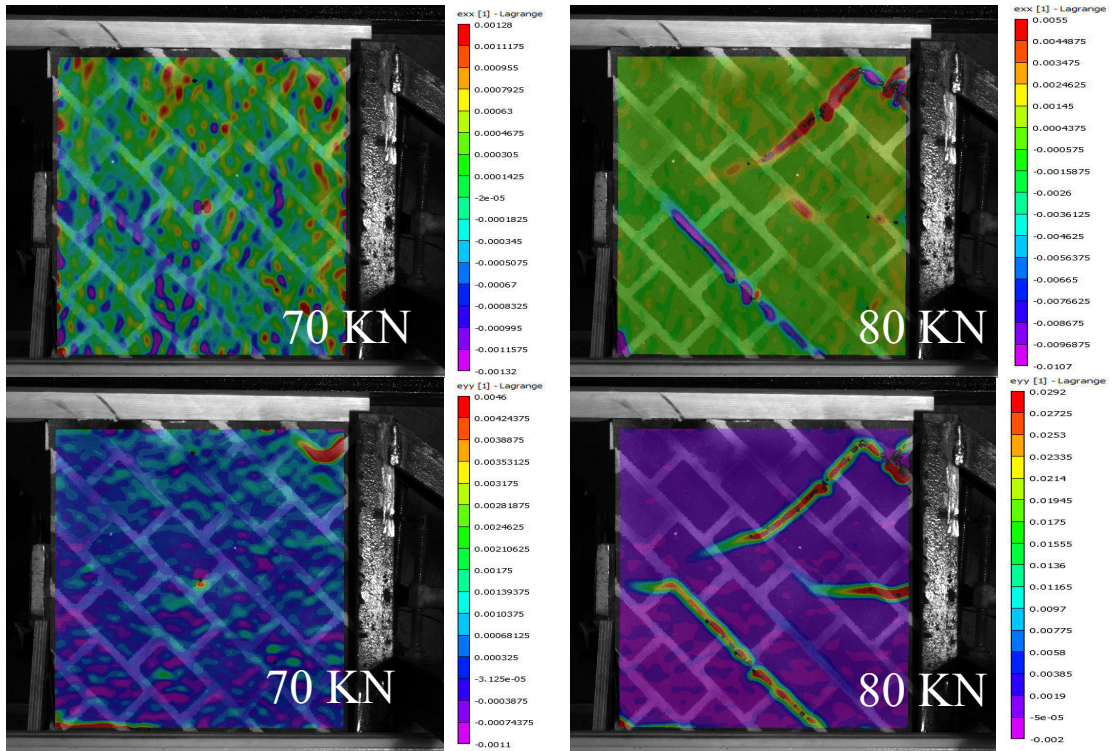


Figure 89 : Déformations verticales (eyy) et horizontales (exx) dans le mur durant l'essai, obtenues par corrélation d'images pour des forces horizontales de 70 kN et 80 kN.

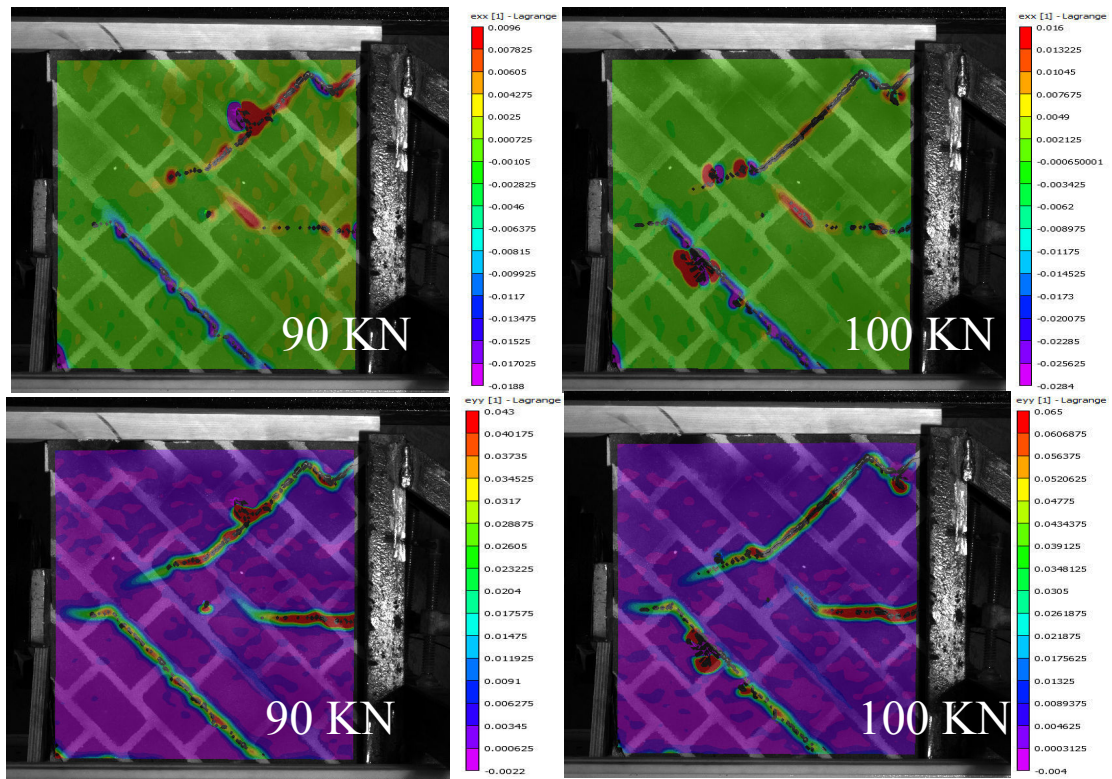


Figure 90 : Déformations verticales (eyy) et horizontales (exx) dans le mur durant l'essai, obtenues par corrélation d'images pour des forces horizontales de 90 kN et 100 kN.

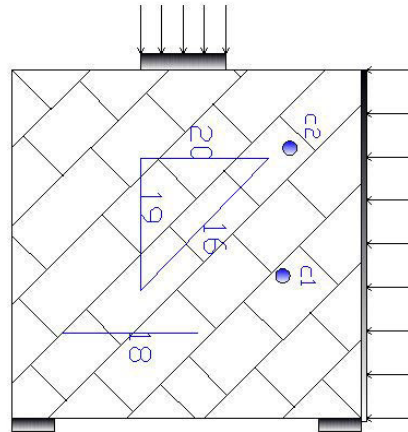


Figure 91 : Rotation du système de 90° - système similaire à la flexion d'un mur simplement appuyé à sa base

Les résultats obtenus par la corrélation d'images sont ensuite comparés aux mesures effectuées à l'aide des capteurs de déplacement. On trace les courbes force - déplacement (horizontal U et vertical V) du mur, en utilisant les résultats de la corrélation des images, aux alentours des trois fissures (Figure 92). Autrement dit, on trace le déplacement vertical et horizontal de trois points localisés proche d'une fissuration (1, 2 et 3 – Figure 87). Ensuite la résultante (R) des deux déplacements verticaux et horizontaux est calculée comme étant la racine carrée de la somme des carrés des déplacements vertical et horizontal. On remarque que les courbes aux alentours des positions des trois fissures sont les mêmes. La similarité de la courbe des résultantes (R) des déplacements verticaux et horizontaux aux alentours des fissurations indique que le mur se comporte comme un seul bloc.

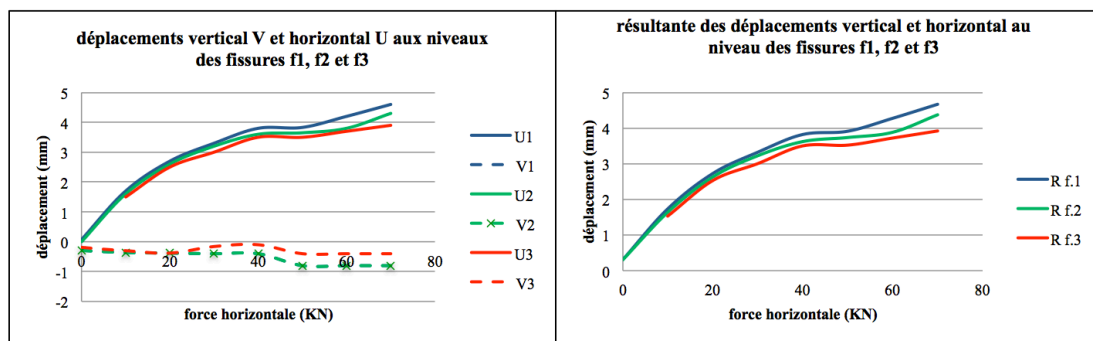


Figure 92 : Déplacement (U : horizontal et V : vertical) en fonction de la force horizontale appliquée.

En complément, une courbe représentant l'ouverture de chaque fissure (f1, f2 et f3 aux positions des points 1, 2 et 3 respectivement) pour chaque valeur de la force horizontale appliquée est tracée (Figure 93). L'ouverture des fissures est calculée grâce à la corrélation d'images qui permet de nous donner les déplacements verticaux et horizontaux aux alentours de chaque fissure. L'écartement de part et d'autre de la fissure est calculé en projetant les déplacements de façon perpendiculaire et parallèle à la direction de la propagation de la fissuration, l'ouverture des fissures peut alors être calculée. D'après la Figure 93, la valeur de la force horizontale à partir de laquelle les fissures commencent à apparaître est égale à 70 kN. L'allure de la courbe indique une augmentation rapide des ouvertures au-delà de 100 kN, ce qui indique une rupture quasi-entière du muret. Les fissurations f1 et f2 sont proches. Cela peut être dû au fait que leur initiation débute du même endroit (extrémité droite du mur).

La fissure f3 n'est pas proche de ces deux fissurations. Cela est peut-être dû au fait que la fissure f3 est localisée au niveau des joints, tandis que f1 et f2 sont deux fissures initiées à la frontière droite du muret. La cause de chacune de ces fissures est expliquée dans la partie suivante qui explicite les enregistrements des capteurs.

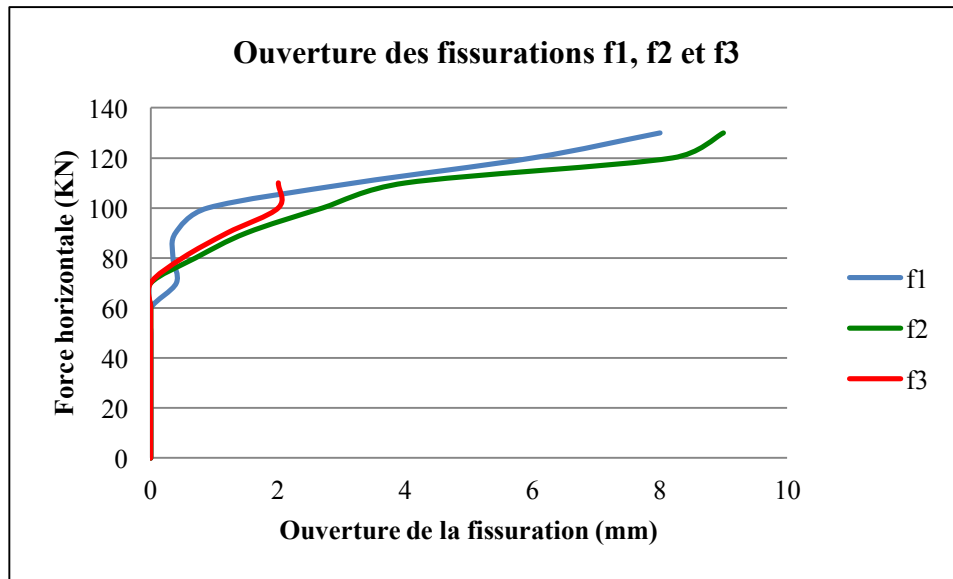


Figure 93 : Ouverture des fissures f1, f2 et f3 en fonction de la force horizontale appliquée.

La Figure 94 représente le déplacement horizontal de la frontière droite du muret en fonction de la force horizontale appliquée ( $F_h$  en kN). On remarque un déplacement de l'ensemble du muret qui est dû à la compressibilité des cales en bois utilisées comme des appuis simples. Jusqu'à 70 kN, le profil de déplacement de la limite droite est quasi-linéaire. Il devient non linéaire au-delà de la force induisant la fissuration, l'amplitude du déplacement augmente en fonction de la force appliquée.

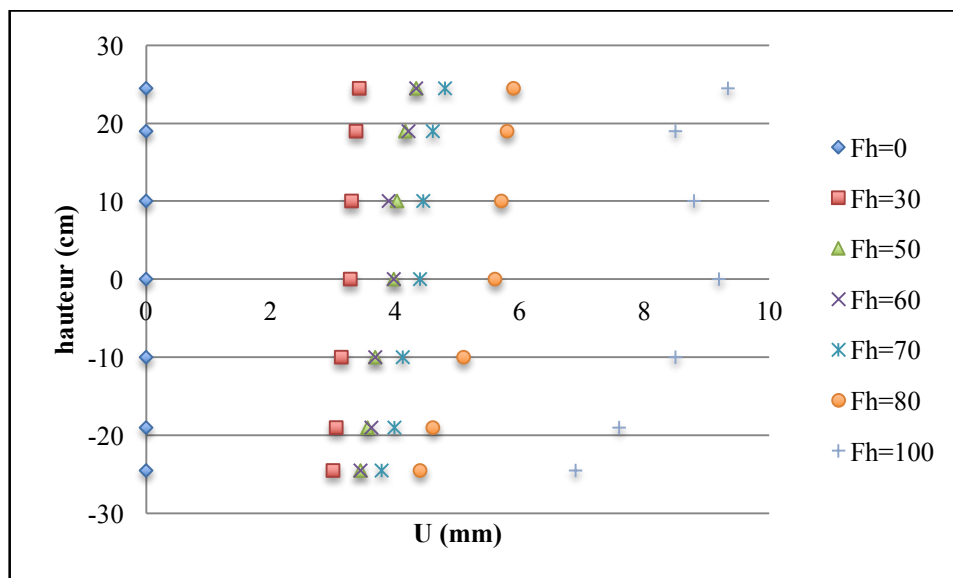


Figure 94 : Déplacement horizontal du mur à son extrémité droite à cause de la force horizontale appliquée ( $F_h$  en kN).

### 3.4 Enregistrement des capteurs en plan et hors plan – relation entre les capteurs plan et la direction des fissures :

Le Tableau 31 représente les enregistrements des capteurs en plan et hors plan (c1 et c2, Figure 86). Les mesures négatives indiquent un allongement. Les mesures positives indiquent un raccourcissement.

Tableau 31 : Enregistrement des capteurs en plan (16, 18, 19 et 20) et hors plan (c1 et c2)

Temps	F verticale	F horizontale	capteur 16 (mm)	capteur 18 (mm)	capteur 19 (mm)	capteur 20 (mm)	c1	c2
0	0	0	0,005	0,002	0	0,001	-4,5	-1,64
48,1	15	0	0,002	-0,005	0	-0,002	-4,57	-1,72
84,3	15	10	0,005	-0,007	0,002	-0,005	-4,24	-1,55
123,5	15	20	0,007	-0,002	0,006	-0,007	-4,32	-1,58
163,6	15	30	0,005	0	0,01	-0,008	-4,4	-1,58
202,8	15	40	0,005	0,002	0,014	-0,008	-4,72	-1,68
243,4	15	50	0,009	0,007	0,018	-0,008	-4,76	-1,73
282,6	15	60	0,009	0,005	0,021	-0,008	-4,9	-1,77
322,9	15	70	0,012	0	0,023	-0,01	-5,1	-1,95
363,6	15	80	-0,302	-0,461	0,246	-0,696	-5,78	-2,4
403,4	15	90	-0,567	-0,899	0,419	-1,088	-6,5	-2,57
442,4	15	100	-0,973	-1,654	0,643	-1,683	-6,71	-2,46
63,8	15	105	-1,207	-2,068	0,82	-2,071		
482,7	15	110	-1,37	-2,731	1,043	-2,557	-6,77	-2,45
522,9	15	120	-1,972	-4,614	4,319	-5,505	-7,12	-2,98
563,7	15	130	-2,374	-5,566	5,837	-7,102	-7,03	-3,18

Les valeurs notées par les capteurs hors plan indiquent que le muret subit un déplacement hors plan croissant avec l'augmentation de la charge horizontale. Ce déplacement hors plan correspond probablement à un léger basculement du muret. Le décalage entre les valeurs notées par le capteur c<sub>1</sub> le long de l'essai et lors de la décharge à la fin de l'essai est due au fait que ce capteur est enfoncé dans la fissure qui est apparu lors de l'essai.

Le capteur 16 est orienté dans la même direction que celle des joints. On remarque que les valeurs enregistrées par ce capteur sont assez petites, jusqu'à l'atteinte de la force horizontale de 80 kN (début de l'apparition des fissures), où on remarque une différence brusque de l'enregistrement de ce capteur. Cela indique un début de déplacement selon la direction du capteur, donc une fissuration qui est perpendiculaire à la direction du capteur est initiée (fissure f1). A la fin de l'essai, ce capteur est traversé par les deux fissures f1 et f2.

Le capteur 18 est posé verticalement. On remarque une variation brusque des valeurs enregistrées par ce capteur lors de l'atteinte de la force horizontale de 80 kN, ce qui explique le début d'apparition de la fissure horizontale f2.

Le capteur 19 donne des valeurs de signe opposé (positives) aux autres capteurs, mais réagit de la même manière avec l'augmentation de la force horizontale. Cela indique que ce capteur mesure une pure compression dans la zone où il est fixé, et qu'aucune fissuration dans cette zone n'apparaît.

Le capteur 20 est traversé par les deux fissures f1 et f3.

La Figure 95 représente les enregistrements de ces capteurs 16, 18, 19 et 20.



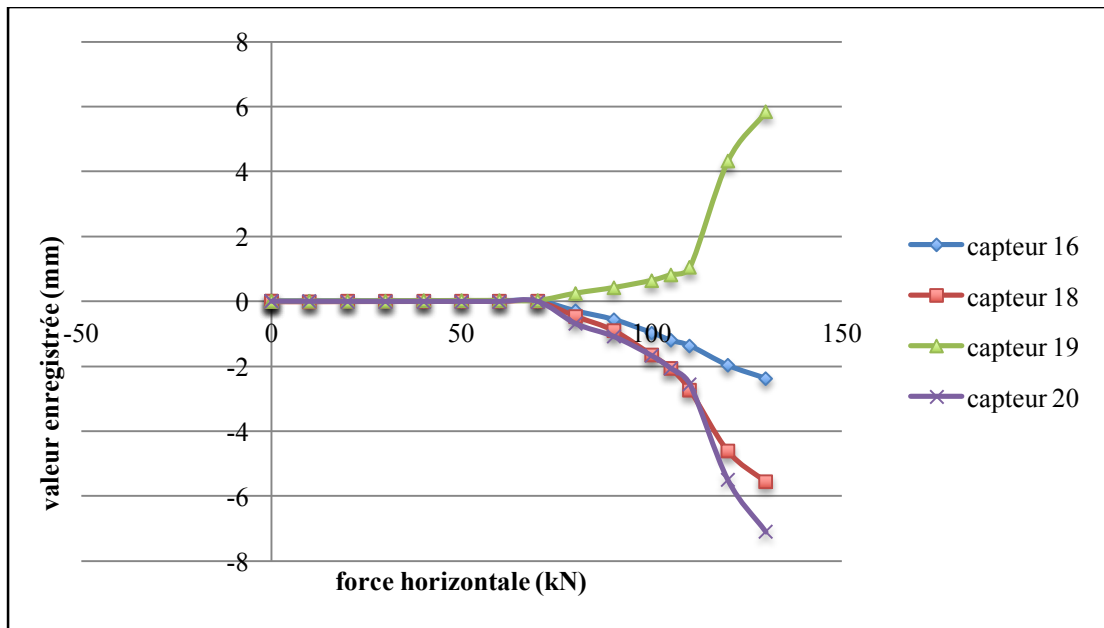


Figure 95 : Enregistrement des capteurs dans le plan (16, 18, 19 et 20)

Si on compare l'enregistrement des capteurs de la Figure 86 avec les ouvertures des fissures qui les traversent, on remarque que les déplacements enregistrés par les capteurs traversés par des fissures sont proches des ouvertures des fissures qui les traversent. Par exemple, le capteur 20 traversé par la fissuration f1 indique un déplacement de 5,5 mm pour une force horizontale de 120 KN. L'ouverture de la fissure traversant le capteur pour cette même force horizontale est de 6 mm environ, ce qui est cohérent avec son enregistrement.

### 3.5 Conclusion

L'objectif de cet essai préliminaire était de pouvoir visualiser l'utilité de la méthode de corrélation des images et son adaptation aux essais réalisés sur la maçonnerie. Grâce à cette méthode, la propagation des fissures, leur ouverture, ainsi que les déplacements verticaux et horizontaux du système sont obtenus. Les résultats obtenus sont cohérents avec les résultats des capteurs plans utilisés, ce qui valide l'utilisation de la technique de corrélation d'images. Un deuxième essai préliminaire est réalisé sur un muret en sucre subissant une flexion. Il est présenté en annexe 1.

Dans la continuité de cet essai préliminaire, le travail expérimental de la thèse consiste à mesurer l'évolution de la rigidité d'un mur en maçonnerie dont les propriétés des blocs et du mortier sont connues. Deux choix pour le mortier seront établis, un mortier résistant et un mortier assez fragile dont les propriétés seront précisées dans ce qui suit.

## 4 Essais de flexion sur des murs en béton cellulaire

Le but de ces essais est de suivre expérimentalement, l'évolution du comportement et de la rigidité d'un mur en maçonnerie qui subit un tassement. Des essais de flexion seront réalisés sur un mur simplement appuyé en ses deux extrémités. L'évolution de la pente de la courbe reliant la force verticale appliquée, au déplacement à mi-portée de la poutre (flèche maximale) sera utilisée afin de déterminer l'évolution de la rigidité du mur. Ces essais seront comparés à des modèles numériques similaires, afin

de valider l'utilisation de l'approche numérique. Cela permettra donc de valider l'approche numérique qui pourra alors être appliquée pour étudier différentes configurations (propriétés des blocs, des joints, géométrie, etc.).

## 4.1 Caractérisation des matériaux constitutifs

### 4.1.1 Le mortier

#### 4.1.1.1 Introduction aux formules de mortier

Nous avons souhaité utiliser deux types de mortier. Le premier type est un mortier qui devait être résistant et le deuxième type devait être peu résistant (friable à la main), afin de tester deux types très différents d'ouvrages en maçonnerie. Le premier peut s'apparenter à une maçonnerie moderne, et le second à une maçonnerie « ancienne ». Les mortiers devaient par ailleurs avoir une faible consistance afin de pouvoir être mis en œuvre dans les joints du mur. Ce dernier est en effet construit à plat (joints moulés) et non verticalement selon la technique traditionnelle. Pour cela, nous avons fabriqué cinq formules de mortier, nous les avons testées et choisi deux de ces cinq formules.

La fabrication et la caractérisation de ces types de mortier ont été effectuées au département de génie civil de l'IUT de Nancy – Brabois, en collaboration avec l'équipe Matériaux pour le Génie civil du département CP2S de l'Institut Jean Lamour. Le mortier est fabriqué en utilisant du ciment, du sable, des fines (filler), de l'eau et des fluidifiants. Les propriétés des cinq formules de mortier sont étudiées par des essais de flexion et de compression exécutés sur des éprouvettes prismatiques de dimensions  $4*4*16\text{ cm}^3$  (Figure 96).



Figure 96 : Eprouvette(4\*4\*16) de mortier fabriqués pour tester les caractéristiques de chaque formule de mortier fabriquée

#### 4.1.1.2 Constituants des formules de mortier et fabrication des éprouvettes

Le sable utilisé pour les mélanges est un sable 0/5 mm alluvionnaire (roulé) siliceux de Moselle. Il a été tamisé pour le ramener à la fraction granulométrique 0/2. Le filler utilisé est de type Bétocarb P2 (OMNYA), qui s'agit de calcaire pur brogé de Maxé sur Vaize-55. L'obtention du mortier est obtenue par mélange avec un ciment CEM II/B42.5R (Ciments Calcia, usine de Rombas-57), de l'eau potable et éventuellement un superplastifiant (Chrysofluid Premia 310) (formule 5). La fluidité des mélanges a été testée au maniabilimètre à mortier type LCL suivant la norme NF P 18-452, EN 413-2. Elle permet de comparer les maniabilités dynamiques respectives des mélanges, qui s'expriment par un temps d'écoulement en secondes. Les mortiers sont coulés dans des moules prismatiques  $4*4*16\text{ cm}^3$  pour étudier leurs résistances mécaniques. Le démoulage est effectué 7 jours après la fabrication puis les éprouvettes ont été placées en ambiance humide (Humidité relative =95%) d'abord à 20°C puis à 40°C pour accélérer la montée en résistance (accélération de l'essai). Les moules 4\*4\*16

cm<sup>3</sup> ont été pesés vides puis pleins, permettant ainsi de calculer la masse volumique des mortiers frais et d'en déduire les teneurs respectives en air occlus (déduite du rapport entre les masses volumiques fraîches théoriques et expérimentales). Les constituants de chaque formule de mortier sont présentés en annexe 2.

#### 4.1.1.3 Essais de flexion et de compression des éprouvettes de mortier

Il s'agit d'essai de flexion 3 points (cadence de montée en contrainte de 0.05MPa/sec.) et de compression pure (cadence de 1.5MPa/sec.) suivant la norme EN 196-1.

Les essais de flexion et de compression sont menés de manière successive sur les éprouvettes 4\*4\*16 cm<sup>3</sup>. Autrement dit, chaque éprouvette est d'abord testée en traction par flexion selon le principe de la flexion trois points. Après rupture, les deux parties de l'éprouvette sont testées en compression.

Le Tableau 32 représente les résultats des tests de compression et de flexion trois points sur les blocs de mortier utilisés. Nous observons une différence entre la résistance à la traction et à la compression des différentes formules. La formule F1 est la plus résistante avec des résistances à la traction et à la compression de l'ordre de 4 MPa et de 21 MPa respectivement. La formule F5 est la moins résistante. Les formules finalement conservées pour la construction de nos murs sont la formule F2 considérée relativement résistante (sans excès par rapport à la résistance du béton cellulaire) et la formule F5.

**Tableau 32 : Propriétés et caractéristiques des formules du béton fabriqué**

Formule	Eprouvettes fabriquées	Masse (g)	Rt(MPa)	Rc <sub>1</sub> (MPa)	Rc <sub>2</sub> (MPa)	
F1	1	533	4,54	21,4	21,44	<b>Formule 1 :</b> <b>Rt =4,24</b> <b>MPa</b> <b>Rc =21,35</b> <b>MPa</b>
	2	529	4,42	21,73	21,9	
	3	526	3,75	21,15	20,47	
				21,43	21,27	
	moyenne	529,33	4,24	21,35		
F2	1	532	3,34	16,03	17,94	<b>Formule 2 :</b> <b>Rt =3,57</b> <b>MPa</b> <b>Rc =17,03</b> <b>MPa</b>
	2	526	3,58	17,17	17,36	
	3	522	3,81	17,46	16,24	
				16,89	17,18	
	moyenne	526,67	3,58	17,03		
F3	1	511	2,67	11,14	11,08	<b>Formule 3:</b> <b>Rt =2,63</b> <b>Mpa</b> <b>Rc =10,7</b> <b>Mpa</b>
	2	510	-----	11,21	9,34	
	3	506	2,6	10,77	10,67	
				11,04	10,36	
	moyenne	509	2,635	10,70		
F4	1	491	1,74	>6,38*		<b>Formule 4:</b> <b>Rt =1,66</b> <b>MPa</b> <b>Rc</b> <b>&gt;6,38MPa</b>
	2	489	1,6	*la présence d'une seule valeur est due au fait que l'appareil n'a pas pu détecter la résistance à la compression de quelques échantillons		
	3	494	1,63			
	moyenne	491,33	1,66	>6,38		
F5	1	487	-----	1,47	1,34	<b>Formule 5:</b>

	2	494	0,45	1,46	1,49	<b>Rt =0,425 MPa Rc =1,43 MPa</b>
	3	489	0,4	1,44	1,35	
				1,46	1,39	
	moyenne	490	0,425	1,43		

#### 4.1.1.4 Caractérisation du joint de mortier – formules F2 et F5

Afin de caractériser le joint de mortier utilisé (pour les deux formules de mortier conservées F2 et F5), des essais de cisaillement sont mis en œuvre. Ces essais sont réalisés afin de caractériser les propriétés du mortier en cisaillement (frottement, raideur tangentielle).

Deux essais de cisaillement sont effectués pour chaque type de mortier. Le système utilisé consiste en trois blocs de béton, reliés par des joints de mortier du type F2 ou F5 (Figure 97). Une force de compression constante est appliquée au bloc 1. Une force horizontale croissante est appliquée au bloc 2, situé au milieu. La courbe reliant la force horizontale au déplacement horizontal au niveau des joints (bloc1/bloc 2) et (bloc 2/bloc 3) est tracée. La méthode de la corrélation d'images est utilisée afin de mesurer les déplacements horizontaux au niveau des joints de mortier, en fonction de la force horizontale appliquée.

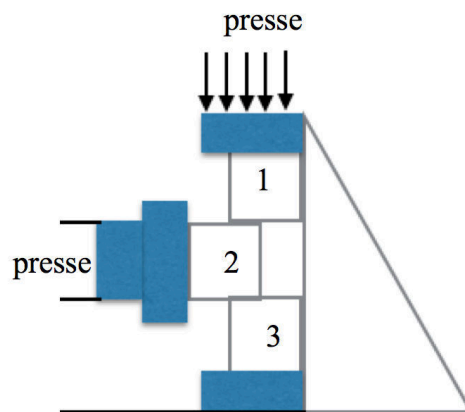


Figure 97 : Modèle expérimental: essai de cisaillement des blocs de mortier

La force verticale de compression est fixée à 6 kN. Ensuite, une force horizontale croissante est appliquée au bloc 2. A chaque pas de force de 1 kN, une image est prise par le logiciel Vic 2D pour la corrélation des images. Pour chaque type de mortier, deux essais sont exécutés afin de vérifier la robustesse du résultat obtenu. Le Tableau 33 représente les forces horizontales maximales aboutissant au glissement total du bloc 2 par rapport aux blocs 1 et 3. Il apparaît logiquement que la formulation F2 aboutit à une résistance supérieure à la formulation F5.

Tableau 33 : Résultats de l'essai de cisaillement

Formule de mortier	Force horizontale maximale (kN)	Description des premières dégradations visibles
F2- 1 <sup>er</sup> essai	24	- Fissure diagonale au joint ½ à Fh=8 kN - Fissure verticale du bloc 3 à Fh=11 kN.
F2-2 <sup>ème</sup> essai	25	- Fissure verticale du bloc 3 à Fh=10 kN
F5-1 <sup>er</sup> essai	10	- Fissure diagonale du bloc 1 à Fh=7 kN
F5-2 <sup>ème</sup> essai	18	- Glissement du bloc 2 visibles à 8 kN

Figure 98 illustre quelques étapes de l'essai de cisaillement de la formule F2. Le terme V noté dans la figure représente la valeur de la force de compression verticale exercée. Le terme H représente la force horizontale appliquée (en KN).

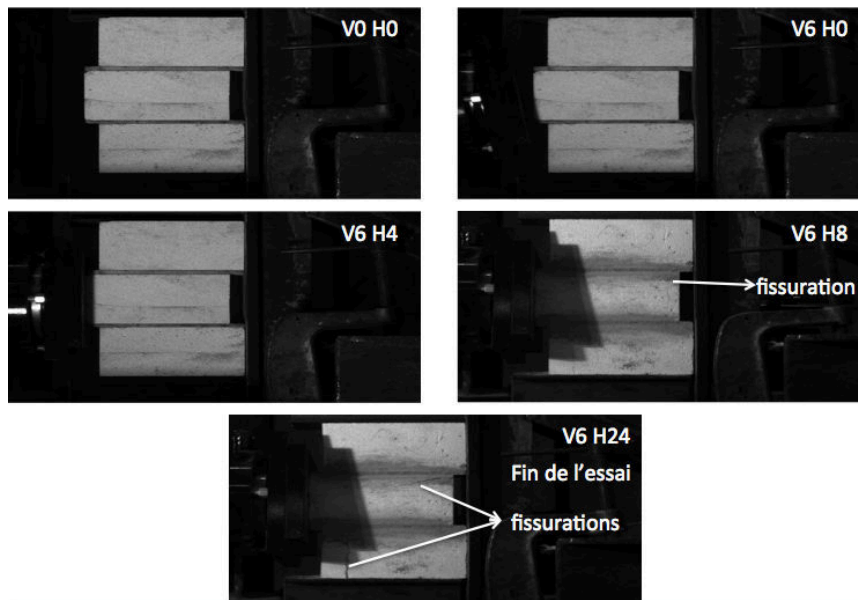


Figure 98 : Photos illustratives de l'essai de cisaillement

Afin de caractériser la résistance au cisaillement au niveau du joint, nous avons tracé les courbes représentant la force horizontale appliquée en fonction du déplacement horizontal relatif de part et d'autre des joints de chaque modèle (Figure 99). Le terme joint 2/1 signifie le joint entre les deux blocs 2 et 1. Le terme joint 2/3 signifie le joint situé entre les deux blocs 2 et 3. Les déplacements horizontaux de part et d'autre des joints sont obtenus par corrélation d'images.

Les courbes tracées peuvent être considérées bilinéaires, avec une première partie permettant de caractériser la rigidité initiale de l'assemblage non dégradé et la seconde partie horizontale permettant de caractériser la résistance ultime des joints. En dehors de la charge ultime qui diffère un peu entre deux essais d'une même formulation, les raideurs initiales semblent avoir une bonne répétabilité. L'un des tests de la formule F2 montre un décrochement entre 5 et 10 KN qui peut être dû à l'apparition d'une fissuration. Pour la formule F5, un écart significatif apparaît entre les deux essais. Cela est dû au fait que le mortier de l'essai 1 de la formule F5 s'était déjà fissuré lors de sa mise en place avant de faire l'essai.

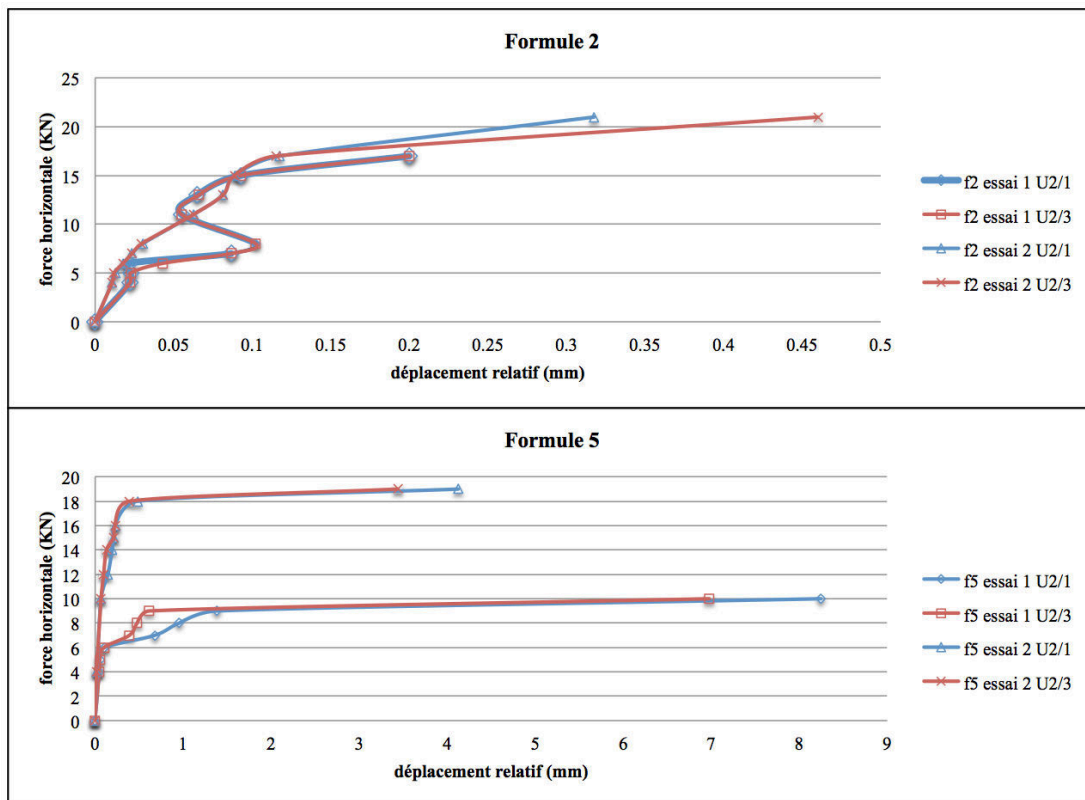


Figure 99 : Comparaison des essais de cisaillement pour chaque formule de mortier

Pour la formule F2, la pente à l'origine qui caractérise la raideur tangentielle est égale à 94 MN/m.

D'après l'essai relatif au mortier de la formule F5, la raideur tangentielle de ce type de mortier est de 2,25 MN/m environ.

Le Tableau 34 synthétise les propriétés retenues pour les deux formules et qui seront utilisés dans la modélisation numérique des essais de flexion exécutés sur des murs en blocs de béton cellulaire.

Tableau 34 : Propriétés des formules F2 et F5 conservées pour la suite de l'étude expérimentale

	Formule F2	Formule F5
Résistance à la compression $R_c$ (MPa)	17	1,4
Résistance à la traction $R_t$ (MPa)	3,6	0,43
Rigidité tangentielle (MN/m)	94	2,3

#### 4.1.2 Blocs de béton cellulaire

Les éléments de construction utilisés sont les blocs de béton cellulaire (Figure 100). Le béton cellulaire est un matériau de construction destiné au gros œuvre. Fabriqué à partir de matières premières comme l'eau, le sable, le ciment, la poudre ou la pâte d'aluminium, il emprisonne une grande proportion d'air ce qui lui confère de bonnes propriétés en termes d'isolation thermique. Le béton cellulaire, sous forme de bloc, sert notamment à la construction de bâtiments, en particulier de maisons individuelles.

« Il est composé d'environ 64 % de sable de quartz siliceux, de 21 % de ciment, de 15 % de chaux, de 0,05 % de pâte ou poudre d'aluminium, de 1 % de gypse et de l'eau. Ainsi, avec  $1 \text{ m}^3$  de matière première, on fabrique environ  $5 \text{ m}^3$  de produit fini, soit un bloc composé de 20 % de matière et 80 % d'air (valable pour un bloc en masse

volumique de  $400 \text{ Kg/m}^3$ ). Sa résistance à la compression vaut environ  $5 \text{ MPa}$ . Sa résistance en flexion vaut environ  $1/3$  de sa résistance à la compression ». (Cellumat 2009).



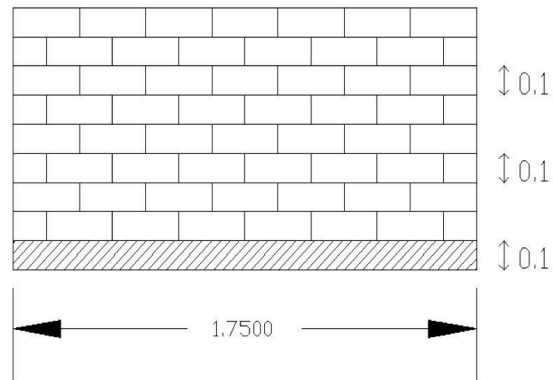
**Figure 100 : Blocs en béton cellulaire**

Les blocs de béton cellulaire utilisés dans la construction des murs des essais seront des petits blocs de dimensions  $25 \text{ cm} \times 12 \text{ cm} \times 7 \text{ cm}$ .

#### **4.2 Montage expérimental**

L'objectif principal des essais expérimentaux est de suivre la variation de la rigidité des murs subissant une flexion. Les murs fabriqués sont de  $175 \text{ cm}$  de longueur et de  $80 \text{ cm}$  de hauteur. La hauteur de la poutre en bois est de  $10 \text{ cm}$ . L'épaisseur du système est de  $7 \text{ cm}$  (Figure 101). Les murs étaient construits à l'IUT de Nancy. Nous avons procédé à leur construction à plat. Les briques étaient d'abord disposées en maintenant un joint ouvert de  $10 \text{ mm}$ , puis le mortier était coulé dans les joints. Un inconvénient de cette technique est que certains joints n'étaient pas totalement remplis de mortier. En plus, une deuxième contrainte était de redresser les murs construits à plat et de les déplacer afin de les équiper sur le banc de flexion sans causer des dégâts au niveau des joints et des blocs (Figure 101).





**Figure 101 : Géométrie des murs en maçonnerie testés dans l'essai de flexion et illustration de la manutention du mur.**

Pour solliciter le mur en flexion, il est nécessaire qu'il soit sur deux appuis simples. Pour cela, on a mis le mur sur une poutre support en bois, et laissé cette dernière simplement appuyée en ses extrémités. Une seconde poutre en bois identique est disposée au sommet du mur. Elle permet de répartir la charge verticale imposée sur la longueur du mur. Un test de flexion est appliqué sur la poutre en bois utilisée afin de caractériser son comportement sous un chargement vertical. Ce test sera présenté dans la suite du chapitre. Le système mur + poutre support est équipé par des guides permettant d'empêcher les mouvements hors plan du mur lors de l'essai.

Un capteur de déplacement vertical est mis sous le système afin de mesurer l'évolution de la flèche du système en fonction de la force verticale appliquée. Notons que le capteur mesure la flèche maximale, mais nous présentons les résultats directement en fonction du ratio de déflexion obtenu en divisant cette flèche par la longueur du mur (1,75 m). Simultanément avec l'essai, des photos sont prises par l'intermédiaire du logiciel VIC 2D afin d'obtenir le champ de déplacement de la face du mur par corrélation d'images. En raison de la présence du portique de chargement devant le mur, seule la moitié du mur pouvait être prise en photo (Figure 102).



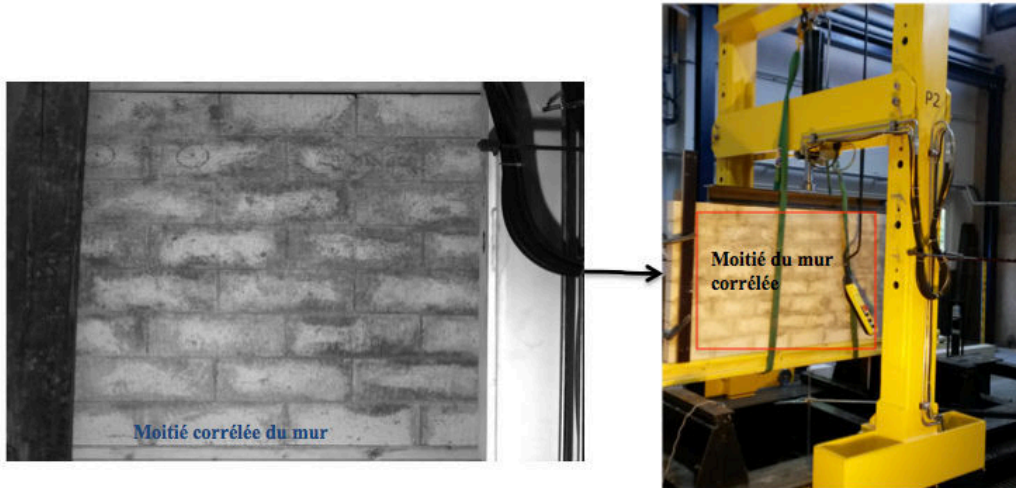


Figure 102 : Illustration de la zone photographiée pour la corrélation d'image.

Les Figure 103 et 104 représentent le dispositif expérimental utilisé.

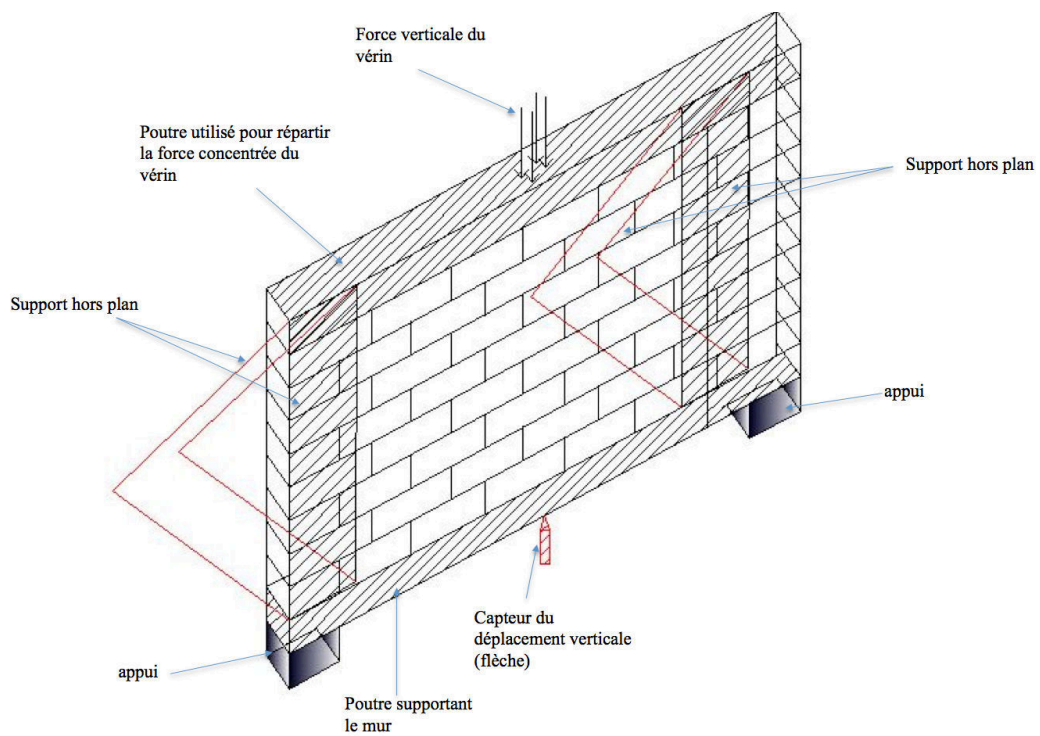


Figure 103 : Dispositif expérimental – flexion des murs

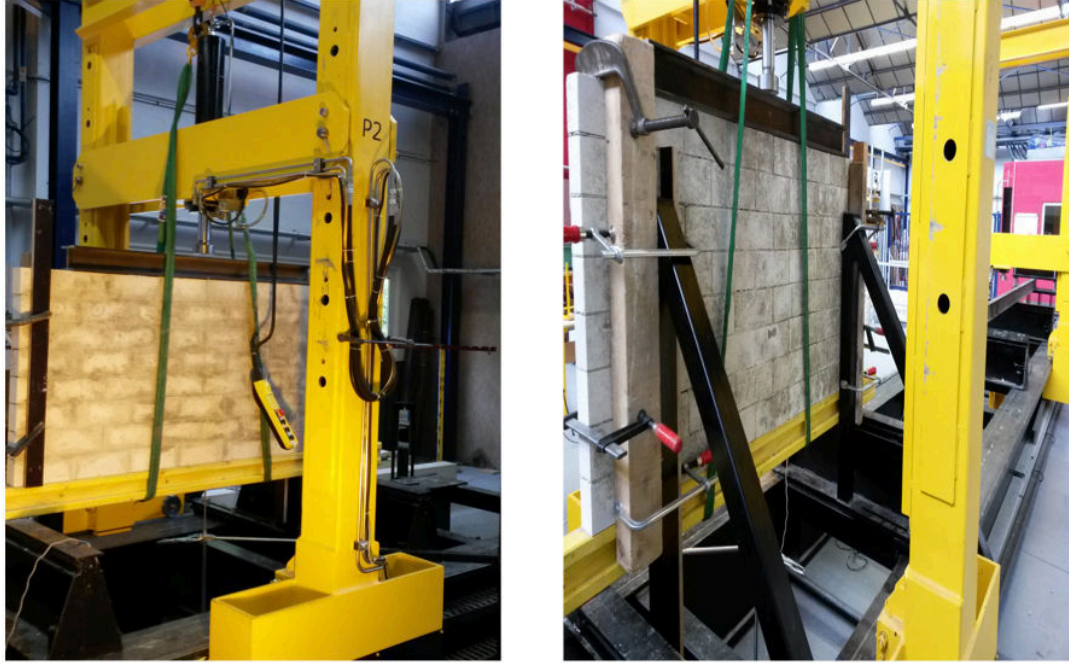


Figure 104 : Illustration de l'installation du système (mur avec mortier F2)

#### 4.2.1 Caractérisation de la poutre en bois

La poutre en bois est testée en premier temps en flexion de façon similaire au système entier. Des cycles de charge-décharge sont donc appliqués à cette poutre. La Figure 105 représente l'installation de la poutre sur l'appareil de flexion. La Figure 106 représente la courbe relative à la force verticale appliquée en fonction du ratio de déflexion de la poutre, relatives aux cycles charge-décharge effectués.



Figure 105. Flexion de la poutre en bois

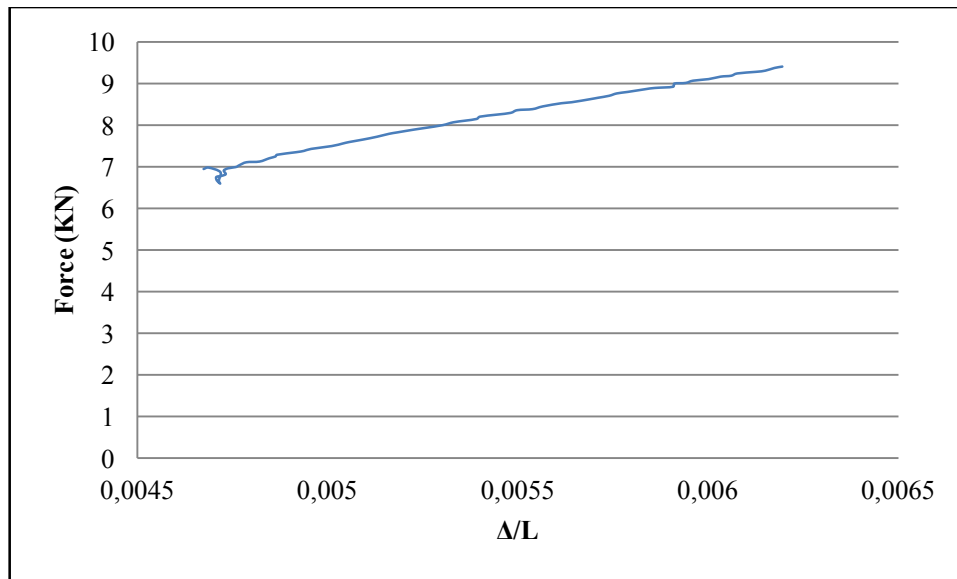


Figure 106 : Comportement de la poutre en bois courbe force appliquée vs ratio de déflexion

#### 4.2.2 Flexion du système (mur et poutre) – mortier F2

L'essai consiste à appliquer un chargement vertical au moyen du vérin avec une vitesse de chargement de 0,2KN/s. Le capteur situé sous le système permet de mesurer la flèche en fonction de la force verticale appliquée, à partir d'une force verticale de 6 KN (limite de sensibilité du dispositif). Des photos sont prises en vue de la corrélation pour différentes valeurs du chargement vertical. L'essai a été arrêté à 42 kN, car la poutre en bois commençait à manifester des signes de rupture. Lors de l'essai, une fissuration principale verticale apparaît dans le mur ; des fissures secondaires apparaissent inclinées (Figure 107). La fissuration principale commence à apparaître à partir d'une force de 19 kN environ. Elle correspond à une rupture en traction induite par la flexion du système. La fissuration secondaire nous apparaît presque superficielle car elle n'apparaît pas de l'autre côté du mur (Figure 107). A notre avis, cela est probablement dû aux joints de mortier qui n'étaient pas dans certains endroits remplis complètement de mortier, comme l'indique la Figure 108.



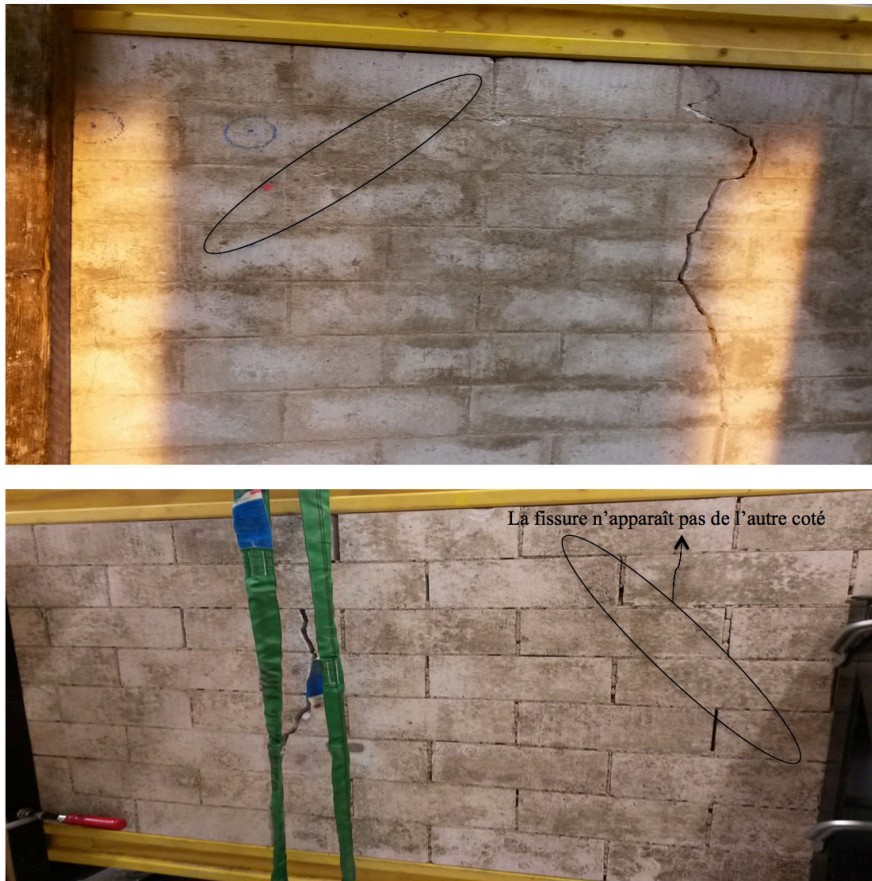


Figure 107 : Fissuration du mur F2: une fissure apparaît d'une seule part sans être visible de l'autre part du mur

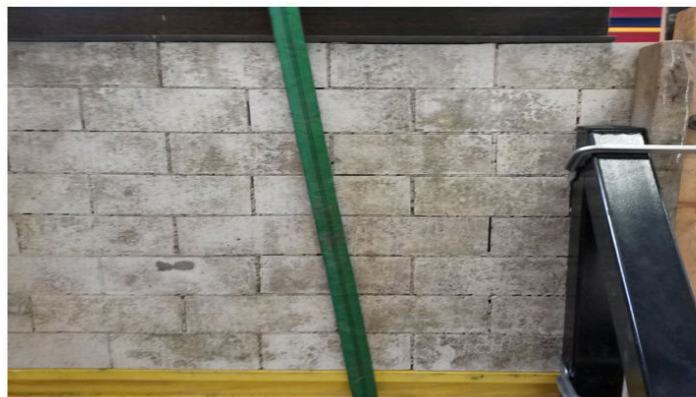
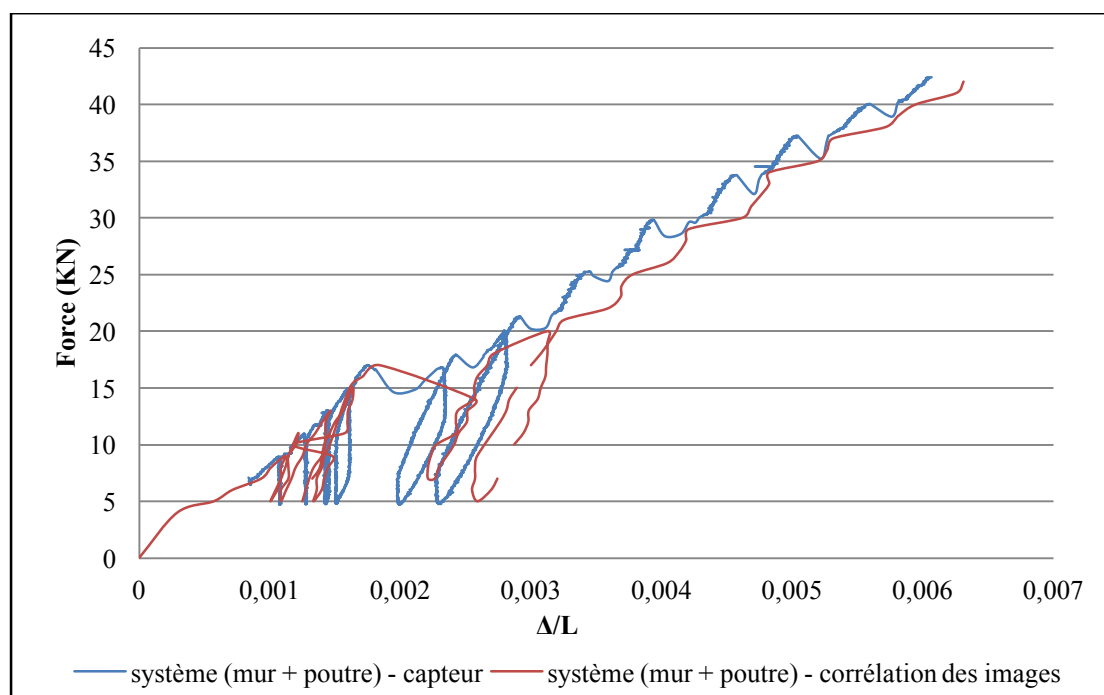


Figure 108 : Défaut de construction : quelques joints ne sont pas remplis complètement de mortier

Durant l'essai, les résultats sont obtenus selon deux moyens : l'enregistrement du capteur de déplacement et la prise des photos pour la corrélation des images. En

premier temps, notre but est de comparer l'enregistrement du capteur de déplacement vertical avec les déplacements obtenus par la corrélation d'images. Cela aura pour rôle de valider l'utilisation de la corrélation d'images de notre essai. Ainsi, la Figure 109 représente une comparaison des deux courbes ratio de déflexion – force, l'une obtenue par corrélation d'images et l'autre obtenue par le capteur de déplacement. Une similarité des deux courbes apparaît. Notons que les cycles de charge - décharge non confondus indiquent un endommagement irréversible du mur, ce qui est similaire au résultat obtenu dans le chapitre 3 pour des cycles de décharge- charge simulant une flexion d'un mur en maçonnerie.



**Figure 109 : Comparaison entre la corrélation d'images et l'enregistrement du capteur – ratio de déflexion du système en fonction de la force appliquée**

L'objectif suivant est d'étudier l'évolution de la linéarité de cette courbe afin de caractériser l'évolution de la rigidité du mur. Une variation de la pente moyenne de la courbe peut être observée aux alentours d'un ratio de déflexion de 0,002 ou 15 KN. Cette valeur correspond à l'apparition de la fissure principale verticale dans le mur. Il semble donc pertinent de caractériser la rigidité avant et après l'apparition de cette fissure pour évaluer l'influence de la dégradation du mur sur sa rigidité. Cette déflexion est très inférieure à celle obtenue lors du test de la poutre seule ce qui permet de supposer que les deux poutres sont restées dans leur domaine de comportement linéaire. Pour caractériser l'évolution de la rigidité du mur, il faut donc éliminer l'effet de la rigidité des poutres en bois (Figure 106) de la courbe relative au système (Figure 109). Nous avons enlevé l'effet de la poutre en base du mur. En ce qui concerne la poutre située en haut du mur et sur laquelle s'appuie le vérin exerçant la force verticale, nous avons considéré que cette poutre permet la distribution de la force verticale de façon uniforme. Pour cela nous n'avons pas considéré son effet sur la rigidité.

La Figure 110 représente donc la courbe relative du ratio de déflexion du mur en fonction de la force verticale appliquée, isolée de l'effet de la poutre qui le supporte. Une variation de pente apparaît dans la courbe de la Figure 110. Cette variation de la pente indique une évolution de la rigidité du mur selon la flexion qu'il subit (ratio de

déflexion). Les lignes en rouge de la figure représentent les deux pentes principales de la courbe. Cette variation de pente se produit pour une intensité de la force qui correspond à la fissuration du mur (force verticale de 19KN – seuil de l'apparition de la fissuration verticale – Figure 107). La présence de ces deux pentes peut donner l'impression que la rupture du mur est caractérisée par une chute de sa rigidité initiale vers une autre valeur quasiment constante.

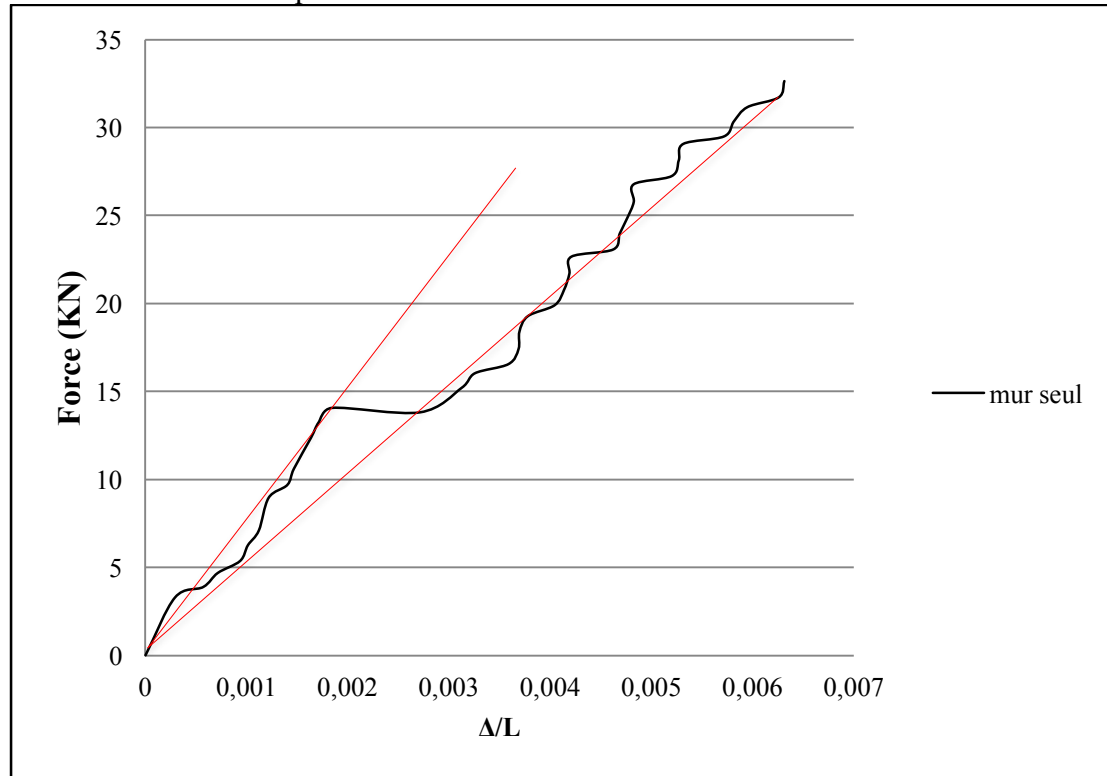


Figure 110 : Comportement du mur F2 tout seul – l’effet de la poutre étant supprimé – les lignes rouges représentent les deux pentes principales de la courbe

#### 4.2.3 Modélisation numérique avec UDEC

L’essai déjà présenté est modélisé avec le logiciel UDEC afin de comparer les résultats expérimentaux et numériques. Les propriétés du modèle sont présentées dans le Tableau 35. Quelques propriétés du modèle numérique sont ajustés (valeurs de  $K_s$  et de  $K_n$  élevée,  $c$  et  $T$ ) afin de pouvoir s’approcher de plus près des résultats du modèle expérimental. Ce mortier est jugé résistant, et nous avons considéré qu’il s’agit d’un mortier de ciment ne contenant pas de chaux. Cela peut donc limiter le ratio  $K_s/K_n$  à une valeur de 1. Ce que nous avons essayé de le prendre en compte en choisissant le calage des valeurs de  $K_s$  et  $K_n$ .

Tableau 35 : Propriétés du modèle numérique modélisant le mur F2

	Blocs		Joints				
	E (GPa)	G (GPa)	$K_s$ (Pa/m)	$K_n$ (Pa/m)	C (MPa)	T (MPa)	$\Phi$ (°)
Valeurs initiales	16	6,7	$78 \cdot 10^8$	$78 \cdot 10^8$	1,2	2	45
Valeurs calées	16	6,7	$330 \cdot 10^8$	$330 \cdot 10^8$	1,2	2	45

La modélisation avec UDEC comprend la modélisation de la poutre en bois toute seule en premier temps et la modélisation du système composé du mur et des deux poutres dans un second temps. Ces deux modèles numériques (poutre seule et système poutres + mur) sont comparés aux résultats des deux essais exécutés.

#### 4.2.4 Comparaison entre l'expérimental et le numérique – analyse des résultats

##### a) Poutre en bois

L'essai de flexion de la poutre en bois toute seule expérimentalement était modélisé avec UDEC. La Figure 111 représente la courbe du ratio de déflexion de cette poutre en fonction de la force verticale appliquée. Une similarité des résultats est obtenue entre le modèle numérique et le modèle expérimental, ce qui permet de valider les propriétés de la poutre utilisées numériquement.

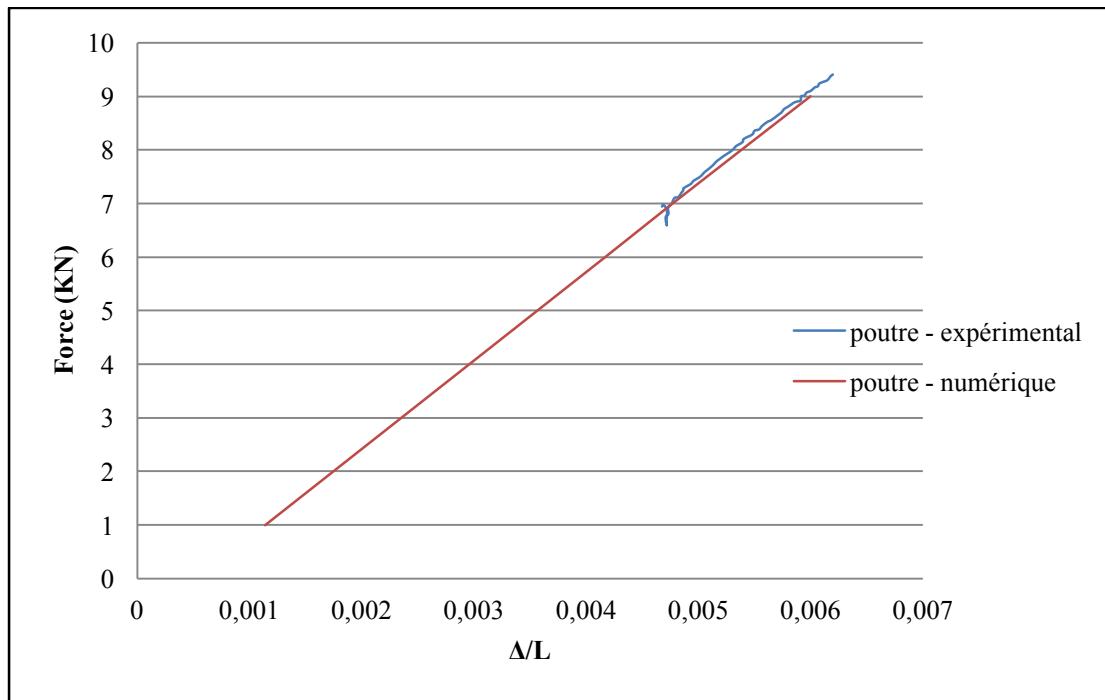


Figure 111 : Comparaison du comportement de la poutre: numériquement et expérimentalement

##### b) Comportement du système mur et poutre

L'objectif de cette partie est de comparer le comportement des deux modèles expérimental et numérique afin de valider l'utilisation de UDEC pour étudier l'évolution de la rigidité des ouvrages en maçonnerie. La Figure 112 représente les courbes de la force verticale appliquée en fonction du ratio de déflexion du système, relatives à l'essai expérimental (enregistrement du capteur), à la corrélation d'images et au modèle numérique réalisé avec UDEC. La similarité des courbes peut indiquer que les deux modèles expérimental et numérique représentent le même comportement de flexion du mur. Cela implique que le modèle numérique réalisé représente une vraie simulation de la flexion d'un mur construit en blocs de béton cellulaire et dont les joints modélisés ont des propriétés similaires à celles du mortier F2 décrit précédemment.

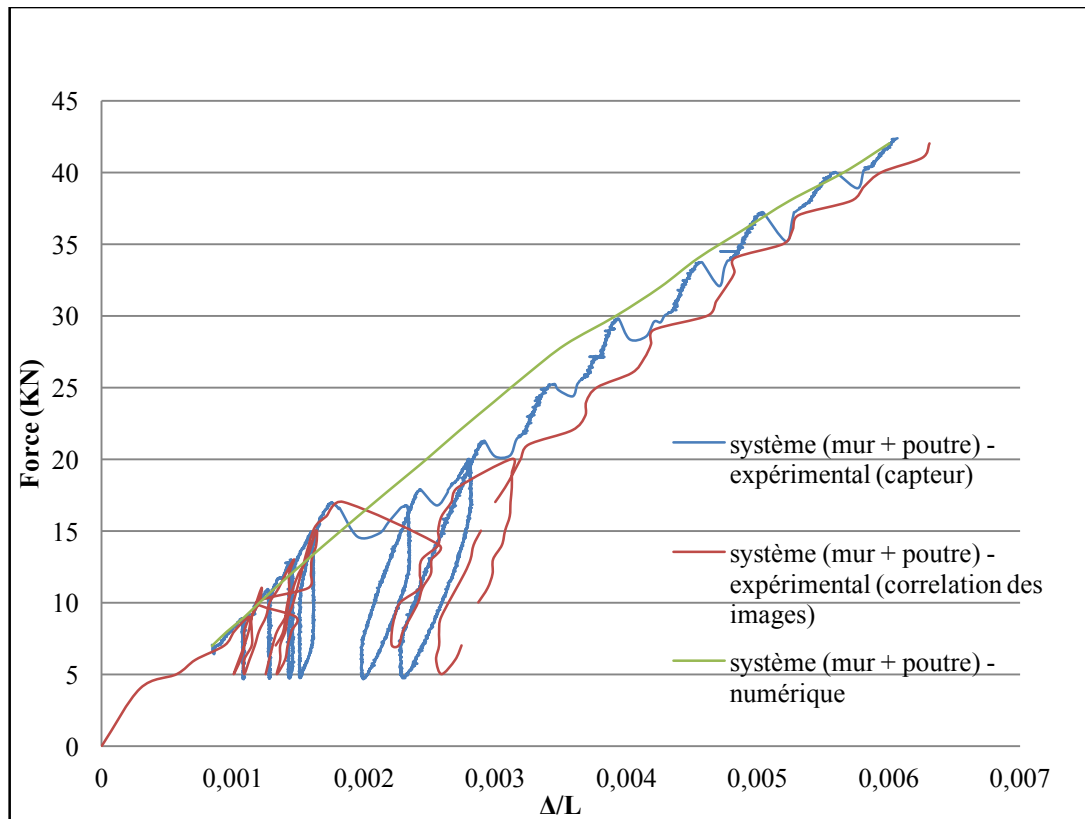
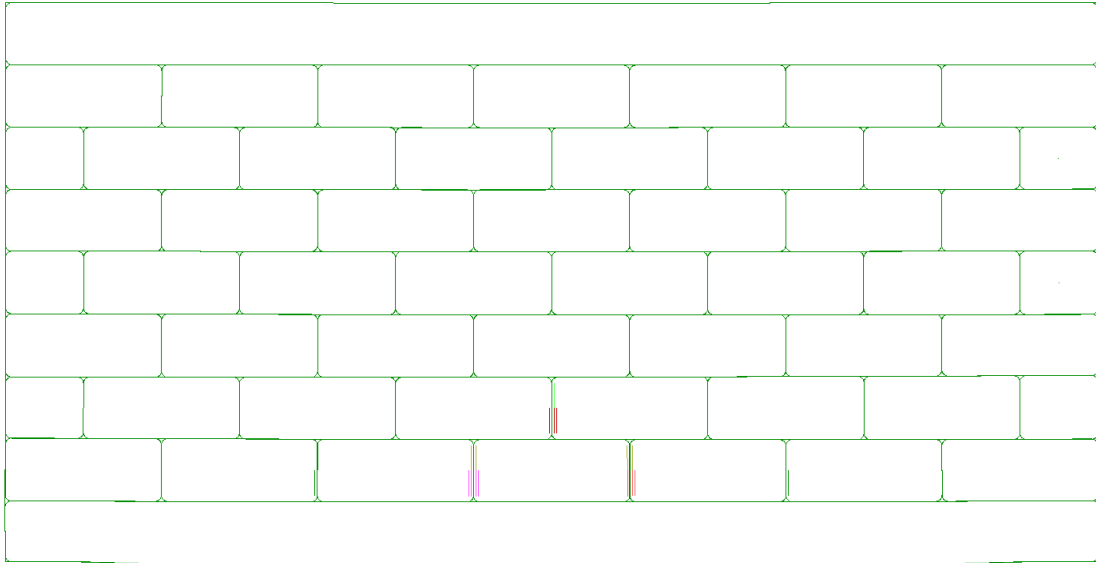


Figure 112 : Comparaison numérique, expérimentale (capteur) et expérimentale (corrélation d'image) du comportement du système (mur F2+ poutre)

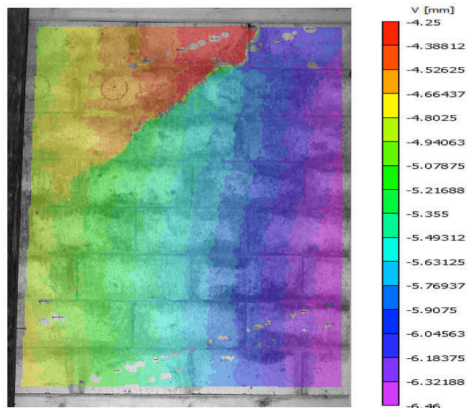
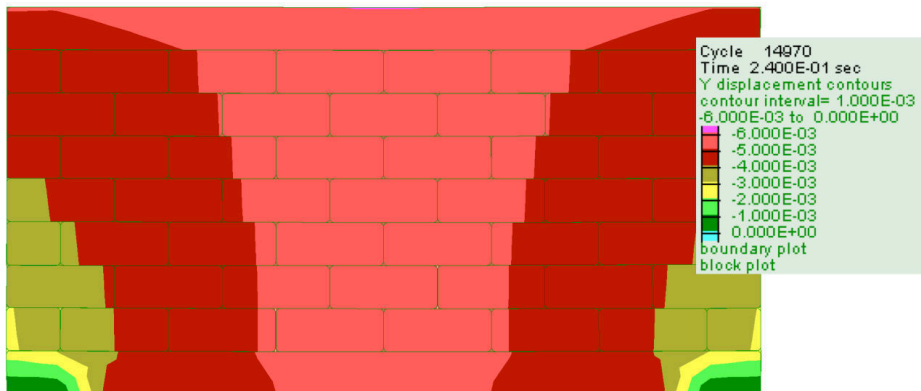
Du point de vue des fissurations, le modèle numérique de UDEC (Figure 113) n'aboutit à aucune fissuration diagonale, contrairement à l'essai (Figure 107). Cependant, La Figure 113 présente une séparation des joints verticaux entre les blocs qui est cohérente avec la fissuration verticale apparue expérimentalement dans ce mur. Un tel résultat peut s'expliquer pour deux raisons : la première est que la rupture des blocs était impossible dans le modèle numérique ainsi que les valeurs calées du modèle numériques sont considérées élevées, tandis que cela était possible expérimentalement. La deuxième est que certains joints n'étaient pas remplis complètement de mortier expérimentalement ce qui a pu affecter localement le comportement des joints/blocs.





**Figure 113 : Ouverture des joints verticaux obtenus par modélisation numérique – pas de fissuration diagonale en comparaison avec le modèle expérimental.**

Afin d'être plus exhaustif dans cette comparaison, on compare les iso-valeurs des déplacements verticaux du mur obtenues par la corrélation d'images et par UDEC. La corrélation d'images dans cet essai n'était possible que pour la moitié du mur (Figure 114). Les ordres de grandeur des iso-valeurs sont semblables. La plus importante différence apparaît au niveau de la fissure diagonale qui est apparue dans l'essai, mais qui n'a pas été reproduite par UDEC.



Force verticale appliquée: 24 KN

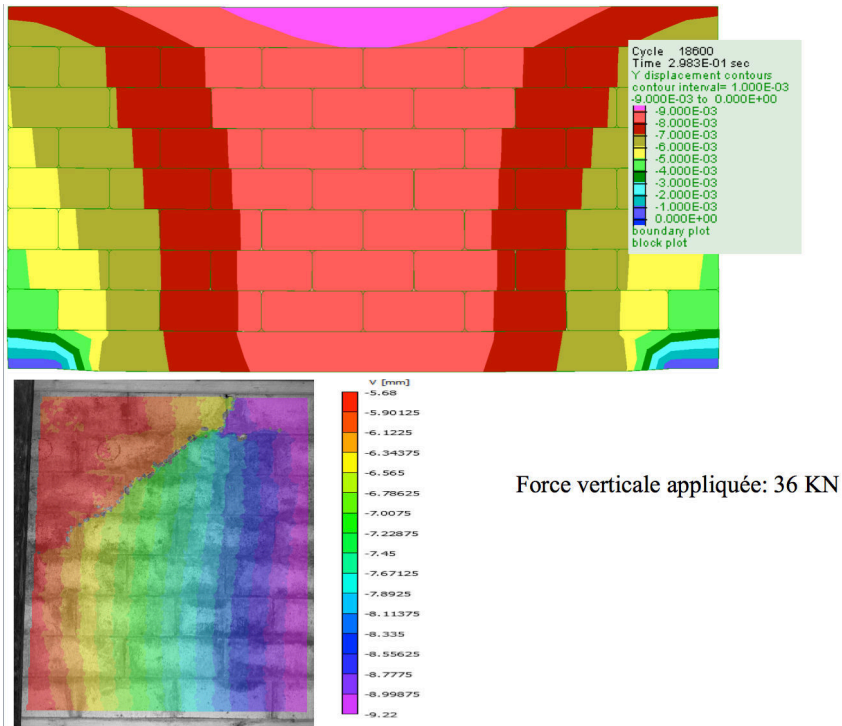


Figure 114 : Cohérence des résultats entre les diagrammes de déplacement vertical pour le modèle numérique et la corrélation d'image

### c) Variation de la rigidité du mur

La Figure 115 représente le comportement du mur, expérimentalement et numériquement. Dans cette figure, l'influence de la rigidité des poutres en bois a été soustraite afin de représenter la rigidité du mur seul.

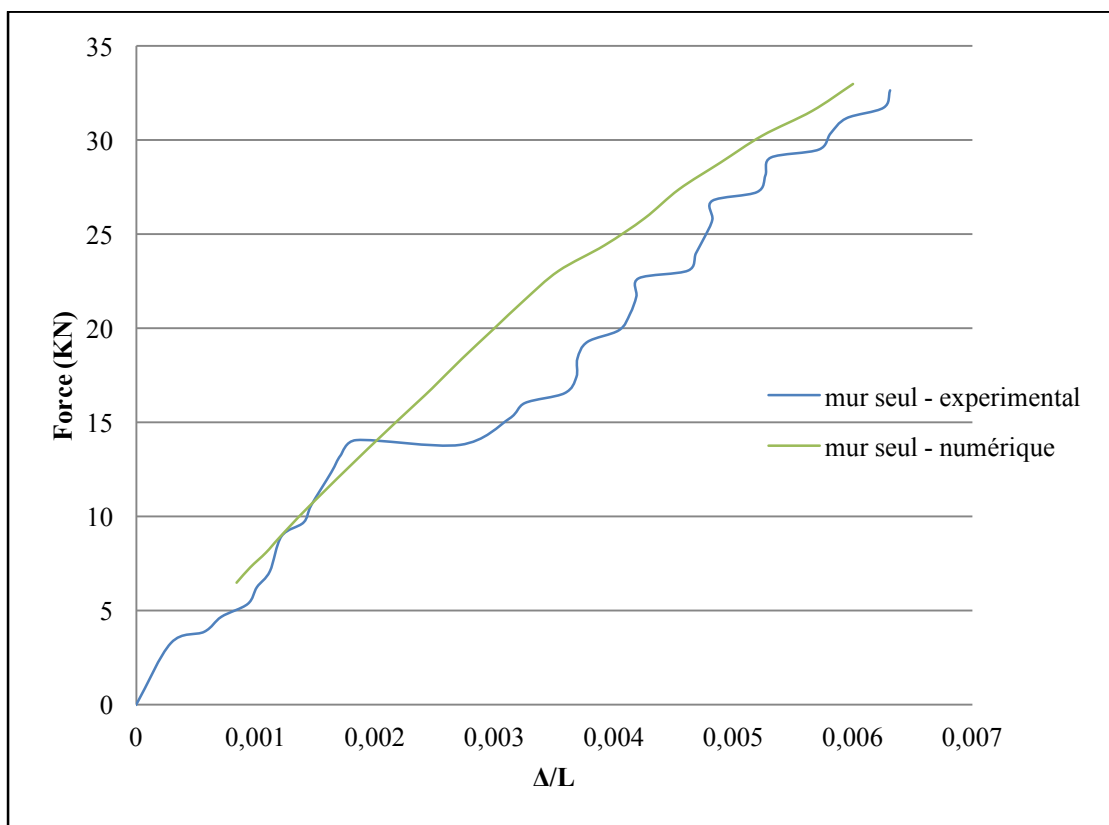


Figure 115 : Comportement du mur F2 tout seul: résultats expérimental et numérique

Deux rigidités ont été étudiées : la rigidité globale  $E_s$  et la rigidité instantanée  $E_i$ . La Figure 116 représente la variation de ces deux rigidités. En ce qui concerne la rigidité instantanée, des différences peuvent être observées. Ces dernières sont principalement le fait d'une oscillation des valeurs expérimentales ne permettant pas de juger précisément la rigidité instantanée. L'utilisation d'une moyenne mobile permet néanmoins de vérifier que les deux résultats sont proches (Figure 116).

Concernant les valeurs de réduction de ces rigidités, on remarque que la rigidité instantanée a atteint une valeur de 60% de sa valeur initiale, en se basant sur le modèle numérique.

En ce qui concerne la rigidité globale, la situation est différente, comme elle nous permet de suivre l'évolution de la courbe force – déplacement de façon plus aisée. Une réduction de 70% (numériquement) et de 55% environ (expérimentalement) de la rigidité globale est atteinte pour un ratio de déflexion de 0,006.

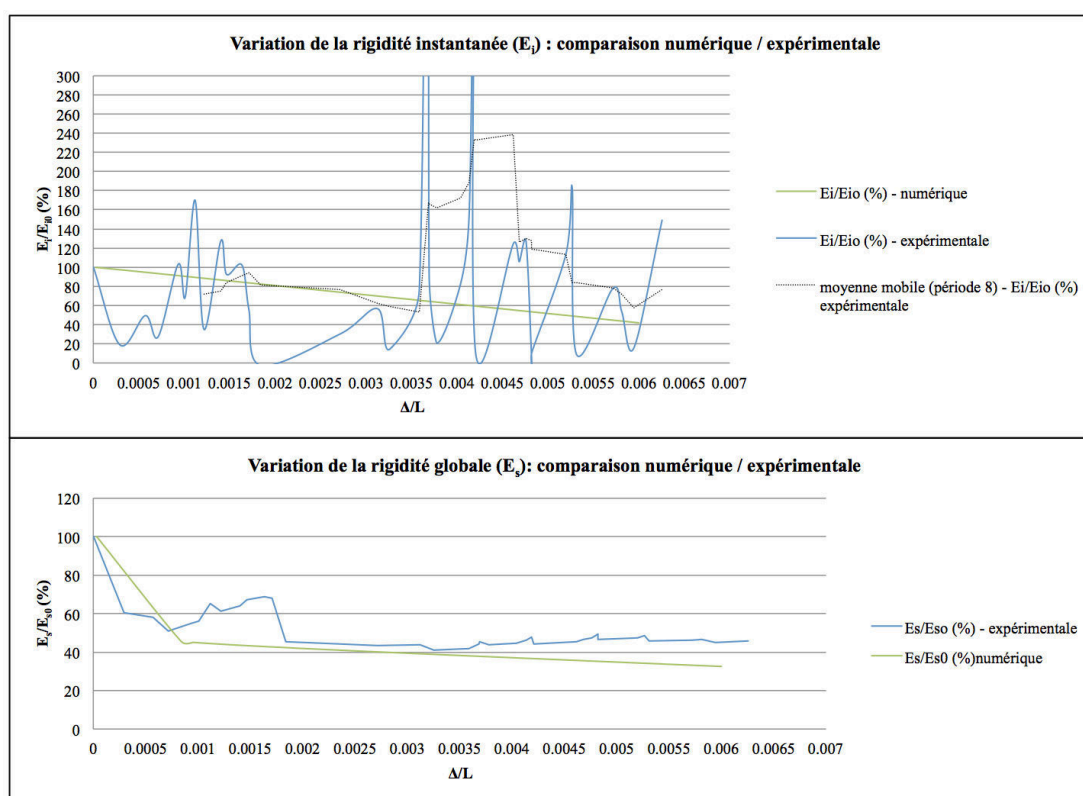


Figure 116 : Variation de la rigidité (instantanée et globale) du mur F2 en fonction du ratio de déflexion

### 4.3 Flexion du mur avec mortier F5

#### 4.3.1 Essai et observations

Le mur construit avec le mortier fragile de type F5, a les mêmes dimensions que le mur F2. Des poutres en bois identiques à celles utilisées dans la flexion du mur F2 sont utilisées. La même procédure expérimentale de flexion du mur F2 est suivie, mais en appliquant une charge verticale croissante sans avoir recours aux cycles de charge – décharge effectués dans le cas du mur F2.

Cet essai est arrêté pour une force verticale de 35 kN, correspondant à une rupture locale de la poutre en bois sur laquelle la force est appliquée. Les fissurations ont débuté pour une force de 9 kN au niveau des joints verticaux. A l'issue de l'essai, différentes fissures étaient visibles sur le mur (Figure 117). Une fissure verticale

similaire à celle apparue dans le mur F2 est apparue dans ce mur. Mais en plus, des fissurations diagonales le long des joints de mortier horizontaux et verticaux sont apparues dans le mur, se propageant à partir de supports. Ces fissurations diagonales indiquent que le mur F5 fabriqué avec du mortier fragile est moins résistant aux efforts tranchant que le mur F2 fabriqué avec du mortier résistant. Il est important de noter ici que compte tenu de la très faible résistance du mortier, certaines fissures étaient préexistantes à l'essai (Figure 117).

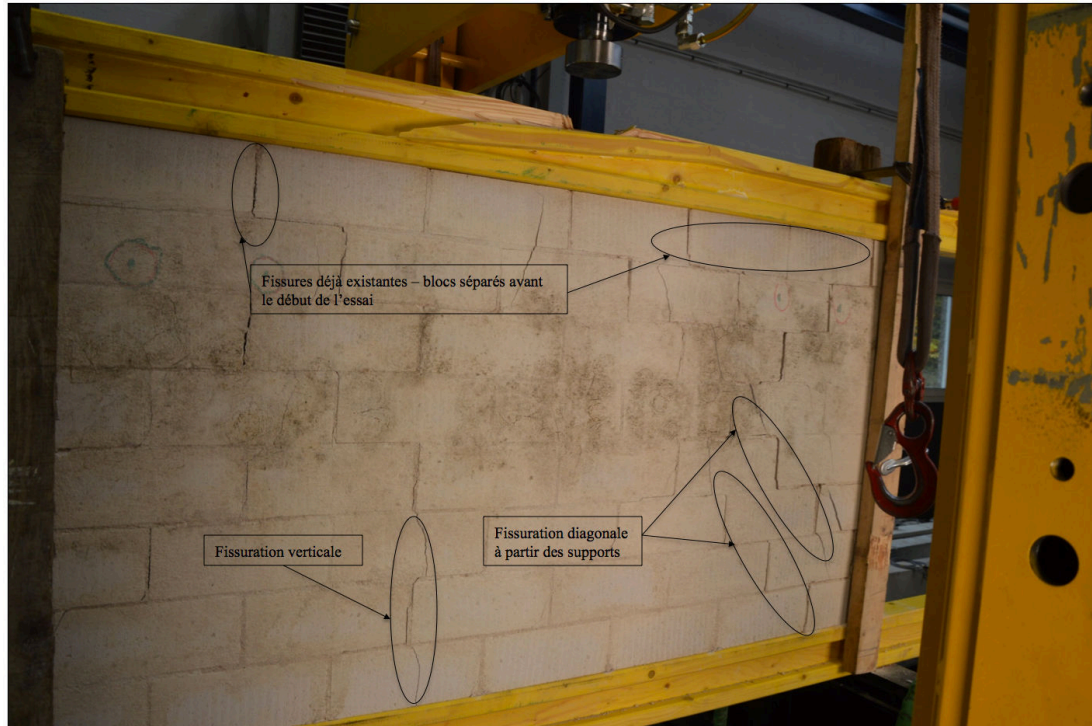


Figure 117 : Illustration du mur F5 à la fin de l'essai: fissurations partout dans le mur

#### 4.3.2 Résultats expérimentaux et numériques

Trois formes des résultats de l'essai sont données, de façon similaire à l'analyse de l'essai du mur F2 : résultat expérimental du capteur, résultat expérimental de la corrélation d'image et résultat numérique de UDEC.

Le modèle expérimental a été modélisé sur UDEC. Les propriétés du modèle numérique sont présentées dans le Tableau 36.

Tableau 36 : Propriétés du modèle numérique modélisant le mur F5

Blocs		Joints				
E (GPa)	G (GPa)	Ks (Pa/m)	Kn (Pa/m)	C (MPa)	T (MPa)	Φ (°)
16	6,7	180*10 <sup>8</sup>	180*10 <sup>8</sup>	0,75	1,6	30

La Figure 118 représente les courbes représentant le ratio de déflexion du système (mur + poutre) selon la force verticale appliquée, soit d'après l'enregistrement du capteur de déplacement vertical, soit par corrélation d'image et soit d'après le modèle numérique. Une similarité des trois courbes apparaît. Cela permet de valider les résultats de la corrélation d'images et du modèle numérique. La variation de la pente de ces courbes implique de nouveau une variation de la rigidité du système (mur +

poutre). On construit alors la courbe relative du déplacement du mur F5 tout seul, sans l'effet de la poutre en bois qui le supporte (Figure 119).

Les trois courbes relatives au comportement du mur tout seul (capteur, corrélation d'images et numérique) sont similaires. L'écart existant entre le modèle numérique et l'essai expérimental peut être dû aux conditions initiales de l'essai où certains blocs étaient initialement séparés les uns des autres, et aux propriétés très fragiles du mortier utilisé, qui a pu subir des dégradations durant le déplacement du système. La variation de la pente de ces courbes implique une évolution de la rigidité du mur lors de sa flexion.

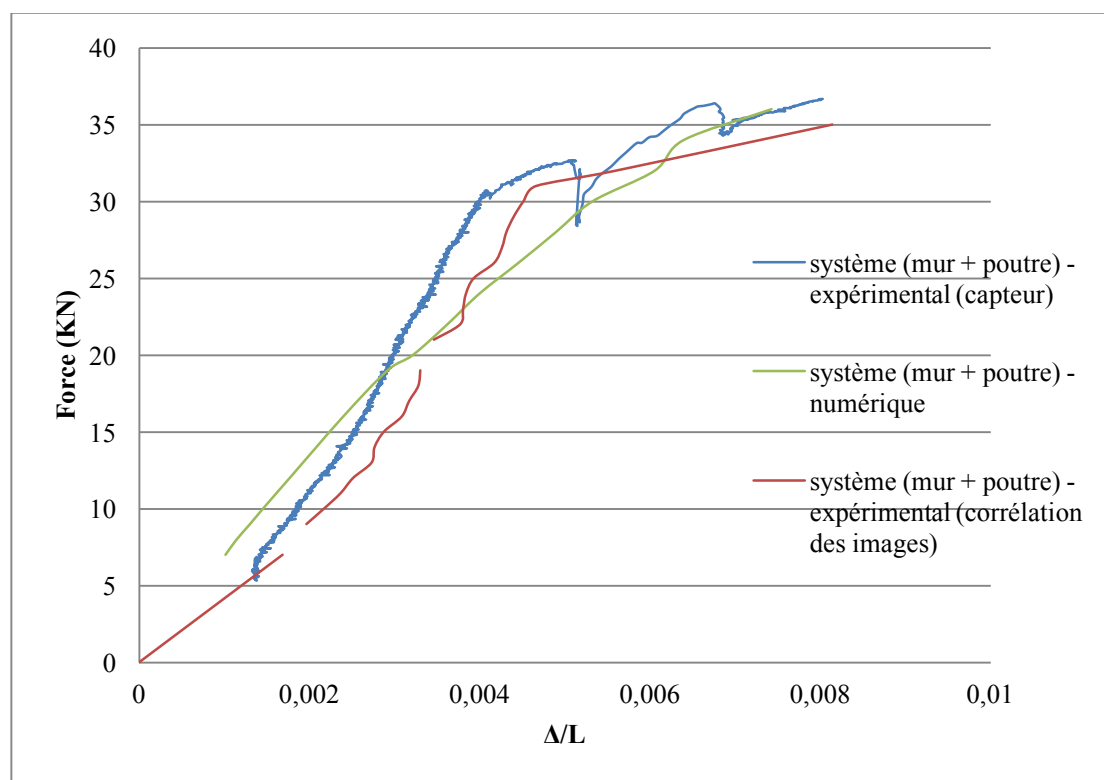


Figure 118 : Ratio de déflexion du système (mur F5 + poutre) selon la force verticale appliquée: enregistrement du capteur, modèle numérique et corrélation d'images

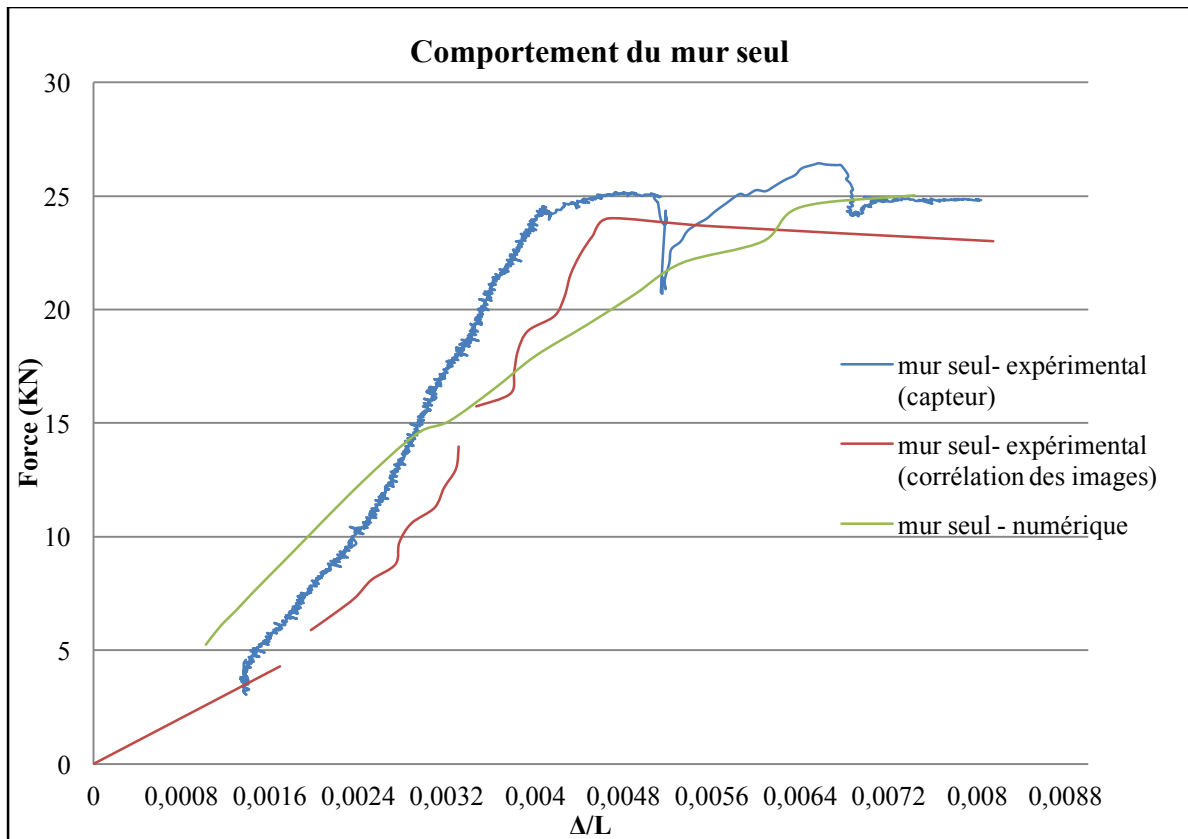


Figure 119 : Ratio de déflexion du mur F5 tout seul selon la force verticale appliquée: enregistrement du capteur, modèle numérique et corrélation d'images

La Figure 120 représente l'évolution de la rigidité globale  $E_s$  et de la rigidité instantanée  $E_i$  du mur pour les modèles expérimental et numérique. Une réduction de ces deux rigidités apparaît. En ce qui concerne la rigidité instantanée, des différences sont observées entre le modèle numérique et l'essai expérimental, similairement au mur F2. Ces différences sont principalement le fait d'une oscillation des valeurs expérimentales ne permettant pas de juger précisément cette rigidité instantanée. Pour cela, l'utilisation d'une moyenne mobile relative à la courbe expérimentale de la Figure 120 permet néanmoins de vérifier que les deux résultats sont plus ou moins proches. Nous remarquons qu'à la fin de l'essai, la rigidité instantanée diminue de 90% environ (numériquement), ce qui est compatible avec l'allure horizontale prise par la courbe de la Figure 119 relative au comportement du mur.

De son côté, la rigidité globale du mur présente des différences entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux dus aux mêmes raisons évoquées précédemment. Cela permet de représenter la similarité des résultats entre le modèle numérique et l'essai expérimental. La rigidité globale diminue de 35% (numériquement) à la fin de l'essai pour un ratio de déflexion égal à 0,0074, ce qui est similaire au résultat expérimental avec une réduction de 39% environ. En plus, on note que la poutre en bois utilisée en haut du mur s'est cassée lors de l'essai. La rupture de cette poutre a ainsi deux inconvénients sur le protocole expérimental : la répartition de la force verticale peut ne plus être uniforme le long de la longueur du mur. En plus, lorsque cette poutre se casse, on peut craindre une perte de la rigidité du système.



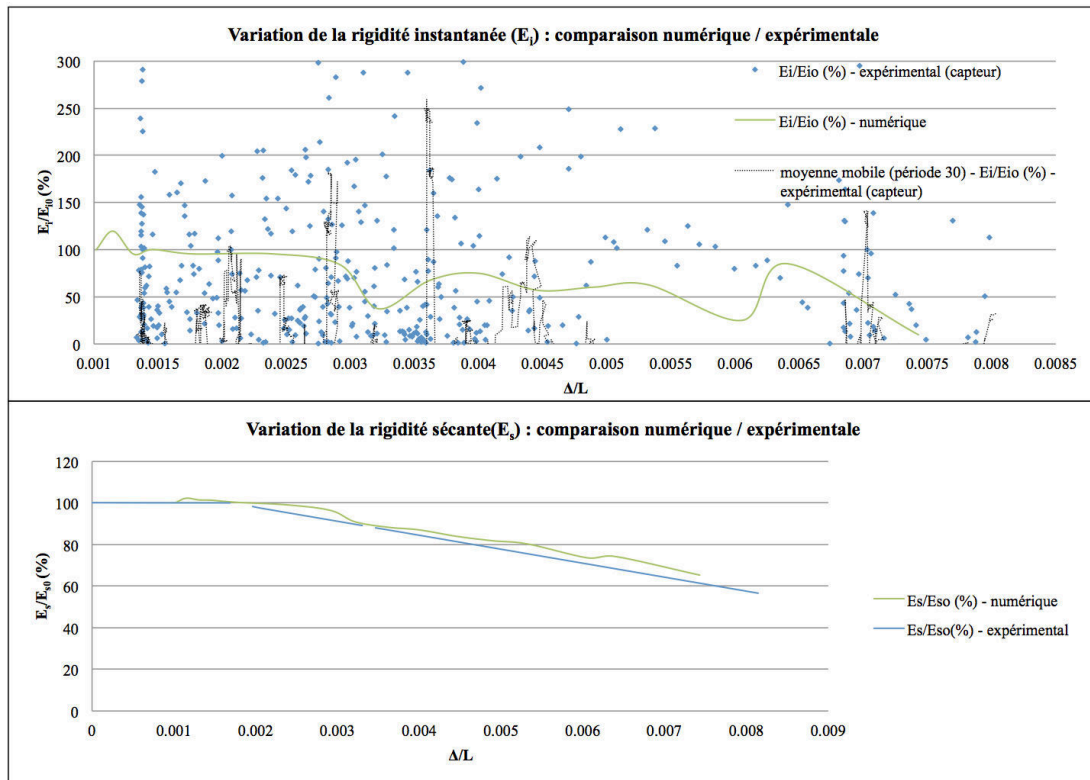


Figure 120 : variation de la rigidité (instantanée et globale) du mur F5 en fonction du ratio de déflexion subi

## 5 Conclusion

Ce chapitre a présenté la démarche expérimentale développée dans cette thèse. Des essais sur des murets et des murs en maçonnerie sont présentés et leurs résultats sont analysés. Dans un premier temps, des essais préliminaires sont décrits afin de caractériser le mortier utilisé, et afin de se familiariser avec la méthode de la corrélation d'image utilisée dans les essais. Des résultats de ce chapitre, on retiendra que :

- Un test de flexion à échelle réduite à l'aide d'un mur construit par des blocs en sucre a montré que la répartition des ouvertures des joints est diagonale. Cela a été validé par la modélisation numérique de l'essai sur UDEC. En plus, cette fissuration diagonale est similaire aux fissurations diagonales du mur F5, où le mortier utilisé est très fragile.
- Deux types de mortier sont étudiés dans les essais de flexion des murs en blocs de béton cellulaires : un mortier résistant et un mortier fragile. Des tests expérimentaux sont faits pour caractériser les propriétés mécaniques de ces deux types de mortier (résistance à la compression, résistance à la traction, raideur tangentielle).
- Les essais de flexion ont montré que le type de mortier affecte la propagation des fissurations dans le mur. Différents joints de mortier sont ouverts de façon diagonale pour le mur fabriqué à l'aide du mortier fragile. Tandis qu'une seule fissuration verticale est observée dans le cas du mur fabriqué avec du mortier résistant. Cela indique que les joints fragiles rendent un mur en maçonnerie

subissant une flexion, plus sensible aux efforts tranchants induits lors de la flexion du mur.

- La méthode de corrélations des images est efficace pour étudier le comportement des murs en maçonnerie en flexion. Les résultats de la corrélation d'images sont similaires aux résultats expérimentaux obtenus par les enregistrements du capteur de déplacement vertical.
- L'utilisation d'un modèle numérique bien calé est avantageuse car il donne des tendances similaires aux essais expérimentaux. L'utilisation de la méthode des éléments distincts est efficace pour simuler le comportement des murs en maçonnerie subissant une flexion.
- La réduction de la rigidité des murs en maçonnerie subissant une flexion est décrite dans ce chapitre. Les résultats des deux études (numérique et expérimentale) montrent que la rigidité des murs (globale et instantanée) en maçonnerie diminue en fonction de la déflexion qu'ils subissent. Ce résultat est cohérent avec les résultats du chapitre 4 où la rigidité des murs en maçonnerie diminue avec le tassement subi par ces murs.

La conclusion principale de ce chapitre est finalement de justifier la pertinence de l'utilisation de la modélisation numérique pour étudier l'évolution de la rigidité des ouvrages en maçonnerie en fonction du tassement différentiel qu'ils subissent.



## Chapitre 6. Conclusion

La recherche réalisée dans le cadre de cette thèse concerne l'étude de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie vis à vis de mouvements de terrains. Les risques de dégradation des constructions dus aux mouvements de terrains rendent impératif l'amélioration des méthodes d'évaluation des dommages des bâtiments faces à ces mouvements de terrains. Cette recherche est par ailleurs motivée par la diversité des méthodes permettant d'évaluer ces dommages, la diversité des paramètres utilisés comme seuils de dommage des bâtiments, ainsi que l'absence d'études concernant l'évolution de la rigidité des bâtiments endommagés par le tassement. Cette thèse participe donc à l'amélioration de l'étude du dommage des bâtiments subissant des tassements de terrains.

Les objectifs visés dans cette thèse sont doubles : le premier objectif vise à synthétiser les connaissances concernant les méthodes d'évaluation des dommages présentes dans la littérature, de les comparer, et d'améliorer ces méthodes. Le deuxième objectif vise à étudier l'évolution du comportement des bâtiments endommagés et en particulier l'évolution de leur rigidité qui est d'une grande importance pour l'étude des phénomènes d'interaction sol-structure et la prévision des tassements différentiels transmis par le terrain aux bâtis. Les principaux résultats obtenus sont le développement de courbes de fragilité, la proposition d'une surface de réponse permettant d'évaluer l'évolution de la rigidité d'un mur en maçonnerie en fonction du tassement différentiel qu'il subit et la mise en place d'un protocole expérimental de mesure de cette évolution de rigidité.

La synthèse bibliographique portant sur l'évaluation des dommages des bâtiments permet de conclure à la diversité des valeurs seuils de la déflexion relative et à la nécessité d'aborder cette problématique sous l'angle des incertitudes. Plus précisément, les valeurs seuils proposées par différents auteurs sont proches les unes des autres, mais il est apparu nécessaire de tenir compte des propriétés des bâtiments pour visualiser les plages de variation de ces seuils. Un paramètre unique, caractéristique de la sollicitation, a été pris en compte dans l'ensemble de ce travail. Il s'agit du ratio de déflexion, utilisé afin de visualiser le tassement différentiel transmis à la structure. La méthode analytique de Burland (1977) permettant de relier ce paramètre, aux propriétés mécaniques et géométriques du bâti a alors été utilisée. L'innovation proposée dans cette thèse a consisté à appliquer une méthodologie permettant de construire des courbes de fragilité. L'objectif de ces courbes est de prévoir les probabilités d'atteindre ou dépasser chaque niveau de dommage en fonction du tassement différentiel transmis aux bâtiments, et selon le type du bâti. Une typologie des bâtiments est alors définie. Elle est basée sur des intervalles de leurs propriétés géométriques (représentées par le ratio longueur sur hauteur du bâti) et de leurs propriétés mécaniques (représentées par le rapport du module d'Young équivalent de la maçonnerie sur son module de cisaillement équivalent). Une signification physique des intervalles est proposée en fonction du type de matériaux constituant la structure en maçonnerie (blocs et mortier). Les courbes de fragilité sont alors tracées à partir de simulation de Monte Carlo.

Le second résultat significatif porte sur une méthodologie numérique permettant d'évaluer l'évolution de la rigidité des bâtiments endommagés par des tassements.

Cette méthodologie numérique permet de modéliser le tassement sous forme d'un déplacement d'appui en base du bâtiment, et de relier ce déplacement d'appui, défini en termes de force de décharge en base, à la déflexion de la structure modélisée. Le logiciel utilisé est UDEC, se basant sur la méthode des éléments distincts. Les résultats montrent que la rigidité d'un bâtiment diminue avec l'endommagement qu'il subit. Un plan d'expérience a alors permis de proposer une formulation analytique généralisée de la variation de la rigidité des bâtiments, en fonction du tassement souffert, et de certaines propriétés (élancement  $L/H$ , cohésion des joints, rapport de rigidité des joints  $K_n/K_s$ ). Les équations obtenues montrent que les deux ratios  $L/H$  et  $K_s/K_n$  sont les plus intervenants dans la généralisation de ces équations.

Le troisième résultat significatif est la proposition d'un protocole expérimental développé pour mesurer l'évolution de la rigidité des ouvrages en maçonnerie et valider la méthodologie numérique. La principale difficulté était d'être fidèle au modèle numérique en appliquant une décharge aux murs en maçonnerie. Cette difficulté n'ayant pas pu être surmontée, des essais de flexion sont effectués sur un modèle formé par un mur en blocs de béton cellulaire supporté par une poutre simplement appuyée en ses extrémités. La variation des propriétés des matériaux constitutifs de la maçonnerie était considérée en prenant deux formules de mortier que nous avons formulées : un mortier résistant et un mortier très fragile. Les résultats expérimentaux sont récupérés au moyen d'un capteur de déplacement et au moyen de la corrélation d'images, et ils sont comparés aux résultats numériques d'un modèle similaire à l'essai de flexion effectué. Le modèle numérique ainsi effectué sur le logiciel UDEC est cohérent avec les résultats expérimentaux moyennant le calage des valeurs des deux raideurs normale  $K_n$  et tangentielle  $K_s$  des joints de mortier, dont nous avons une difficulté à mesurer leurs valeurs réelles de manière bien précise pour les deux mortiers considérés.

Ayant étudié l'évolution de la rigidité du bâti avec le mouvement subi, deux applications relatives à cette évolution sont présentées. L'objectif de ces deux applications est de montrer l'importance d'une prise en compte de l'évolution de la rigidité du bâti dans l'évaluation de la sévérité de son dommage et dans le phénomène d'interaction sol structure. Ces deux applications montrent qu'une fois la réduction de la rigidité du bâti en fonction de sa déflexion est prise en compte, le bâtiment est susceptible de subir un dommage plus sévère.

Différentes perspectives peuvent être proposées concernant la partie bibliographique, l'évaluation du dommage, l'évolution de la rigidité des bâtiments endommagés et l'interaction sol structure. On détaille ci-dessous les principales :

Concernant les mouvements étudiés, il est tout d'abord possible de poursuivre la recherche bibliographique en révélant l'effet de mouvements autres que les tassements de terrains sur les bâtiments (déformation horizontale du terrain, mouvements hors plan). En effet, nous avons considéré dans notre étude une déformation horizontale nulle du terrain. Cependant, cette déformation horizontale peut être non nulle. Dans ce cas, elle sollicite les bâtiments par des efforts divers (frottement en base de la structure, induction de déformations horizontales de la structure). Par ailleurs, une étude de la variation de la sévérité des dommages des

bâtiments en maçonnerie lors de mouvements hors plan peut être de grande importance.

Concernant le développement des courbes de fragilité, il est possible de les approfondir en améliorant les méthodes analytiques afin de développer une méthode adaptée aux poutres épaisses ( $L/H < 2$ ) puisque notre travail ne s'est intéressé qu'aux poutres élancées ( $L/H > 2$ ). Il sera également pertinent de tenir compte de l'évolution de la rigidité en fonction du ratio de déflexion subi par la structure. Néanmoins cette étape nécessite d'abord d'approfondir la formulation analytique généralisée de la variation de la rigidité des bâtiments.

Concernant l'évolution de la rigidité des bâtiments endommagés, il convient de couvrir une gamme plus importante de paramètres afin d'identifier l'importance de la longueur et de la hauteur (pour un même ratio  $L/H$ ), des propriétés des blocs (dimensions et rigidité) et des joints ( $K_n$ ,  $K_s$ ,  $C$  et  $\phi$ ). L'effet de la présence des ouvertures devra également être étudié.

Concernant le protocole expérimental, il convient de développer une approche plus fidèle au protocole numérique, permettant de générer un déplacement d'appui en base (par l'intermédiaire de vérins si possible) afin de simuler de façon plus précise les tassements de terrains transmis aux bâtiments en surface et d'éviter l'effet de confinement associé au chargement supérieur.

## Références

- ABBAS FAYAD Atallah (2004) - *Etude de stabilité de fontis au toit des carrières souterraines et traitements apportés aux conséquences induites en surface* - Thèse préparée à l'institut national polytechnique de Lorraine.
- AISSAOUI K. (1999)- *Amélioration de la prévision des affaissements dans les mines à l'aide des approches empiriques, numériques et analytiques* - Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- ARCAMONE J. (1980) - *Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle* - Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- ATTEWELL P.B. et YEATES J. (1984) - *Tunnelling in soil. Ground movement and their effects on structures* - Surrey University Press, edited by ATTEWELL et TAYLOR.
- BACKES H.P. (1985) - *On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints (in German)* - Dissertation, Aachen University of technology, Aachen, Allemagne.
- BHATTACHARYA S. & SINGH M. (1984) - *Proposed criteria for subsidence damage to buildings* - Rock mechanics in productivity and protection, 25st Symposium on rock mechanics, pp.747-755.
- BICANIC N., STIRLING C., PEARCE C.J. (2002) - *Discontinuous modelling of structural masonry* - Fifth World Congress on Computational Mechanics, Vienna, Austria.
- BJERUM L. (1963) - *Contribution to the discussion* - Sect. 6, 6th E.C.S.M.F.E. Wiesbaden, Vol. 2, pp. 135-137.
- BOSCARDIN M.D., CORDING E.J. (1989) - *Building response to excavation-induced settlement* - Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, N°1.
- BRUHN R. W., McCann W. S., SPECK R. C. & GRAY R. E. (1982) - *Damage to structures above active underground coal mines in the northern appalachian coal field* - First int. conf. on stability in underground mining, chapter 47, pp. 1022-1046.
- BURLAND J. B. et WROTH C. P. (1974) - *Settlement of buildings and associated damage* - Conf. settlement of structures, pp. 611-654.
- BURLAND J. B., BROMS B.B. et DE MELLO V.F.B. (1977). *Behaviour of foundations and structures* - 9<sup>th</sup> Int. conf. on soil mechanics and foundations engineering, Tokio. 2; pp. 495-546
- BURLAND J. B. (1995) - *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Earthquake geotechnical engineering, Editions Ishihara, Balkema, pp. 1189-1201*
- BUI T. T. (2013) – *Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan* - Thèse de doctorat, Institut des Sciences Appliquées de Lyon.
- Cellumat (2009) – *Construire BBC et passif sans isolants rapports, construire durable – catalogue*- France

- CHU T.C., RANSON W.F., SUTTON M.A., PETERS W.H. (1985) - *Applications of Digital image Correlation Techniques to Experimental Mechanics* - *Experimental Mechanics*, 25 (3), 232–244.
- Clerc P. (2001), “Mesure de champs de déplacements et de déformations par stéréovision et corrélation d'images numériques”, Thèse de doctorat, INSA Lyon/LMSO.
- COX D. W. (1980) - *Modelling stochastic behaviour using the friction table with examples of cracked brickwork and subsidence* - Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures, Cardiff (Avril 1980), Edité par GEDDES J. D., Pentech press, pp. 307-328.
- CUNDALL P. A. (1971a) - *A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems* - Proc. Int. Symp. Rock Fracture, ISRM, Nancy, Vol. 1, Paper II–8.
- CUNDALL P. A. (1971b) - *The measurement and analysis of acceleration in rock slopes* - Ph.D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London.
- DECK O. (2002) - *Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti ; Propositions pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti* – Thèse préparée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine.
- DECK O., SINGH A. (2010) - *Analytical model for the prediction of building deflections induced by ground movements* - International journal for numerical and analytical methods in geomechanics - Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. (2010) Published online in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com). DOI: 10.1002/nag.993
- DHANASERKAR M., PAGE A. W., KLEEMAN P. W. (1985) - *The failure of brick masonry under biaxial stresses* - Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 79 ,p. 295-313.
- DZEGNIUK B. et HEJMANOWSKI R. (2000) - *Evaluation of the damage hazard to building objects on the mining areas considering the deformation course in time* - International congress of the international society for mine surveying, septembre 2000, Cracovie, Pologne.
- ERNST M. (1997) - *Untersuchungen Zum Tragverhalten von bewehrten mauerwerk aus hochlochzieghn* - Research reports ; VDI series 4, No 137. Dusseldorf : VDI Verlag.
- FOUCHAL (2006) – *Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées* – Thèse préparée au sein du Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique, LMA CNRS à Marseille et du Groupe de Mécanique, Matériaux et Structures, GMMS à Reims
- FRANZIUS J.N., POTTS D.M. et BURLAND J.B. (2005) - *The response of surface structures to tunnel Construction* - Proceedings of the Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering. Issue GE1 Pages 3–17, Paper 13751.
- GEDDES J. D. (1980) - *Subgrade restraint and shearing force effects due to moving ground* - Proc. of the 2nd international conference on ground movements and structures, Cardiff (Avril 1980), Edité par GEDDES J. D., Pentech press, pp. 2288-306.
- GEDDES J. D. et KENNEDY D. (1984) - *Structural implications of horizontal ground strains ; Ground movement and their effects on structures* - Proc. Of the 3rd Int. Conf., Cardiff, édité par Geddes J. D., Pentech Press, 610-629.

- GEDDES J.D. (1984) - *Structural design and ground movements ; Ground movement and their effects on structures* - Surrey University Press, édité par ATTEWELL et TAYLOR.
- GIARDINA, G., HENDRIKS, M., and ROTS, J. (2015) - *Damage Functions for the Vulnerability Assessment of Masonry Buildings Subjected to Tunneling* - *J. Struct. Eng.*, 141(9), 04014212.
- HABY R. (1970) - *Déformations de la surface du sol sous l'influence des cavités souterraines* - Mémoire n°37, publication de l'institut de géographie de Nancy n°4.
- HAZUS (1999) - *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model - Technical and User Manuals* - Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., chapter 2.
- HAZUS (2003) - *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model - Technical and User Manuals* - Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- HENDRY A.W. (1978) - *A note of the strength of brickwork in combined cracking shear and compression* - *Proc. Brit. Ceram. Soc.*27.
- HILSDORF H.K. (1969) - *Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression, in: Designing, engineering and constructing with masonry products* - eds. F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, USA, p. 34-41.
- HOFFMANN G., SCHUBERT P. (1994) - *Compressive strength of masonry parallel to the bed joints* - *Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf.*, eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1453-1462.
- HOLLA L. (1992) - *Ground movement due to the mining of thick coal seams at shallow depths and its effect on surface structures* - *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 193-208
- JI-XIAN C. (1985) - *The effects of mining on buildings and structural precautions adopted* - 3e Int. Conf. Large ground movements and structures (Cardiff), pp.404-419.
- KAWULOK M. (1992) - *The protection of existing buildings subjected to large ground movements* - *Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures*. Pentech press (Londres), pp. 344-355.
- KRATZSCH H. (1983) - *Mining Subsidence Engineering* - Springer-Verlag.
- KLEPIKOV S. N. (1989) - *Performance criteria, allowable deformations of buildings and damages* - Rapport général, discussion de la session 28, 12eme congrès international de mécanique des sols et de travaux de fondation, Rio de Janeiro, pp. 2735-2744, traduit du russe.
- LOURENÇO P.B. (1996) - *Computational Strategies for Masonry Structures* - PhD thesis, Technical University Delft. Delft University Press, The Netherlands, ISBN 90-407-1221-2.
- MANN W., BETZLER M. (1994) - *Investigation on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry* - *Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf.*, eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary,

- Alberta, Canada, p. 1305-1313.
- McGUIRE R.K. (2004) - *Seismic Hazard and risk analysis* - EERI Earthquake Engineering research Institute.
- MEYERHOF G. G. (1979) – *Soil Structures Interaction and foundation* - General Report, 6th Panam, Conf. S.M.F.E., Lima, Vol. 1, pp. 109-140
- MINE SUBSIDENCE ENGINEERING CONSULTANTS – *Mine subsidence damage to building structures – Revision A – August 2007*
- MOUNAJED G. (1992) – *La Modélisation de la Maçonnerie Armée par la Méthode des Eléments Finis, Application aux Maçonneries de Petits Eléments Creux* – Thèse de doctorat préparée à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- NIEMIC (2001) - *Annulation des conséquences des déformations de la surface consécutives à une exploitation souterraine (traduit du polonais : "Usuwanie skutkow deformacji terenu powstalych w wyniku prowadzenia eksploatacji podziemnej")* - Konferencja naukowo techniczna.
- NATIONAL COAL BOARD (1975) - *Subsidence engineer's handbook*.
- NEUHAUS E. H. (1965) - *A.B.C. de la construction des maisons d'habitation en zones d'affaissements miniers* - Editions Eyrolles, traduit par SOOTS.
- NEAUPANE K.M and ADHIKARI N.R (2006) – *Prediction of tunnelling-induced ground movement with the multi-layer perceptron* - Tunelling and Underground Space Technology 21: 151-159.
- PAGE A. W. (1978) – *Finite Element model for masonry* – J. of Struc. Div., ST8, Aout 1978.
- PAGE A.W. (1981) - *The biaxial compressive strength of brick masonry* - Proc. Instit. Civ. Engrs., Part 2, 71, p. 893-906.
- PAGE A.W. (1983) - *The strength of brick masonry under biaxial compression - tension*. Int. J. Masonry Constr. , 3(1) , p.26-31.
- PECK (1969) – *Advantages and limitations of the observational methods in applied soil mechanics* - Géotechnique 1969 19:2, 171-187
- PELLISIER J. P. et WILLIAMS A. A. B. (1992) - *The cellular raft foundation for buildings over mined areas* - COMA, Symposium on construction over mined areas, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp.125-130.
- PELLISIER J. P., WILLIAMS A. A. B. and LUNT B.G. (1992) - *Predicting and assessing undermining- induced distress in typical South African buildings* - COMA, Symp. on construction over mined areas, Pretoria, South Africa, Mai 1992, pp.117-123.
- POLSHIN D. E., TOKAR R.A. (1957) – *Maximum Allowable Nonuniform Settlements of Buildings* - 4th I.C.S.M.F.E., Lima, Vol. 1, pp. 402-405
- POTTS D.M. et ADDENBROOKE T.I. (1997) - *A structure's influence on tunnelling-induced ground movements* - Proc. Incln. Civ. Engng, 125, 109 - 125.

- QUOC VIET DO (2010) - *Impacts des mouvements de terrains sur une structure type « maison individuelle ; modélisation de l'interaction sol-structure pour l'évaluation de la vulnérabilité du bâti* – Thèse préparée à l'Université Paris Est.
- RAFFARD D. (2000) – *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire: application aux ouvrages d'intérêt archéologique* – Institut National Polytechnique de Lorraine Nancy.
- REESE S., COUSINS W.J., POWER W.L., PALMER N.G., TEJAKUSUMA I. G. et NUGRAHADI S. (2007) -*Tsunami vulnerability of buildings and people in South Java* – Field observations after the July 2006 Java tsunami, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 7, 573–589.
- RICCERI G., SORANZO (1985) - *M. An analysis on allowable settlements of structures.* *Rivista Italiana di Geotecnica*, 4 177-188.
- RONALD T.E. et HOPE A.S. (2008) - *Loss Estimation models and metrics Risk Assessment* -modeling and Decision Support, pp. 135-157
- SOOTS P. (1969) - *Le phénomène des affaissements miniers et la prévention de ses conséquences dommageables* - Cahiers du CSTB n°96, cahier 836.
- SALAMON M. D. G. (1968) - *Elastic moduli of a stratified rock mass* - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 5, pp.519-527.
- SAEIDI A., DECK O. et VERDEL T. (2009) - Développement de fonctions de vulnérabilité analytiques en zone d'affaissement minier - AUGC, St-Malo.
- SAEIDI A. (2010) - *La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains; développement d'un simulateur de dommages*- Doctorate thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy.
- SCHMIDT B. (1969) – *A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground* – *Can Geotech J.*
- SHNEIDER H., SCHNELL W. (1978) – *Versurche ueber die shubtragfaehigkeit von mauerwerk betonwerk fertigteil* – *Tech.* Vol.44, No.7, pp.369-375.
- SKEMPTON A. W., MacDONALD D. H. (1956) – *The allowable settlements of buildings* - *Proc.I.C.E.*, Vol.5, pp.727-769
- SINGH. B. (1973) - *The response of buildings to excavation-induced ground movements* - Ph.D., thesis, Univ. Of Illinois at Urbana-champaign Urbana, III.
- SON M. et CORDING E.J. (2007) - *Evaluation of building stiffness for building response analysis to excavation-induced ground movements* - *J. Geotech. Engng ASCE* 133, No. 8, 995-1002
- SOOTS P. (1969) - *Le phénomène des affaissements miniers et la prévention de ses conséquences dommageables* - Cahiers du CSTB n°96, cahier 836.
- SPECK R.C. et BRUHN R.W. (1995) - *Non-Uniform Subsidence Ground Movement and Resulting Surface-Structure Damage* - *Environmental and Engineering Geoscience*, Vol. 1, N°1, pp. 61-74.
- SPENCE R.J.S., KELMAN I., BAXTER P.J., ZUCCARO G. et PETRAZZUOLI S. (2005) - *Residential building and occupant vulnerability to tephra fall* - *Journal of*



Natural Hazards and Earth System Sciences. 5 : 477-494.

STACEY et BAKKER (1992) - *The erection or construction of buildings and other structures on undermined ground* - COMA, Symposium on Construction over mined areas, Afrique du Sud, pp. 282- 288.

STAFFORD S.B., RAHMAN K.M.K. (1972) - *The variation of strength of brickwork in vertically loaded brick walls* – Proc. Of the Inst. Of civil eng., Vol.43, n°.689, pp.689-700, London 1972.

TOMLINSON M.J. (1980) – *Foundation Design and construction* - 4th ed., Pitman Intern., London.

TERZAGHI K., PECK R.B. (1948) – *Soil Mechanics in engineering Practice* - 1st ed., J. Wiley and Sons, New York.

TRITSCH J.J., (1987) - *Carrière souterraine de Belle Roche: Examen des conditions actuelles de stabilité* - Cerchar Industrie: réf: GAI-JTr/JS 87 (1)-98 71-1833/01.

TUNG S.H., SHIH M.H., SUNG W.P. (2008) - *Development of digital image correlation method for analyzing crack of brick wall. Experimental Techniques - Sadhana - Academy Proceedings in Engineering Science*, 33: Part 6, 767-779.

URBANIK W. et OSBORNE V.J. (1986) - *Monitoring and predictive modelling of subsidence in the west Moreton coalfield* - Symp. on ground movement and control related to coal mining, AusIMM Illawarra branch, 324-333.

VACHAT J.C. (1982) - *Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne. Etude théorique et pratique de l'évolution des fontis* - Mémoire présenté au conservatoire national des arts et métiers, chaire de géologie appliquée aux bâtiments et aux travaux publics.

WAGNER H., SCHÜMANN E.H.R. (1991) - *Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods* - J.S. Afr. Inst. Min. Metall., Vol. 91, No. 7, Juillet 1991, pp.221-231.

# Annexe 1

Cette annexe représente les constituants des cinq formules de mortier que nous avons fabriquées et testées, comme déjà présenté dans les sections 4.1.1.2 et 4.1.1.3 du chapitre 5. Nous remarquons que théoriquement, nous n'avons pas prévu d'utiliser des superplastifiant, mais afin d'assurer la rapidité des essais, nous avons ajouté des superplastifiant pour les différentes formules fabriquées. Les constituants sont présentés pour chaque mètre cube de mortier.

**Tableau 37 : Composition des cinq formules de mortier fabriquées**

		Formule n°1			Formule n°2			Formule n°3			Formule n°4			Formule n°5		
		1 m <sup>3</sup>		Exp : x cc	1 m <sup>3</sup>		Exp : x cc	1 m <sup>3</sup>		Exp : x cc	1 m <sup>3</sup>		Exp : x cc	1 m <sup>3</sup>		Exp : x cc
		M	V	927	M	V	927	M	V	927	M	V	927	M	V	927
		kg.	l.	cl.	kg.	l.	cl.	kg.	l.	cl.	kg.	l.	cl.	kg.	l.	cl.
Ciment C		354,2	112,4		295,3	93,7		233,2	74,0		164,0	52,1		70,3	22,3	
Eau E		242,7	242,7		242,7	242,7		242,7	242,7		242,7	242,7		242,7	242,7	
Sable "0/2"		1456,3	568,2		1456,3	568,2		1456,3	568,2		1456,3	568,2		1456,3	568,2	
Filler F		108,3	41,7		157,0	60,4		208,2	80,1		265,3	102,0		342,6	131,8	
superplastifiant SP		0,0	0,0		0,0	0,0		0,0	0,0		0,0	0,0		0,0	0,0	
Air occlus		---	35,0		---	35,0		---	35,0		---	35,0		---	35,0	
Masse Volumique (MV) fraiche théorique		2161	1000,0		2151	1000,0		2140	1000,0		2128	1000,0		2112	1000,0	
E/C		0,69			0,82			1,04			1,48			3,45		
SP expérimental		2,5			2,5			2,5			2,5			1,5		
Fluidité LCL (sec.)		4,5			4,4			4,4			3,6			3		
MV fraiche exp.		2,207			2,201			2,154			2,109			2,139		
		Ep. 1	Ep. 2	Ep. 3	Ep. 1	Ep. 2	Ep. 3	Ep. 1	Ep. 2	Ep. 3	Ep. 1	Ep. 2	Ep. 3	Ep. 1	Ep. 2	Ep. 3
Démoulage	Masse Ep.	543	539	539	540	534	533	519	518	517	503	500	506	499	505	501
	Delta M	-74	2,111		-83	2,092		-100	2,023		-111	1,965			1,960	
Etuvage	Masse Ep.	533	529	526	532	526	522	511	510	506	491	489	494	487	494	489
	Delta M	-107	2,068		-110	2,057		-127	1,988		-146	1,919		-173	1,914	

# Annexe 2

Cette annexe représente un essai expérimental de flexion réalisé sur un mur en sucre.

## 1 Introduction

Cette annexe représente un essai expérimental de flexion réalisé sur un mur en sucre. L'objectif principal de cet essai réalisé à petite échelle est de tester l'approche expérimentale sur un modèle réduit et d'appréhender les difficultés qui pourront se rencontrer pour les essais réels de dimension plus importante et utilisant des blocs de béton cellulaire et du mortier. La propagation de la séparation des blocs en fonction de la flexion subie par ce mur sera présentée.

Nous avons appliqué des forces sur un mur en en sucre supporté par une poutre en bois, simplement appuyée à ses extrémités. Une poutre de faible épaisseur (1cm environ) est utilisée afin de pouvoir la fléchir sous des faibles chargements. Le suivi de la flèche du système avec la force appliqué était difficile à cause des contraintes reliées à assurer la stabilité hors plan du mu en bloc de sucre. Cependant le comportement des blocs (séparation des blocs) est visualisé pendant l'essai afin de donner une idée sur le comportement des murs en maçonnerie subissant une flexion en terme de fissuration et séparation des blocs avec la flexion.

## 2 Montage expérimental

Il s'agit de fabriquer un petit muret en blocs de sucre de 32,4 cm de longueur et de 14,4 cm de hauteur, supporté par une poutre en bois simplement appuyée en ses extrémités. La longueur de la poutre qui le supporte est égale à 1 m, son épaisseur est de 1 cm. La force est appliquée en deux points de cette poutre (Figure 121). L'effort vertical est directement appliqué sur la poutre car il s'est avéré impossible de l'appliquer sur les blocs de sucre, à cause de leur fragilité et de la difficulté d'assurer la stabilité du muret. Cet essai est réalisé à l'Institut Universitaire de Technologie à Nancy. Le banc de flexion utilisé est le banc BED 100.

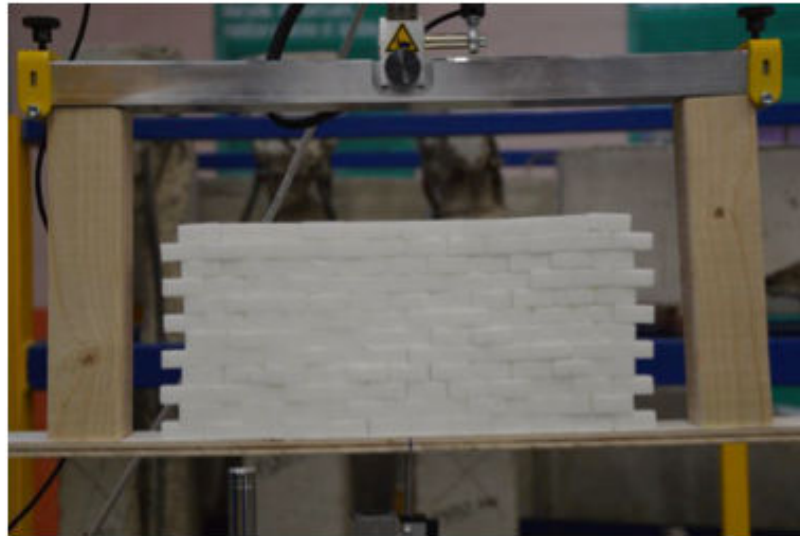
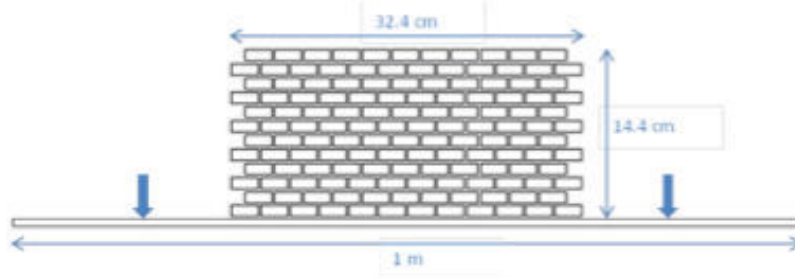


Figure 121 : Modèle expérimental : flexion d'un mur en blocs de sucre

Le Tableau 38 représente les propriétés des blocs de sucre et de la poutre de bois.

Tableau 38 : Propriétés de la poutre et des blocs de sucre

Poutre de bois			Blocs de sucre		
Dimensions (cm <sup>3</sup> )	Densité (kg/m <sup>3</sup> )	Module d'Young (MPa)	Dimensions du bloc (cm <sup>3</sup> )	Poids (g)	Densité (kg/m <sup>3</sup> )
100*6*1	560	389	1,2*2,7*1,7	5,95	1080

### **3 Réalisation de l'essai – résultats**

Une fois le dispositif équipé selon la Figure 121, la force verticale est appliquée au moyen des deux tiges de bois qui apparaissent dans le montage. La vitesse de l'effort vertical est de 5 N/s.

Avec l'évolution du chargement vertical, les ouvertures entre les blocs commencent à apparaître. Une propagation diagonale de ces ouvertures apparaît (Figure 122). Pour une flèche de 4,6 cm, une rupture totale du mur est visualisée. La partie gauche du mur s'est effondrée.

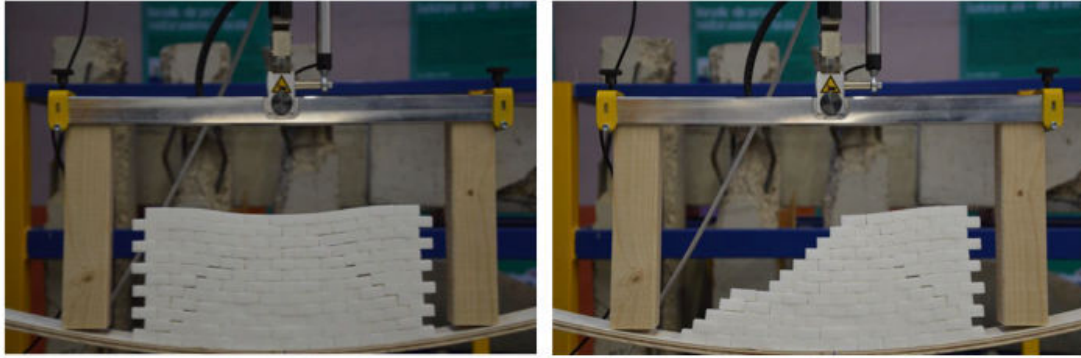


Figure 122 : Comportement du mur lors de la flexion

Ce résultat expérimental (comportement du mur subissant une flexion) est similaire au résultat de Bicanic (2002). Bicanic (2002) a modélisé expérimentalement l'affaissement d'un sol sous un mur en maçonnerie à joints secs. La position du tas

se situe au milieu du mur. Ce bâti à joints secs est de 2 m\*0,5 m\*1 m (longueur\*hauteur\*épaisseur). Il est constitué en assemblant 150 briques de dimension 200\*50\*100 mm (longueur \*hauteur \*épaisseur) (Figure 123). Il est supporté par trois plateformes, l'une est mobile, et les deux autres fixes. Le comportement des blocs de maçonnerie dû à l'affaissement causé par le déplacement de la plateforme était similaire au comportement des blocs de sucre de notre essai. Les ouvertures entre les blocs avaient une propagation diagonale (Figure 123).

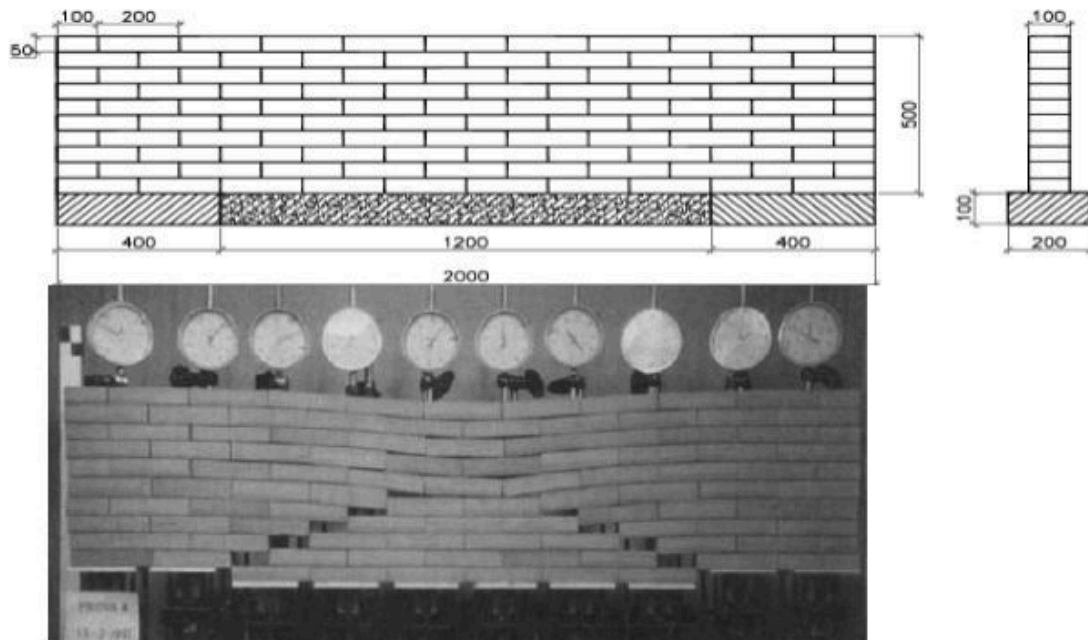


Figure 123 : Modèle de Bicanic (2002)- tassement appliqué à un mur en maçonnerie

#### 4 Modélisation numérique avec UDEC

L'essai concernant les murs en blocs de sucre est modélisé numériquement par le logiciel UDEC. Or nous n'avons pas des propriétés exactes du comportement des joints entre les blocs de sucre, des valeurs considérées par Bui (2010) ont été retenues.

Les valeurs des rigidités tangentielles et normales des joints sont prises très faibles (Bui, 2010), et les paramètres de la cohésion, de la résistance à la traction et l'angle dilatant sont nulles (Bui, 2010). La Figure 124 représente la modélisation numérique de l'essai de flexion du mur en blocs de sucre.

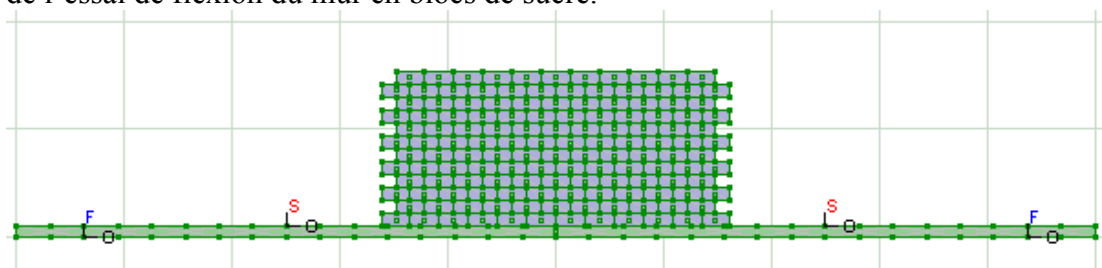


Figure 124 : Modélisation numérique de l'essai expérimental : mur en blocs de sucre – le symbole « s » représente la force appliquée et le symbole « F » représente la fixation des nœuds (supports sur lesquels s'appuie la poutre en bois)

## 5 Comparaison entre le modèle numérique et le modèle expérimental

Un comportement du mur similaire au modèle expérimental est obtenu dans le modèle numérique (Figure 125). Le mur en sucre suit le mouvement de la poutre en bois dans les deux cas expérimental et numérique (Figure 125). La propagation des ouvertures entre les blocs est diagonale. La Figure 125 représente la corrélation des résultats expérimentaux et numériques. Pour un tassement de 4 cm, l'ouverture des fissurations est de l'ordre de 1 mm.

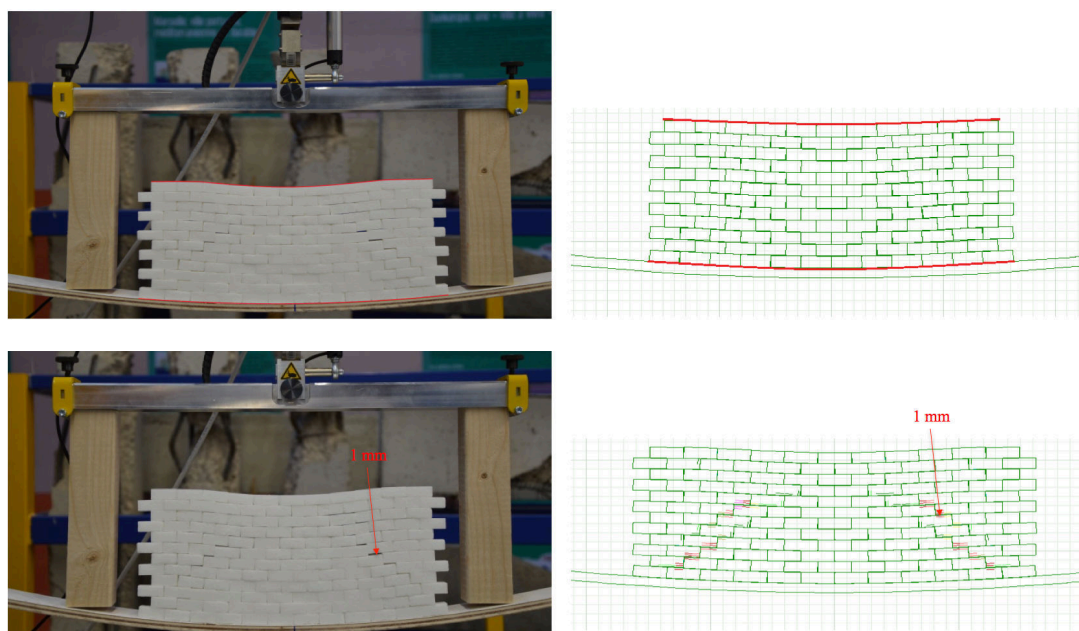


Figure 125 : Comparaison des modèles expérimental et numérique

## 6 Conclusion

Cet essai expérimental était mis en œuvre afin de visualiser le comportement des blocs lorsqu'un mur subit une flexion. Une propagation diagonale des fissures est observée. Cependant, un suivi des ouvertures ainsi que de l'évolution de la rigidité est

impossible dans cet essai. La cause est due au fait que les blocs de sucre constituent une échelle très réduite et ils ont des propriétés loin des propriétés réelles de la maçonnerie.

# Etude de la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie soumis à des mouvements de terrains et élaboration de critères d'évolution de leur rigidité

## Résumé:

L'objectif principal de cette recherche est l'étude du dommage des bâtiments en maçonnerie subissant des tassements différentiels. Cette contribution, en s'appuyant sur la modélisation numérique, les méthodes analytiques et sur l'expérimentation, vise à une meilleure compréhension du comportement des structures en maçonnerie. Ce problème trouve diverses applications en ingénierie avec par exemple les maisons situées dans des zones de creusement de tunnels, ou des zones subissant des affaissements de terrains.

L'étude bibliographique met en évidence la diversité des méthodes permettant de catégoriser le dommage des bâtiments subissant des tassements. La cohérence de ces méthodes est étudiée. En particulier, le travail porte sur l'étude de l'influence des propriétés mécaniques des bâtiments sur les valeurs seuils proposées pour catégoriser le dommage. Une étude de sensibilité est mise en œuvre afin de proposer des intervalles de seuils dépendant des propriétés des bâtiments. Cette incertitude est alors formalisée par le développement de courbes de fragilité permettant de quantifier en terme de probabilité la sévérité du dommage pour différents types de bâtiments.

En addition, la rigidité des bâtiments subissant des mouvements de terrains est un paramètre important pour étudier les phénomènes d'interaction sol-structure et évaluer les tassements différentiels transmis par le terrain aux structures. L'évolution de cette rigidité en fonction du dommage associé aux tassements n'est pas étudiée dans la littérature. Une méthodologie d'étude de la variation de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction du tassement transmis a été développée au moyen de modélisations numériques (logiciel UDEC). Des formulations analytiques sont alors proposées pour relier la réduction de la rigidité des bâtiments en fonction du tassement subis et de leurs propriétés. Une procédure expérimentale est mise en place afin de valider la méthodologie numérique.

En conclusion, les deux principales contributions de cette thèse sont 1) une amélioration de l'évaluation du dommage des bâtiments en fonction de leurs propriétés, au moyen des courbes de fragilité et 2) le développement d'une méthodologie numérique permettant d'évaluer l'évolution de la rigidité des bâtiments en maçonnerie en fonction du tassement qu'ils subissent et en fonction de leurs propriétés.

**Mots clés :** Vulnérabilité, maçonnerie, tassements, dommages, rigidité, courbes de fragilité, ratio de déflexion



# Study of the vulnerability of masonry buildings subjected to ground movements and elaboration of their stiffness evolution criteria

## **Abstract:**

The main purpose of this research is the assessment of the damage of masonry buildings undergoing differential settlements. This contribution, which is based on numerical modeling, analytical methods and experimentation, aims for a better understanding of the behavior of masonry structures. The treated issue may be applied in different engineering fields, as for example the case of buildings located in tunneling areas or in areas suffering land subsidence.

The bibliography survey presents a diversity of methods to categorize the damage of buildings undergoing settlement. This variety of methods, parameters and thresholds used to qualify the severity of the damage, prompted us to study the consistency of these methods, and the effect of the properties of masonry buildings - undergoing ground movements - on proposed threshold values. A sensitivity analysis on building properties is implemented in order to propose thresholds values intervals that depend on buildings properties. This uncertainty is then taken into account with the development of fragility curves that aim quantifying the damage in terms of probability according to a typology of buildings.

In addition, the stiffness of buildings undergoing ground movements plays a very important role in studying the phenomenon of soil-structure interaction. However, the evolution of the stiffness of the damaged building due to settlements is not investigated in the literature. Numerical modeling (UDEEC) is used to develop a methodology for the study of the stiffness variation of masonry buildings in relation to the settlement suffered by the structure. Analytical formulations are proposed to relate the reduction of the stiffness of the buildings with regard to the suffered settlement, and depending on the buildings properties. Some experimental tests are performed to validate the numerical methodology.

Finally, the two main results are 1) improvement in the assessment of buildings damage with the drawn of fragility curves and 2) the numerical methodology to formulate the changes in the stiffness of masonry buildings according to the suffered settlement, and according to their properties.

**Keywords:** vulnerability, masonry, settlements, damage, stiffness, fragility curves, deflection ratio