



**HAL**  
open science

# Contribution à l'étude de murs maçonnés renforcés par matériaux composites (FRP et TRC) : application aux sollicitations dans le plan

Thi Loan Bui

► **To cite this version:**

Thi Loan Bui. Contribution à l'étude de murs maçonnés renforcés par matériaux composites (FRP et TRC) : application aux sollicitations dans le plan. Génie civil. Université Claude Bernard - Lyon I, 2014. Français. NNT : 2014LYO10133 . tel-01609920

**HAL Id: tel-01609920**

**<https://theses.hal.science/tel-01609920>**

Submitted on 4 Oct 2017

**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.

Année 2014

THESE DE L'UNIVERSITE DE LYON

Délivrée par

L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD LYON 1

ECOLE DOCTORALE MEGA

Spécialité : Génie Civil (Matériaux et Structures)

DIPLOME DE DOCTORAT

(arrêté du 7 août 2006)

Soutenue publiquement le 20 juin 2014

par

Thi Loan BUI

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE MURS MACONNES RENFORCES PAR MATERIAUX COMPOSITES (FRP et TRC). APPLICATION AUX SOLLICITATIONS DANS LE PLAN

JURY

Rapporteurs :	Mme. Tine TYSSMANS, M. J.A.O. BARROS,	Professeur des Universités Professeur des Universités
Examineurs :	M. Amen AGBOSSOU,	Professeur des Universités
Directeur de thèse :	M. Emmanuel FERRIER,	Professeur des Universités
Co-directeurs de thèse :	M. Amir SI LARBI, Mme. Nadège REBOUL,	Professeur des Universités Maître de Conférences

---

---

# UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

## **Président de l'Université**

Vice-président du Conseil d'Administration  
Vice-président du Conseil des Etudes et de la Vie Universitaire  
Vice-président du Conseil Scientifique  
Directeur Général des Services

## **M. François-Noël GILLY**

M. le Professeur Hamda BEN HADID  
M. le Professeur Philippe LALLE  
M. le Professeur Germain GILLET  
M. Alain HELLEU

## **COMPOSANTES SANTE**

Faculté de Médecine Lyon Est – Claude Bernard  
Faculté de Médecine et de Maïeutique Lyon Sud – Charles  
Mérieux  
Faculté d'Odontologie  
Institut des Sciences Pharmaceutiques et Biologiques  
Institut des Sciences et Techniques de la Réadaptation  
Département de formation et Centre de Recherche en Biologie  
Humaine

Directeur : M. le Professeur J. ETIENNE  
Directeur : Mme la Professeure C. BURILLON  
  
Directeur : M. le Professeur D. BOURGEOIS  
Directeur : Mme la Professeure C. VINCIGUERRA  
Directeur : M. le Professeur Y. MATILLON  
Directeur : Mme. la Professeure A-M. SCHOTT

## **COMPOSANTES ET DEPARTEMENTS DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE**

Faculté des Sciences et Technologies  
Département Biologie  
Département Chimie Biochimie  
Département GEP  
Département Informatique  
Département Mathématiques  
Département Mécanique  
Département Physique  
UFR Sciences et Techniques des Activités Physiques et Sportives  
Observatoire des Sciences de l'Univers de Lyon  
Polytech Lyon  
Ecole Supérieure de Chimie Physique Electronique  
Institut Universitaire de Technologie de Lyon 1  
Ecole Supérieure du Professorat et de l'Education  
Institut de Science Financière et d'Assurances

Directeur : M. F. DE MARCHI  
Directeur : M. le Professeur F. FLEURY  
Directeur : Mme Caroline FELIX  
Directeur : M. Hassan HAMMOURI  
Directeur : M. le Professeur S. AKKOUCHE  
Directeur : M. Georges TOMANOV  
Directeur : M. le Professeur H. BEN HADID  
Directeur : M. Jean-Claude PLENET  
Directeur : M. Y.VANPOULLE  
Directeur : M. B. GUIDERDONI  
Directeur : M. P. FOURNIER  
Directeur : M. G. PIGNAULT  
Directeur : M. C. VITON  
Directeur : M. A. MOUGNIOTTE  
Directeur : M. N. LEBOISNE



---

---

## REMERCIEMENTS

Ces recherches ont été effectuées au sein du laboratoire de Génie Civil et Ingénierie Environnementale (LGCIE) site Bohr, dont je remercie le professeur Emmanuel Ferrier qui m'a accueillie en tant que directeur de site et directeur de thèse. Il a su donner des axes originaux et porteurs à ces recherches.

Je remercie vivement mon codirecteur de thèse, M. Amir Si Larbi, et lui suis très reconnaissante pour m'avoir initiée à la recherche et avoir dirigé cette thèse. Son fort investissement pour la recherche, son dynamisme, sa grande disponibilité, et des conseils précieux m'ont permis de mener à bien ce travail.

Je ne peux pas oublier de remercier ma deuxième codirecteur de thèse, Mme. Nadège Reboul, qui a amorcé mon goût de la recherche. J'ai tellement appris grâce à son fort investissement pour la recherche, son dynamisme et sa très grande disponibilité, des interrogations, des conseils scientifiques, ... De plus, avec sa sensibilité, sa connaissance sur la difficulté de la vie de thèse, elle m'a toujours supporté et encouragé tout le long de ma durée de thèse et notamment dans ces derniers moments.

J'adresse mes sincères remerciements à Mme. Tine TYSSMANS, Professeur à l'université Vrije de Brussel (Belgique) et à M. Joaquim Antonio Oliveira BARROS, Professeur à l'université de Minho (Portugal) pour m'avoir fait l'honneur d'examiner ce mémoire et lui apporter ainsi l'accréditation de la communauté scientifique, ainsi que pour leur présence en tant que membre du jury.

Aussi, j'adresse mes sincères remerciements à M. Amen AGBOSSOU, professeur à l'université de Savoie pour enrichir le jury de sa présence en tant qu'examineur.

La réalisation des campagnes expérimentales a été simplifiée et parfois affinée grâce à la participation active et à l'expérience des techniciens Emmanuel Janin, Jonathan Laroue que je remercie à cet effet.

Ensuite, je remercie à M. Laurent Michel, M. Eric Jacquelin et M. Ahmed Boufera de leurs aides, leurs renseignements pour mon travail de monitrice et d'ATER pendant la vie de ma thèse.

Je remercie aussi l'ensemble des membres du LGCIE site Bohr pour leur aide et leur bonne humeur au cours de ces années passées au laboratoire : les maîtres de conférences M. Xuan Hong VU, M. Bruno Jurkiewicz ; les secrétaires du laboratoire Mme. Samira Souidi et notamment Mme. Anissa Benyoub. Je remercie tous les doctorants notamment Angel Junes qui est toujours disponible pour nous aider à mettre en marche des instruments expérimentaux ; Thanh Hai Nguyen, Kanchana Kong, Turath Gharib, pour leur disponibilité de leurs conseils et discussion ; Adeline Confrère, Anne Hallonet pour leur aide pour améliorer ma langue française.

Enfin, une grande merci à mes amis, à ma famille, mes parents, mes beaux-parents et particulièrement à mon mari Duc Thinh NGUYEN et mon petit cœur Hien Long NGUYEN pour leur soutien, leur patience et leurs encouragements tout au long des travaux de recherche. Grâce à eux, je peux déstresser et recharger pour arriver à la fin de la vie de cette thèse.

---

---

## TABLE DES MATIERES

<b>RESUME .....</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>3</b>
<b>CHAPITRE 1: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....</b>	<b>6</b>
<b>1.1. Introduction.....</b>	<b>6</b>
<b>1.2. Comportement des maçonneries non renforcées à l'échelle matériau.....</b>	<b>6</b>
1.2.1. Matériaux constitutifs de la maçonnerie.....	6
1.2.1.1. Eléments de brique.....	6
1.2.1.2. Eléments de mortier.....	8
1.2.1.3. Commentaires.....	8
1.2.2. Comportement des assemblages briques/mortier.....	9
1.2.2.1. Comportement en compression.....	9
1.2.2.2. Comportement en traction.....	15
1.2.2.3. Comportement sous chargement bi- axial.....	17
1.2.2.4. Comportement en cisaillement.....	19
1.2.2.5. Comportement sous chargement hors plan.....	25
1.2.2.6. Commentaires.....	26
<b>1.3. Comportement des maçonneries non renforcées à l'échelle du composant de structure.....</b>	<b>26</b>
1.3.1. Comportement dans le plan.....	27
1.3.1.1. Sollicitation statique monotone.....	27
1.3.1.2. Sollicitations cycliques.....	32
1.3.1.3. Comparaison des sollicitations.....	33
1.3.1.4. Commentaires.....	35
1.3.2. Comportement hors plan.....	36
1.3.3. Conclusion.....	38
<b>1.4. Comportement des maçonneries renforcées (à l'échelle du composant de structure) .....</b>	<b>38</b>
1.4.1. Renforcement par FRP.....	39
1.4.1.1. Définition du matériau composite FRP.....	39
1.4.1.2. Renforcement des murs maçonnés renforcés par FRP.....	42
1.4.2. Renforcement par TRC.....	63
1.4.2.1. Présentation du matériau TRC.....	63
1.4.2.2. Renforcement des murs maçonnés par TRC.....	82
1.4.2.3. Evaluation comparative des renforcements par FRP et TRC.....	88
<b>1.5. Synthèse et conclusion.....</b>	<b>91</b>
<b>CHAPITRE 2: APPROCHE EXPERIMENTALE- ECHELLE MATERIAU.....</b>	<b>93</b>
<b>2.1. Introduction.....</b>	<b>93</b>
<b>2.2. Comportement des éléments constitutifs de la maçonnerie.....</b>	<b>94</b>
2.2.1. Briques en béton.....	94
2.2.2. Mortier.....	94
<b>2.3. Essais de compression sur des murets maçonnés .....</b>	<b>95</b>
2.3.1. Méthodologie de l'essai et géométrie du muret.....	95
2.3.2. Procédure expérimentale.....	96
2.3.2.1. Banc d'essai.....	96
2.3.2.2. Instrumentation des essais.....	97

2.3.3.	Résultats .....	98
2.3.3.1.	<i>Les modes de rupture</i> .....	98
2.3.3.2.	<i>Identification des propriétés</i> .....	98
<b>2.4.</b>	<b>Essais de cisaillement de type push-out</b> .....	<b>102</b>
2.4.1.	Méthodologie et géométrie des spécimens .....	102
2.4.2.	Banc d'essai et instrumentation .....	103
2.4.3.	Résultats .....	104
2.4.3.1.	<i>Courbes contrainte de cisaillement – déformation</i> .....	104
2.4.3.2.	<i>Modes de rupture</i> .....	106
2.4.3.3.	<i>Relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte de compression</i> .....	107
<b>2.5.</b>	<b>Synthèses et conclusions</b> .....	<b>110</b>
<b>CHAPITRE 3: APPROCHE EXPERIMENTALE – ECHELLE DU COMPOSANT DE STRUCTURES</b> .....		<b>111</b>
<b>3.1.</b>	<b>Introduction</b> .....	<b>111</b>
<b>3.2.</b>	<b>Les corps d'épreuve</b> .....	<b>111</b>
3.2.1.	Murs de maçonnerie .....	111
3.2.2.	Renforcement des murs par matériaux composites FRP et TRC .....	112
3.2.2.1.	<i>Caractéristiques des renforts composites FRP</i> .....	112
3.2.2.2.	<i>Caractéristiques des renforts composites TRC</i> .....	113
3.2.2.3.	<i>Caractéristiques des ancrages par composite à base de polymère renforcé de fibre FRP</i> .....	115
3.2.3.	Configurations de renforcement .....	116
3.2.3.1.	<i>Stratégies de renforcement</i> .....	116
3.2.3.2.	<i>Configurations de renforcement par FRP</i> .....	116
3.2.3.3.	<i>Configurations de renforcement par TRC</i> .....	117
3.2.4.	Mise en œuvre des renforts et des ancrages .....	118
3.2.4.1.	<i>Mise en œuvre des renforts</i> .....	118
3.2.4.2.	<i>Mise en œuvre des ancrages</i> .....	119
<b>3.3.</b>	<b>Programme d'essais</b> .....	<b>120</b>
3.3.1.	Dispositifs et procédure d'essais .....	120
3.3.2.	Instrumentations de l'essai .....	122
<b>3.4.</b>	<b>Résultats et discussions</b> .....	<b>123</b>
3.4.1.	Comportement global .....	123
3.4.2.	Modes de rupture .....	129
3.4.2.1.	<i>Mur non-renforcé</i> .....	129
3.4.2.2.	<i>Murs renforcés par FRP</i> .....	130
3.4.2.3.	<i>Murs renforcés par TRC</i> .....	132
3.4.3.	Déformation des deux diagonales .....	133
3.4.4.	Déflexion latérale .....	134
3.4.5.	Comportement local .....	135
3.4.5.1.	<i>Mur non renforcé</i> .....	136
3.4.5.2.	<i>Murs renforcés par FRP</i> .....	136
3.4.5.3.	<i>Murs renforcés par TRC</i> .....	139
<b>3.5.</b>	<b>Conclusions</b> .....	<b>141</b>
<b>CHAPITRE 4: MODELISATION NUMERIQUE</b> .....		<b>142</b>
<b>4.1.</b>	<b>Introduction</b> .....	<b>142</b>
<b>4.2.</b>	<b>Etat de l'art sur la modélisation des maçonneries</b> .....	<b>142</b>
4.2.1.	Approches de la modélisation d'une maçonnerie non renforcée .....	142

4.2.2.	Modèles macroscopiques pour les maçonneries non renforcées .....	143
4.2.2.1.	<i>Approches selon la théorie de l'homogénéisation</i> .....	143
4.2.2.2.	<i>Approches phénoménologiques</i> .....	145
4.2.3.	Modèles micromécaniques pour les maçonneries non renforcées .....	149
4.2.3.1.	<i>Modélisation par la méthode des éléments discrets (MED)</i> .....	149
4.2.3.2.	<i>Modélisation micro - mécanique par la méthode des éléments finis</i> .....	152
4.2.4.	Conclusions sur la modélisation de maçonnerie non-renforcée .....	157
<b>4.3.</b>	<b>Etat de l'art des modélisations de maçonnerie renforcée .....</b>	<b>158</b>
4.3.1.	Maçonneries renforcées par FRP .....	158
4.3.1.1.	<i>Modélisation homogénéisée des renforts FRP compris avec la maçonnerie</i> .....	158
4.3.1.2.	<i>Modélisation explicite des renforts FRP</i> .....	159
4.3.2.	Maçonneries renforcées par TRC .....	160
4.3.2.1.	<i>Modélisation du TRC comme un matériau homogène</i> .....	160
4.3.2.2.	<i>Modélisation du TRC comme un matériau hétérogène</i> .....	161
4.3.3.	Commentaires sur la modélisation de maçonneries renforcées par composites .....	162
<b>4.4.</b>	<b>Conclusion et orientation de modélisation numérique dans notre étude .....</b>	<b>162</b>
<b>4.5.</b>	<b>Modélisation des essais .....</b>	<b>163</b>
4.5.1.	Simulation des maçonneries non-renforcées .....	163
4.5.1.1.	<i>Géométrie, chargements et conditions aux limites</i> .....	163
4.5.1.2.	<i>Comportement des matériaux</i> .....	165
4.5.1.3.	<i>Maillage</i> .....	168
4.5.1.4.	<i>Méthode de résolution de la non-linéarité</i> .....	170
4.5.1.5.	<i>Calage des paramètres du modèle</i> .....	171
4.5.1.6.	<i>Comparaisons entre résultats numériques et expérimentaux à l'échelle du matériau</i> .....	172
4.5.1.7.	<i>Comparaisons entre résultats numériques et expérimentaux à l'échelle du composant de structure : mur non renforcé</i> .....	176
4.5.1.8.	<i>Conclusion sur la simulation de maçonnerie non-renforcée</i> .....	180
4.5.2.	Simulation des murs maçonnés renforcés par matériaux composites FRP .....	180
4.5.2.1.	<i>Comportement des matériaux constitutifs</i> .....	181
4.5.2.2.	<i>Maillage</i> .....	183
4.5.2.3.	<i>Calage des paramètres pour le modèle microplane</i> .....	184
4.5.2.4.	<i>Résultats</i> .....	184
4.5.2.5.	<i>Conclusion sur la modélisation des murs renforcés par FRP</i> .....	190
4.5.3.	Simulation des murs maçonnés renforcés par matériaux composites TRC .....	190
4.5.3.1.	<i>Modélisation homogène du TRC</i> .....	190
4.5.3.2.	<i>Modélisation hétérogène du TRC</i> .....	193
4.5.3.3.	<i>Conclusion sur la modélisation des murs maçonnés renforcés par TRC</i> .....	195
4.5.4.	Conclusions et perspectives .....	195
<b>CHAPITRE 5: MODELISATION ANALYTIQUE .....</b>	<b>197</b>	
<b>5.1.</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>197</b>
<b>5.2.</b>	<b>Calcul prévisionnel de la charge à rupture de muret maçonné sous compression uni-axiale .....</b>	<b>197</b>
5.2.1.	Revue des modèles analytiques .....	197
5.2.1.1.	<i>Modèles théoriques</i> .....	197
5.2.1.2.	<i>Modèles empiriques</i> .....	201
5.2.2.	Evaluation de la résistance à la compression des murets maçonnés expérimentaux .....	202
<b>5.3.</b>	<b>Calcul prévisionnel de la charge à rupture de mur non-renforcé sous compression-cisaillement combinés .....</b>	<b>204</b>
5.3.1.	Modèles simplifiés .....	204
5.3.1.1.	<i>Flexion</i> .....	204

5.3.1.2.	<i>Cisaillement</i> .....	206
5.3.1.3.	<i>Glissement</i> .....	208
5.3.2.	Evaluation la charge à rupture de mur non-renforcé .....	209
<b>5.4.</b>	<b>Calcul prévisionnel de la charge à rupture de murs renforcés sous compression-cisaillement combinés</b> .....	<b>210</b>
5.4.1.	Modèles existants .....	210
5.4.1.1.	<i>Flexion</i> .....	210
5.4.1.2.	<i>Cisaillement</i> .....	211
5.4.1.3.	<i>Commentaires</i> .....	219
5.4.2.	Evaluation de la résistance latérale des murs (expérimentaux) renforcés.....	219
5.4.2.1.	<i>Flexion</i> .....	220
5.4.2.2.	<i>Cisaillement</i> .....	231
5.4.2.3.	<i>Discussion</i> .....	234
<b>5.5.</b>	<b>Conclusions</b> .....	<b>235</b>
<b>CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES</b> .....		<b>237</b>
Conclusions.....		237
Perspectives .....		238
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....		<b>240</b>
<b>ANNEXES</b> .....		<b>257</b>
<b>Annexe 2.</b>	<b>Expérimentale – échelle du matériau</b> .....	<b>257</b>
Annexe 2.1.	Résultats des murets sans arase sous compression uniaxiale .....	257
Annexe 2.2.	Relation contrainte – déformation moyenne des capteurs LVDT de deux joints verticaux (push-out avec joints horizontaux).....	258
Annexe 2.3.	Relation contrainte – déformation moyenne des capteurs LVDT de deux joints verticaux (push-out sans joints horizontaux) .....	262
<b>Annexe 3.</b>	<b>Expérimentale – échelle composant de structure</b> .....	<b>266</b>
Annexe 3.1.	Evolution de déformations des renforts FRP le long de la hauteur du mur .....	266
Annexe 3.2.	Evolution de déformations des renforts FRP le long de la largeur du mur .....	268
Annexe 3.3.	Evolution de déformations des renforts TRC le long de la hauteur et de la longueur du mur.....	269
<b>Annexe 4.</b>	<b>Modélisation numérique</b> .....	<b>270</b>
Annexe 4.1.	Convergence du maillage .....	270
Annexe 4.2.	Etude paramétrique .....	275
Annexe 4.3.	Comportement global lors qu'on applique seul le modèle « concrete » pour le mortier .....	283
Annexe 4.4.	Comportement local des jauges du mur non renforcé sous charge de compression. ....	283
Annexe 4.5.	Modèle microplane (Influence de différents paramètres de modèle microplane sur le comportement en compression uniaxiale).....	284
Annexe 4.6.	Résultats numériques des murets et des push-out pour le cas : modèle concrete pour le mortier et microplane pour les briques .....	285
Annexe 4.7.	Résultats numériques du mur non – renforcé pour le cas : modèle concrete pour le mortier et microplane pour les briques .....	286
Annexe 4.8.	Comparaison numérique-expérimental des courbes de force-déformation à mi-hauteur ; le long de deux diagonales et des déformations locales (affichées par des jauges de déformation) des murs renforcés par FRP. ....	288
Annexe 4.9.	Comparaison numérique-expérimental des courbes de force-déformation à mi-hauteur ; le long de deux diagonales et des déformations locales (affichées par des jauges de déformation) du mur MRTRC2 (mur renforcé par trois couches de TRC), le cas application de l'approche homogène pour le TRC, l'épaisseur d'une couche de TRC est égale à 2,5mm.....	297

## RESUME

Les présents travaux, à caractère numérique-expérimental, visent à approfondir la connaissance relative au comportement de murs maçonnés, principalement ceux renforcés par matériaux composites vis-à-vis de sollicitations dans leur plan (flexion composée). Ils s'inscrivent dans le cadre de la réhabilitation du patrimoine bâti vis-à-vis du risque sismique notamment du fait de la reconsidération du zonage en France rendu depuis peu plus exigeant. Aussi, d'un point de vue technologique, cette thèse vise à apprécier, évaluer et hiérarchiser l'intérêt et les potentialités de solutions de renforcement mobilisant des matériaux composites, à base polymère ainsi que des composites textile-mortier de nouvelle génération, couplés à des ancrages mécaniques ayant vocation à mieux valoriser ce type d'options.

Deux échelles d'analyse ont été retenues dans le cadre de la partie expérimentale. A l'échelle du matériau, dans le but de caractériser finement les matériaux constitutifs de la maçonnerie de briques de béton creux et de générer des jeux de données aussi pertinents que fiables, notamment en prévision de la modélisation numérique, des essais de compression uni-axiale et de push-out à l'échelle « réduite » ont été conduits et ont permis de souligner, en accord avec la littérature, la nécessité de tenir compte de l'interaction brique-mortier, de consolider la compréhension des mécanismes d'endommagement et de rupture des éléments de maçonnerie tout en mettant en lumière l'importance relative des dispersions obtenues.

A l'échelle du composant de structure, une campagne expérimentale de flexion composée portant sur six murs, dont un mur témoin, a été conduite sous sollicitations de flexion composée dans le plan des murs avec pour impératif la nécessité de restituer les conditions limites et de sollicitations sous séisme, tout en limitant le champ de l'étude au volet statique monotone en vue d'éprouver les solutions valorisées (matériaux composites et ancrage). Cette partie a permis, au-delà de la mise en avant des bonnes dispositions en termes de capacité portante, d'une part, de caractériser comparativement le comportement de ces éléments tant à l'échelle globale (déplacement, capacité de déformation et de dissipation d'énergie, etc.) qu'à l'échelle locale (endommagement, déformations localisées, etc.) via une instrumentation judicieuse, et d'autre part de cerner l'importance des ancrages mécaniques vis-à-vis des sollicitations étudiées.

L'approche numérique, de type éléments finis, a été mise à profit dans un deuxième temps pour tenter de restituer le comportement des murs (à l'échelle locale et globale). Sur la base d'une lecture bibliographique critique c'est l'approche micromécanique qui a eu nos faveurs. La modélisation a été conduite en trois dimensions (3D) à l'aide du logiciel ANSYS. Ainsi, les briques et le mortier sont modélisés indépendamment mais liés parfaitement. Deux variantes ont été proposées pour la modélisation de la maçonnerie saine et leur adéquation a été évaluée. Le premier modèle s'appuie sur un couplage entre le modèle de béton d'Ansys en traction et un comportement multilinéaire en compression pour modéliser le mortier, les briques sont supposées pourvues d'un comportement élasto-plastique bilinéaire pour lequel la résistance en compression de la brique est le seuil de la phase élastique. Dans le deuxième modèle, plus en phase avec les constats expérimentaux, seul le comportement des briques est modifié en introduisant un comportement post-pic adoucissant. En ce qui concerne la modélisation des murs renforcés par matériaux composites, ces derniers (FRP et TRC) ont été considérés comme parfaitement liés au substrat de maçonnerie. Toutefois, si le renfort de type FRP est modélisé par un comportement homogène orthotrope, le TRC, rarement modélisé jusqu'à lors, est simulé via deux approches (homogène et hétérogène) dans le but d'apprécier leur pertinence. Le modèle numérique proposé tend à sous-estimer les capacités de déformation des murs maçonnés mais permet une estimation satisfaisante des charges ultimes supportées par ces structures et une



identification correcte, en cohérence avec les ruptures observées expérimentalement, des zones de faiblesse de la maçonnerie.

Enfin, la dernière partie a permis, via la mobilisation des résultats obtenus, une évaluation critique des nombreux modèles issus de la littérature, souvent empiriques et/ou restrictifs, en soulignant l'opportunité d'intégrer de manière plus explicite des lois de comportement réalistes et de considérer éventuellement des approches énergétiques plus en adéquation avec les mécanismes de dissipation mis en lumière, notamment dans le cas des composites TRC.

**Mots clés :**

Murs maçonnés renforcés, matériaux composites, FRP, TRC, comportement dans le plan, modélisation,

## ABSTRACT

This study, using both experimental and numerical approaches, will help to better understand the behaviour of masonry walls. It especially focuses on walls reinforced with composite materials under in-plane loading conditions. In France, more stringent seismic design requirements for building structures have taken effect. So, this research has been initiated in an effort to define reliable strengthening techniques. The selected reinforcement materials are (1) – fiber reinforced polymer (FRP) strips using E-glass and carbon fabrics and (2) – an emerging cement-based matrix grid (CMG) system. The composite strips are mechanically anchored into the foundations of the walls to improve their efficiency.

The experimental program involves different levels of analysis. Small-scale models of block masonry structures, carried out with less than ten bricks, are tested. The objective is to obtain a coherent set of data, characterizing the elementary components (hollow bricks and mortar) and their interface, in order to provide realistic values of the parameters required in the foreseen modelling. Shear bond strength has been obtained from triplets and 7-uplets and compressive masonry strength from running bond prisms. These experimental results improve the knowledge of the main damage mechanisms and failure modes of masonry but they suffer from high scattering.

At laboratory (large) scale, six walls have been submitted to shear-compression tests - five of them are reinforced and the last one acts as a reference. All the walls share the same boundary and compressive loading conditions, which are chosen to ensure a representative simulation of a seismic solicitation. Nevertheless, masonry walls performances and anchor efficiency are only evaluated under monotonic lateral loadings. A comparative study on global behaviour (displacements, deformation capacity, energy dissipation,...) as well as on local mechanisms (local strains, damage,...) is carried out and highlights in particular that strengthened walls exhibit a high increase in shear resistance.

Moreover, a 3D finite-element analysis using ANSYS has been performed to help understand the behaviour of unreinforced and strengthened walls. A micro-mechanical approach is adopted: bricks and mortar are modelled separately and linked together by a perfect bond. The Ansys concrete model, capable of cracking, is coupled with a multi-linear plasticity model in compression to describe mortar joints. In a first attempt, bricks exhibit a bilinear behaviour law where the brick compressive strength is the elastic threshold; but this model fails to reproduce the resistances of the strengthened walls. To compensate for these overestimations and capture the experimental resistances, a post-pic softening behaviour is preferred for the bricks. To model strengthened walls, all composite strips are supposed to be perfectly linked with the masonry and a linear elastic law is used for the FRP reinforcements. TRC strips are either described by means of a linear law or represented using a heterogeneous approach where matrix and textile grids are modelled separately. In this case, grids are represented using a smeared approach and are embedded within the matrix mesh. So, displacement compatibility is totally satisfied between the textile and the cementitious matrix. The proposed numerical model tends to underestimate walls capacity deformation but ultimate loads and failure modes are in coherence with experimental results.

Finally, existing analytical methods have been applied to assess unreinforced and strengthened walls performances. The results are then compared with the experimental data and a critical review is proposed. Existing models could be refined by taking into account more realistic behaviour laws and by relying on energy approaches to better reproduce dissipative mechanisms of TRC materials.

**Key words :**

Reinforced masonry walls, composite material, textile reinforced concrete, FRP, TRC, in-plane behavior, modeling

## INTRODUCTION

La maçonnerie est utilisée pour la construction des bâtiments et des ouvrages depuis des ères lointaines. Elle garde encore aujourd'hui sa place dans l'industrie de construction en dépit de l'utilisation intensive de matériaux de construction comme le béton ou l'acier.

Bien que d'une mise en œuvre simple (empilement de blocs de pierres ou de briques, avec ou sans mortier) la maçonnerie s'est révélée très fiable durant des siècles. Aussi, bien que dans une moindre mesure, d'autres spécificités lui sont généralement associées, on citera à cet effet de manière non exhaustive l'esthétique, la durabilité, l'isolation phonique, la protection contre le feu, etc.

Dès lors qu'on sait qu'une fraction non négligeable (à l'échelle mondiale la répartition est hétérogène, toutefois on observe une concentration marquée dans certaines régions, notamment, sur le pourtour méditerranéen) de bâtiments existants est en maçonnerie et qu'il n'est pas rare que ces édifices revêtent une importance socio-historique de premier plan, on conçoit aisément l'attention portée à ce type d'ouvrages dans un contexte sismique *a fortiori* lorsqu'une réévaluation haussière de l'aléa sismique est mise en œuvre comme en France.

En effet, les séismes ont souligné, souvent de manière aussi dramatique que spectaculaire, la vulnérabilité très accusée des ouvrages maçonnés (Figure 0-1 à Figure 0-4) notamment du fait de la nature des efforts mis en jeu lors d'un tremblement de terre et les faibles potentialités des joints de mortier sollicités prioritairement en cisaillement. Schématiquement, les murs pouvant être sollicités dans leur plan ou hors de leur plan avec des implications prioritairement structurelles dans le premier cas et des incidences essentiellement sur le matériel ou les occupants dans le deuxième cas. Bien que les sollicitations hors plan ne soient pas à négliger du fait des dommages potentiellement engendrés, il n'en reste pas moins que la préoccupation majeure des praticiens (au sens extensif, intégrant ainsi la communauté scientifique) reste les sollicitations dans le plan des murs.

L'ensemble de ces éléments expliquent dans une large mesure les besoins croissants en termes de réparation et/ou renforcement du patrimoine maçonné et l'opportunité d'identifier et d'éprouver des stratégies aussi judicieuses qu'adaptées au contexte (efficacité, commodité de mise en œuvre, hiérarchie du cahier des charges, coûts économique et environnemental, ...etc.) qui est rendu plus exigeant par l'avènement du code européen de construction parasismique, l'Eurocode8 (EC8).



*Tokyo (1923)*

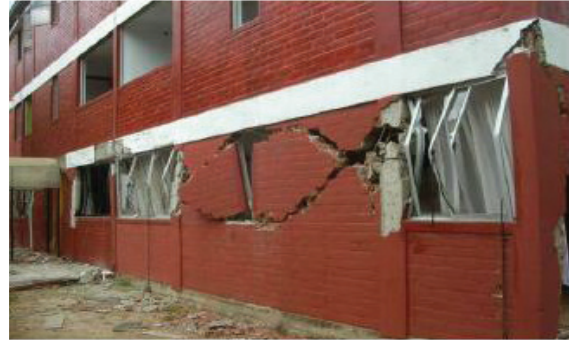


*Santa Monica (1994)*

**Figure 0-1 : Rupture par cisaillement dans le plan des murs**



*Coaliga (1983)*



*Chilé (2010)*

**Figure 0-2 : Rupture hors plan des murs**



*Santa Crus, Loma Prieta (1989)*

**Figure 0-3 : Rupture combinée dans le plan/hors plan des murs**



*Algérie (2003)*

**Figure 0-4 : Rupture totale**

Si plusieurs techniques cohabitent actuellement sur le vaste marché de la réparation et du renforcement, il n'en demeure pas moins que le recours aux matériaux composites à base polymère PRF (Polymère Renforcé par des Fibres), du fait notamment de leur légèreté, de leur facilité de mise en œuvre et du très faible surcroît de poids induit, ont souvent les faveurs des maîtres d'œuvre. Pour autant, les PRF pour intéressants qu'ils soient demeurent toutefois



mécaniquement perfectibles dans la mesure où les taux de travail enregistrés sont rarement satisfaisants justifiant ainsi la nécessité d'envisager des dispositifs technologiques de nature à optimiser les performances des PRF. A cet égard l'adjonction d'ancrages mécaniques (entre la maçonnerie et son support) est susceptible d'améliorer le rendement des composites et plus globalement le comportement des éléments de maçonnerie ainsi renforcés.

En outre, tout en préservant voire en améliorant les capacités dissipatives des éléments renforcés dans un contexte général de développement durable associé à des exigences de conditions d'hygiène et sécurité renforcées, il convient d'envisager une alternative aux PRF correspondant à une moindre empreinte énergétique (en privilégiant les fibres de verre à celles en carbone) et présentant des conditions de mise en œuvre plus en phase avec les exigences actuelles (circulaire Reach) en substituant les résines époxydiques, généralement usitées dans le cas des PRF, par des matériaux cimentaires. Dans cette optique les composites textile-mortier TRC (Textile Reinforced Concrete), qui consistent à combiner avantageusement un mortier adapté à granulométrie fine à des textiles techniques de dernière génération, gagneraient à être valorisés.



**Figure 0-5 : Exemple de renforcement des bâtiments en maçonnerie par FRP [Sika limited (2003)]**

Dès lors les considérations précédentes situent le contexte de notre travail dont l'objectif est d'évaluer comparativement, à plusieurs échelles tant expérimentalement que via des simulations numériques, le comportement de murs maçonnés renforcés par matériaux composites à base de matrice polymère (FRP) et de mortier (TRC) et dotés d'ancrage dont il convient d'évaluer l'intérêt tant mécanique que technologique. Les principaux points traités sont déclinés de la manière suivante :

- Caractérisation expérimentale fine du comportement de la maçonnerie à l'échelle du matériau,
- Consolidation de la compréhension des mécanismes (potentiellement différenciés) d'endommagement et de rupture de murs maçonnés non-renforcés autant que renforcés par ces deux types de matériaux composites et dotés d'ancrage à travers des sollicitations compression-cisaillement dans le plan des murs,
- Développement et tentative de validation d'un modèle efficace de modélisation à l'échelle micro- macro intégrant le renforcement composite et de nature à servir à terme d'outil d'optimisation des schémas de renforcement.

# CHAPITRE 1: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

## 1.1. Introduction

La vulnérabilité des maçonneries à l'aléa sismique a été mise en évidence dans la partie d'introduction. L'objectif de ce chapitre est de présenter une revue bibliographique pour mieux appréhender la complexité de la maçonnerie à différentes échelles et pour justifier la pertinence de l'analyse du comportement dans le plan des murs maçonnés renforcés par matériaux composites dotés d'ancrages. La section 1.2 fournit la classification, des éléments du comportement de maçonneries à différentes échelles et les méthodes de caractérisation afférentes. Dans la section 1.4, une description des matériaux composites à base de matrice polymère (FRP) et de matrice cimentaire (TRC) ainsi qu'une étude du comportement des murs maçonnés renforcés avec ces matériaux sont réalisées. Ce chapitre se terminera par une synthèse et une conclusion qui permettront d'identifier les objectifs de notre étude et de proposer une méthodologie pour arriver à ces objectifs.

## 1.2. Comportement des maçonneries non renforcées à l'échelle matériau

La compréhension du comportement de la maçonnerie à différentes échelles (micro- méso-macro) sous différentes conditions de chargement est nécessaire afin d'une part, d'identifier les éléments où s'initieront les désordres et fissures structurelles en cas de séismes et d'autre part d'améliorer les méthodes de calcul et de modélisation de la maçonnerie, toujours délicates en raison de la forte hétérogénéité (intrinsèque et induite) du matériau. Différentes méthodes expérimentales ont été proposées dans la littérature pour caractériser le comportement des maçonneries sous les sollicitations auxquelles elles sont généralement soumises.

### 1.2.1. Matériaux constitutifs de la maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composite dont les propriétés dépendent notamment de celles des matériaux constitutifs des briques et du mortier. Il convient donc en premier lieu de distinguer les différents types de constituants (brique, mortier) et de spécifier leurs propriétés mécaniques.

#### 1.2.1.1. Eléments de brique

Le premier constituant de la maçonnerie est l'élément de brique. Cet élément peut être classé selon le type de matériau (pierre, terre crue, ou cuite, béton,...), ou selon sa géométrie (brique pleine, cellulaire, creuse,..)

Les types de briques les plus anciens sont la pierre, la terre crue ou la terre cuite. La pierre taillée est souvent utilisée dans des ouvrages spécifiques (constructions historiques ou cathédrales,...). La pierre se présente comme un matériau lourd et cher mais ses résistances mécaniques sont élevées. La terre crue, fréquemment utilisée en tant que matériau de construction pour des bâtiments résidentiels dans certaines régions du monde, est très légère avec une bonne résistance à la compression mais ses résistances à la traction et au cisaillement sont très faibles. La maçonnerie en briques de terre cuite (briques pleines ou creuses) a été utilisée dans des constructions diverses (bâtiments, constructions historiques), ce type de brique est léger avec des bonnes résistances mécaniques.

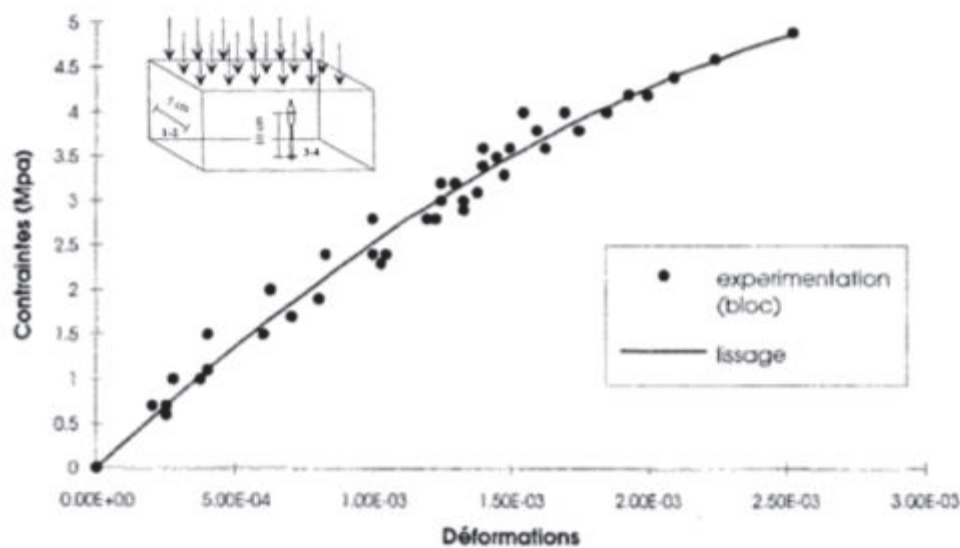
De nos jours, on utilise parallèlement des briques en béton, en béton léger, en béton cellulaire auto-clavé. C'est parmi les matériaux de construction conventionnels celui qui a le meilleur rapport qualité / prix. Le béton ordinaire fait partie des matériaux lourds. Les briques en béton

léger sont de meilleurs isolants que celles en béton de granulats ordinaires. Les briques en béton cellulaire sont extrêmement isolantes.

Les briques se caractérisent souvent par un comportement de type fragile ou quasi-fragile avec une rupture brutale du matériau. Les propriétés mécaniques les plus importantes de la brique sont donc le module d'élasticité, le coefficient de Poisson ainsi que les résistances à la compression et à la traction.

Pour déterminer la résistance à la compression, des essais de type compression uni-axiale selon les normes européennes ou les normes françaises sont utilisés (NF EN 771). La résistance à la traction est généralement déduite à partir de la résistance à la flexion des éléments.

Le module d'Young ainsi que le coefficient de Poisson de la brique peuvent être déterminés à partir d'essais de compression sur des éléments de brique (Fouchal [FOU(2006)], BUI [BUI(2013)]) (**Figure 1-1**) ou à partir d'essais de compression uni-axiale sur des murets maçonnés selon les recommandations [ASTM E474] ; [RILEM -1991] ou [EN1052-1 (1998)] comme utilisés dans les études de Hossain et al. [HOS(1997)], Gabor [GAB(2002)] ou Petersen [PET(2009)]. En principe, le module d'Young est déterminé à partir des courbes contrainte-déformation verticale dans la phase élastique comprise entre 5% et 30% de la résistance maximale, tandis que le coefficient de Poisson est déterminé à partir des courbes déformations verticale-horizontale de la brique. Le **Tableau 1-1** récapitule quelques propriétés mécaniques de matériaux constitutifs des éléments usuels.



**Figure 1-1 : Courbe de caractérisation en compression uniaxiale de brique cellulaire [LAT(1995)]**

**Tableau 1-1. Propriétés mécaniques des éléments. [HEN(1997)]**

Types de brique	Masse volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Module élastique (Mpa)	Coefficient de Poisson	Résistance compression (Mpa) [NF EN 771-]	Résistance traction (Mpa)
Granite	2600	50000	0,3	170	-
Calcaire	2000-2600	45000	0,2	5-25	25
Brique creuse	3000	5000	0,3	20	8
Brique pleine	3000	15000	0,2	40	4
Béton plein	2400	40000	0,3	10-40	4
Béton creux				4	1



### 1.2.1.2. Eléments de mortier

En général, le mortier de maçonnerie est un matériau qui sert de liant entre les briques de construction des murs. Par ailleurs, le mortier sépare les éléments et tend à former une surface de contact homogène entre les briques. Le mortier se compose d'un liant, de granulats et d'eau. Le liant peut être de nature variée. Les liants les plus usuels sont la chaux, le ciment portland et la terre argileuse.

- La terre argileuse est un type de liant qui est utilisé dans les constructions les plus anciennes. Les maçonneries de terre crue exigent une bonne protection contre les eaux pluviales sans laquelle une dégradation des joints et des briques elles-mêmes peut rapidement se produire.
- La chaux est utilisée dans des mortiers anciens et traditionnels. Ces mortiers sont souples mais leur résistance mécanique est faible et leur durcissement est lent.
- Le ciment de maçonnerie est largement utilisé dans la construction maçonnée à ce jour en raison de très bonnes caractéristiques mécaniques et d'un moindre coût.

La résistance à la compression, à la traction et les propriétés élastiques sont des propriétés mécaniques importantes du mortier. La résistance à la compression du mortier est parfois considérée comme le critère principal pour choisir le type de mortier, puisqu'elle est relativement facile à mesurer. Cette résistance dépend en grande partie de la formulation du mortier (**Tableau 1-2**) et du ratio eau/ciment (**Figure 1-2**).

L'influence du ratio ciment/eau sur la résistance à la compression du mortier dépend de sa classe, cette influence est la plus importante pour le mortier de classe I et est diminuée avec le mortier de classes II et III. Le **Tableau 1-2** présente des propriétés mécaniques de différents types de mortier.

### 1.2.1.3. Commentaires

Les matériaux des composants de maçonnerie sont très variés et leurs propriétés mécaniques les plus importantes peuvent être déterminées relativement facilement selon les recommandations des normes existantes. Toutefois, pour une description complète du comportement de la maçonnerie, l'assemblage de briques et de mortier doit être étudié : les phénomènes de prise et d'absorption d'eau du mortier dans la maçonnerie se distinguent du mortier seul (sans interaction avec les briques), préparé en éprouvette (Paulay et Priestley [PAU(1992)]). En outre, l'interaction entre les constituants (brique et mortier) conduit à des états de contrainte et de déformation très complexes qui ne peuvent pas être pris en compte par l'analyse individuelle de chaque élément constituant. L'ensemble ces facteurs suggèrent la nécessité d'étudier le comportement des assemblages maçonnés sous chargement uni-axial et multiaxial qui sera abordée dans la suite.

**Tableau 1-2. Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition. [HEN(1997)]**

Classe de mortier	Type de mortier			Résistance en compression (Mpa)		
	Ciment/chaux /sable	Ciment de maçonnerie/sable	Ciment/sable +adjuvant	Test laboratoire	Test in-situ	Normes d'essai
I	1/0,25/3	-	-	16	11	[EN1015-11] ou [RILEM-1994d]
II	1/0,5/4-4,5	1/2,5-3,5	1/3-4	6,5	4,5	
III	1/1/5-6	1/4-5	1/5-6	3,6	2,5	
IV	1/2/8-9	1/5,5-6,5	1/7-8	1,5	1,0	

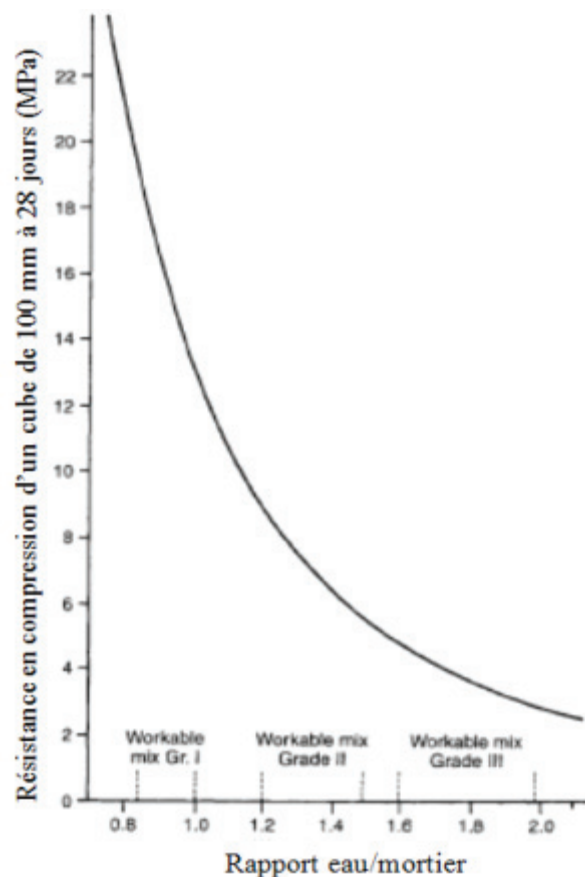


Figure 1-2 : Influence du rapport eau/ciment sur la résistance à la compression du mortier

## 1.2.2. Comportement des assemblages briques/mortier

### 1.2.2.1. Comportement en compression

#### (a) Essais de caractérisation

La résistance à la compression de la maçonnerie dans une direction normale aux plans de joints a souvent été considérée comme la propriété mécanique majeure. Le comportement à la compression uni-axiale d'une maçonnerie est traditionnellement obtenu par un essai de compression simple.

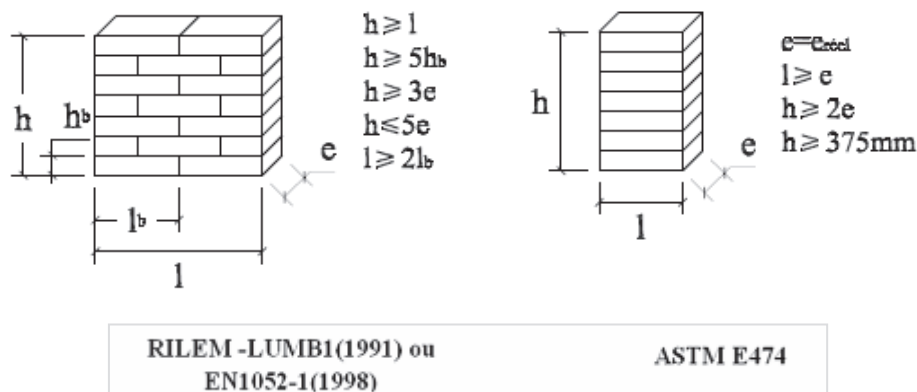


Figure 1-3 : Spécimens de RILEM- LUMB1, EN1052-1(1998), ASTM E474

Ces essais de compression uni-axiale peuvent être effectués sur des assemblages respectant les recommandations ASTM E474, RILEM –LUMB1 ou EN1052-1, **Figure 1-3**.

**(b) Courbe contrainte – déformation longitudinale**

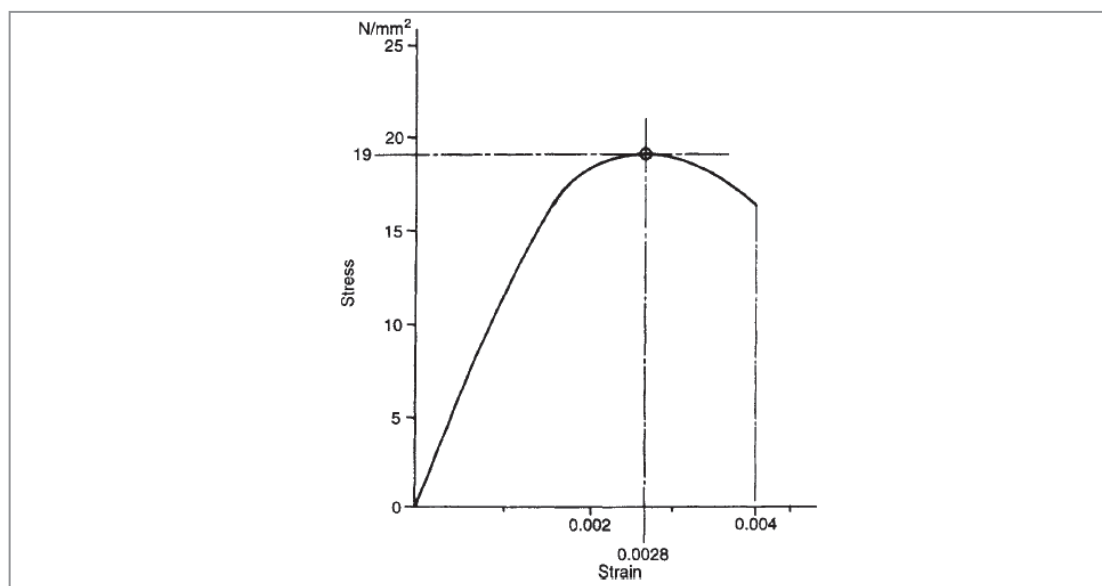
Grâce à des essais expérimentaux selon ces normes, il est possible d'identifier le comportement de la maçonnerie sous compression uni- axiale. Ce comportement est généralement caractérisé par une relation contrainte – déformation de type linéaire puis parabolique (Sawko et Rouf [SAW(1984)] ; Priestley et Elder [PRI(1983)] ; Bindat et al. [BIN(1988)] ; Paulay et Priestley [PAU(1992)] ; Ewing et Kowalsky [EWI(2004)] ; Sarangapani et al. [SAR(2005)] ; Kaushik et al. [KAU(2007)] ; Mohamad et al. [MOH(2007)]), **Figure 1-4**.

Paulay et Priestley [PAU(1992)], Sawko et Rouf [SAW(1984)] et Priestley et Elder [PRI(1983)] ont proposé une expression analytique pour restituer cette courbe de comportement sous une forme adimensionnelle en termes de contraintes et ratio de déformations.

$$\frac{\sigma_{ma\grave{c}}}{f_{ma\grave{c}}} = 2 \frac{\varepsilon_{ma\grave{c}}}{\varepsilon'_{ma\grave{c}}} - \left( \frac{\varepsilon_{ma\grave{c}}}{\varepsilon'_{ma\grave{c}}} \right)^2 \quad (1-1)$$

$\sigma_{ma\grave{c}}$  et  $\varepsilon_{ma\grave{c}}$  sont respectivement la contrainte et la déformation longitudinale de la maçonnerie.

$f_{ma\grave{c}}$  et  $\varepsilon'_{ma\grave{c}}$  sont la résistance à la compression de la maçonnerie et la déformation correspondant à cette résistance.



**Figure 1-4 : Courbe typique contrainte- déformation en compression de la maçonnerie [HEN(1997)]**

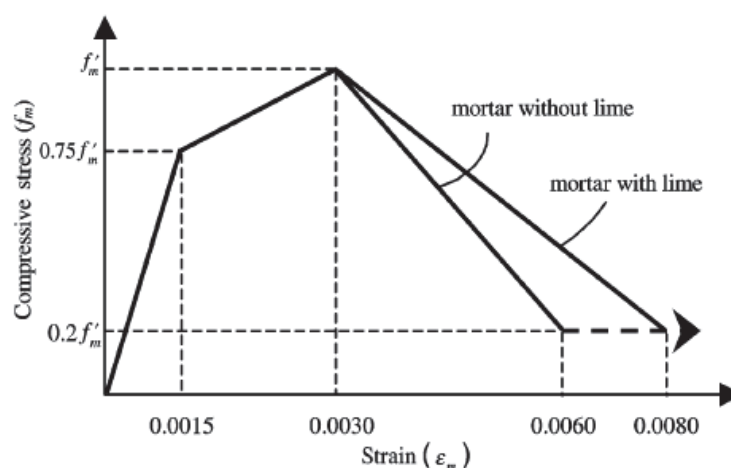
Ewing et Kowalsky [EWI(2004)] ont proposé un modèle idéalisé de cette courbe en utilisant six paramètres:

- $0,33f_{ma\grave{c}}$  : contrainte correspondant à la limite élastique
- $0,75f_{ma\grave{c}}$  : contrainte à laquelle une fissure verticale de la brique s'initie
- $0,9f_{ma\grave{c}}$  : contrainte à laquelle une fissure verticale de la brique se propage le long du prisme de maçonnerie
- $f_{ma\grave{c}}$  : résistance maximale à la compression du prisme
- $0,5f_{ma\grave{c}}$  : contrainte correspondant à la moitié de la résistance maximale sur la branche descendante de la courbe
- $0,2f_{ma\grave{c}}$  : contrainte de compression résiduelle de la maçonnerie

Il est à noter que les deux derniers paramètres, correspondant à  $0,5f_{maç}$  et  $0,2f_{maç}$ , peuvent ne pas être enregistrés dans le cas où les spécimens sont fabriqués à base de mortier souple ou que le pilotage de l'essai n'est pas réalisé en déplacement. Ce modèle idéalisé de la courbe contrainte – déformation peut être utilisé de manière conventionnelle dans l'analyse et la conception de structures maçonnées constituées de briques et de mortier ayant des résistances et rigidités similaires (Kaushik [KAU(2007)]).

Kaushik [KAU(2007)] a proposé un modèle simplifié comparativement à celui d'Ewing et Kowalsky [EWI (2004)] en ne définissant que trois phases. La première phase supposée élastique- linéaire prend fin à 75% de la résistance maximale, lorsqu'apparaît la première fissure verticale dans la brique. La deuxième phase s'étend jusqu'à la résistance maximale. Puis, la phase de dégradation de la résistance se produit.

Selon Hendry et al. [HEN(1997)], sous les conditions de service, la maçonnerie n'est chargée que jusqu'à une fraction d'environ 30- 40% de sa charge ultime. Par conséquent, l'hypothèse d'une courbe linéaire de contrainte – déformation est acceptable pour le calcul de déformation normale structurale.



**Figure 1-5 : Modèle idéalisé tri- linéaire pour la maçonnerie [KAU(2007)]**

Dans tous les cas, à partir de cette courbe de contrainte – déformation, le module d'Young de la maçonnerie peut être déterminé en mesurant la pente sécante entre les contraintes correspondant à 5 et 33% de la résistance maximale de compression. Il est généralement noté que le module d'Young de la maçonnerie est compris entre ceux de la brique et du mortier.

**Tableau 1-3. Formules proposées pour estimer le module d'Young de la maçonnerie**

Auteurs ou Normes	Formule de $E_{maç}$	Types de brique
Paulay and Priestley (1992) [PAU(1992)]	$750 \times f_{maç}$ $1000 \times f_{maç}$	Brique de béton Brique de terre cuite
Kaushik et al. (2007) [KAU(2007)]	$(250-1000) \times f_{maç}$	Brique d'argile pleine
Eurocode 6	$1000 \times f_{maç}$	-

De nombreux auteurs ainsi que des normes proposent des relations empiriques pour estimer le module d'Young de la maçonnerie  $E_{maç}$  en supposant une relation linéaire avec la résistance à la compression  $f_{maç}$  ( $E_{maç} = k.f_{maç}$ ), **Tableau 1-3.**

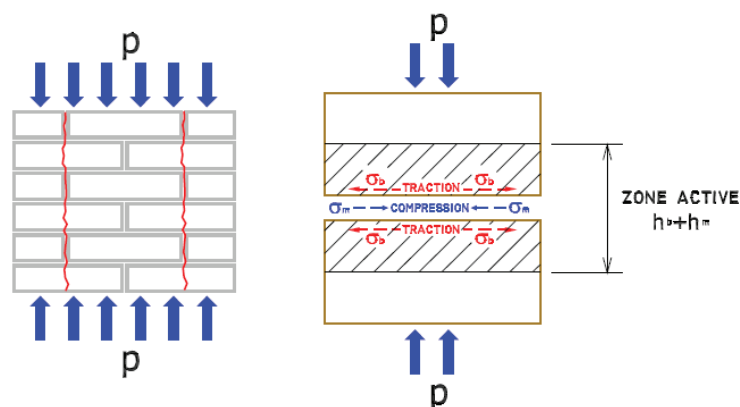
La valeur de  $k$  a été déterminée expérimentalement et dépend principalement du matériau constituant les briques. Néanmoins, Kaushik [KAU(2007)] a montré que ce paramètre dépend aussi de la rigidité du mortier. Avec le même type de brique d'argile pleine, la valeur de  $k$  varie entre 250 et 1000. Cette valeur est d'autant plus faible que le mortier est souple. L'Eurocode 6 propose une valeur élevée ( $k = 1000$ ) quand aucune mesure n'a été effectuée. Jusqu'à présent, à notre connaissance, il n'existe pas d'étude complète qui porte sur l'influence des différents paramètres (types de brique et de mortier, dimensions des briques et épaisseur des joints de mortier, ...) sur les valeurs de  $k$ .

En outre, les auteurs ont remarqué également une dispersion des valeurs expérimentales (d'environ 20-30%) du module d'Young de la maçonnerie même pour des spécimens identiques. Cette dispersion peut notamment s'expliquer par la difficulté de réaliser des spécimens identiques (même épaisseur de mortier, mêmes conditions de prise et de durcissement,...) mais également par la dispersion sur les propriétés mécaniques des composants eux-mêmes. Ces valeurs calculées à partir du **Tableau 1-3** peuvent donc être loin des valeurs expérimentales.

### (c) Modes de rupture

Les modes de rupture de la maçonnerie sous compression uni-axiale dépendent en grande partie du rapport entre la rigidité de la brique et celle du mortier.

Atkinson et Noland [ATK(1983)], Cheema et Klingner [CHE(1986)], Drysdale [DRY(1994)], Romagna [ROM(2000)], Gabor [GAB(2002)] et Mohamad et al. [MOH(2007)] ont trouvé que la rupture globale d'un prisme de maçonnerie sous compression uni-axiale se caractérise par des fissures verticales dans les briques à cause des efforts en traction, **Figure 1-6**.



**Figure 1-6 : Schéma de fissuration possible d'un muret maçonné sous compression uni-axiale [GAB(2002)]**

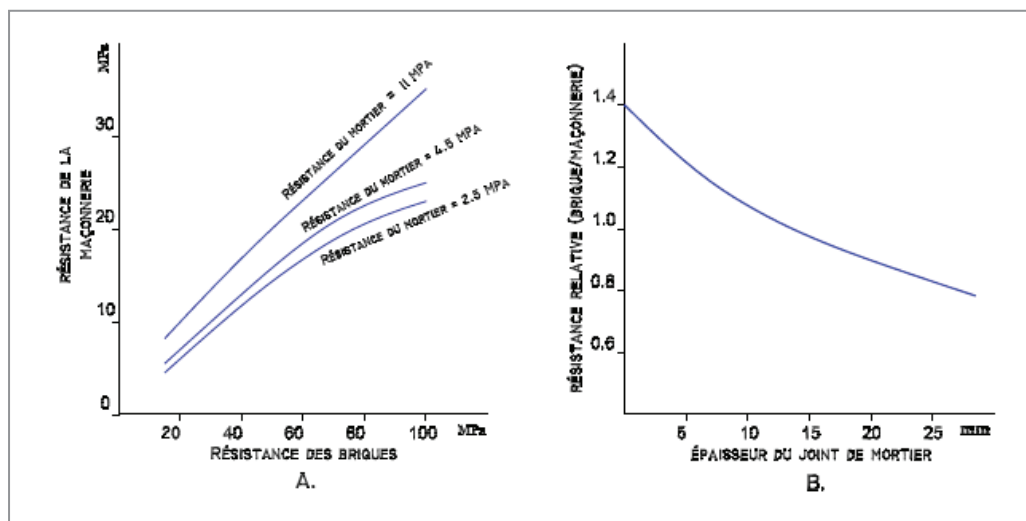
Selon ces auteurs, ce mode de rupture est la conséquence d'une différence de déformation entre briques et joints de mortier. Dans ces études, le mortier est sensiblement moins rigide que les briques, le mortier tend donc à se dilater latéralement à l'extérieur. Néanmoins, la liaison entre mortier et brique entrave cette dilatation (l'effet de freinage/contrefreinage). En conséquence, le mortier est dans un état de contrainte de compression biaxiale tandis qu'un état de contrainte de traction bi-axiale se produit au niveau de la brique. La rupture du prisme maçonné se produit lorsque la contrainte de compression dans la brique atteint sa résistance ultime.

Dans le cas où les briques sont moins rigides que le mortier, Sarangapani et al. [SAR(2002)] ont mis en évidence un état de compression triaxiale dans les briques et une compression axiale avec traction latérale dans les joints de mortier. Cela conduit à une rupture par écrasement des briques. Néanmoins, cette configuration d'assemblage est peu employée dans les murs maçonnés.

**(d) Paramètres influençant le comportement en compression**

Ce comportement à la compression de la maçonnerie est caractérisé par le module d'Young, la résistance à la compression ( $f_{mac}$ ), la déformation correspondant à la contrainte maximale ( $\epsilon'_{mac}$ ).

Le module d'Young de la maçonnerie dépend des matériaux constitutifs comme cela a été souligné précédemment. D'autres études ont montré l'influence de l'échelle des spécimens sur cette propriété de la maçonnerie. Hendrey et Murthy [HEN(1965)], Egermann et al. [EGE(1991)], Hughes et Kitching [HUG(2000)] ont montré que des spécimens à échelle réduite (dimension réduite) sont moins rigides que des spécimens de référence (de grandes dimensions). Cependant Mohammed et al. [MOH(2011)] ont trouvé que la rigidité des spécimens n'est pas changée lors d'une diminution d'échelle. Selon Mohammed et al. [MOH(2011)], cette différence peut être due au mode de réalisation des spécimens. Mohammed et al. [MOH(2011)] ont posé les briques sur leurs côtés tandis que tous les autres auteurs ont respecté un empilement conventionnel.



**Figure 1-7 : a- Résistance à la compression de la maçonnerie en fonction de la résistance des briques et de celle du mortier, b- Influence de l'épaisseur du joint de mortier sur la résistance [HEN (1997)]**

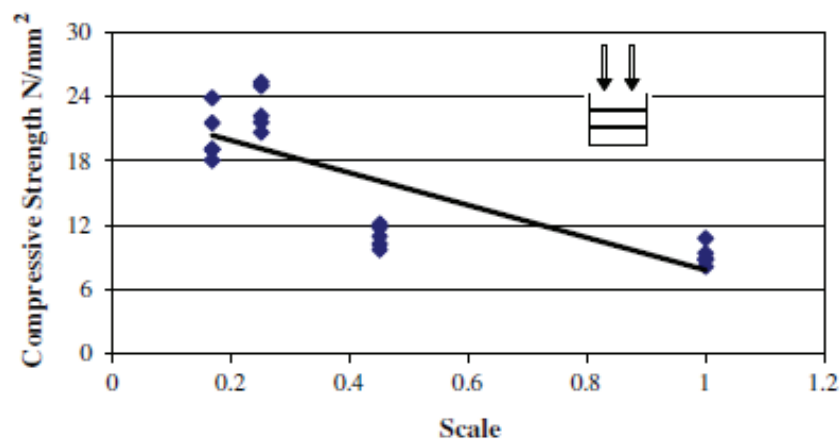
Concernant la résistance à la compression de la maçonnerie ( $f_{mac}$ ), elle dépend également de celle des matériaux constitutifs de la maçonnerie (brique et mortier). Pour une échelle donnée de spécimen, cette résistance augmente avec celles des composants (Hendry et al. [HEN(1997)]; Kaushik et al. [KAU(2007)]; Horng [HOR(2010)]), **Figure 1-7a**.

En ce qui concerne l'influence de la hauteur des briques et de l'épaisseur du joint de mortier, à noter que les briques dans l'assemblage de maçonnerie sont généralement soumises à des efforts de traction, en conséquence plus la hauteur de brique est importante plus la brique est résistante à ces efforts et plus la résistance en compression de la maçonnerie augmente (Hendry et al. [HEN(1997)]). Inversement, avec une hauteur donnée de brique, l'augmentation de l'épaisseur du joint va diminuer la résistance en compression de la maçonnerie, **Figure 1-7b** (Hendry et al. [HEN(1997)]). Cette influence est également observée par Porto et al. [POR(2005)] qui ont trouvé que des spécimens de maçonnerie avec joint mince (1,3mm) sont 20% plus résistants que des spécimens constitués avec des joints épais (12mm).

En outre, selon les études d'Egermann et al. [EGE(1991)] et de Mohammed et al. [MOH(2011)] cette résistance ( $f_{mac}$ ) est influencée par l'échelle des spécimens. Selon ces études, des spécimens à échelle réduite conduisent à une résistance plus élevée que les spécimens de référence (de grandes dimensions), **Figure 1-8**.

Pour expliquer cette influence, on peut effectuer un parallèle avec les études sur la rupture des matériaux fragiles subissant des contraintes de traction (principalement le béton) qui ont montré que les spécimens de plus petite taille ont des résistances supérieures aux spécimens de plus grande taille (selon Sabnis et al. [SAB(1971)] et rappelé dans Mohammed et al. [MOH(2011)]). Conformément à l'hypothèse de Griffith sur les matériaux à rupture fragile, plus le volume du matériau est faible, meilleure est sa résistance puisque la probabilité de présence d'un défaut diminue (Moss [MOS (1971)]- rappelé dans [MOH(2011)]).

L'analyse des résultats expérimentaux obtenus dans l'étude de Lateb [LAT(1995)] et de Khalaf et al. [KHA(1994)] a mis en évidence que la résistance à la compression d'un muret est peu influencée par celle du mortier. Lateb [LAT(1995)] a expliqué ceci par l'état de confinement dans lequel se trouve le joint de mortier dû d'une part à sa faible épaisseur par rapport à la hauteur des briques et d'autre part à sa faible rigidité devant celle des briques.



Dimensions de l'échelle de référence :  $L \times H \times t = 215 \times 102,5 \times 65 \text{ mm}^3$

Figure 1-8 : Relation entre la résistance à la compression de spécimens maçonnés en fonction de l'échelle du spécimen [MOH(2011)]

Concernant la relation entre la résistance en compression de la brique ( $f_{cb}$ ) et celle de muret ( $f_{mac}$ ), Lateb [LAT(1995)] a trouvé un rapport de  $\frac{f_{mac}}{f_{cb}}$  compris entre 0,6 et 0,68 et il a souligné que ce résultat est en accord avec les travaux de Hurez et Herrera [HUR(1986)] ; Shumacher [SHU(1972)] ; Read et Clements [REA(1977)]

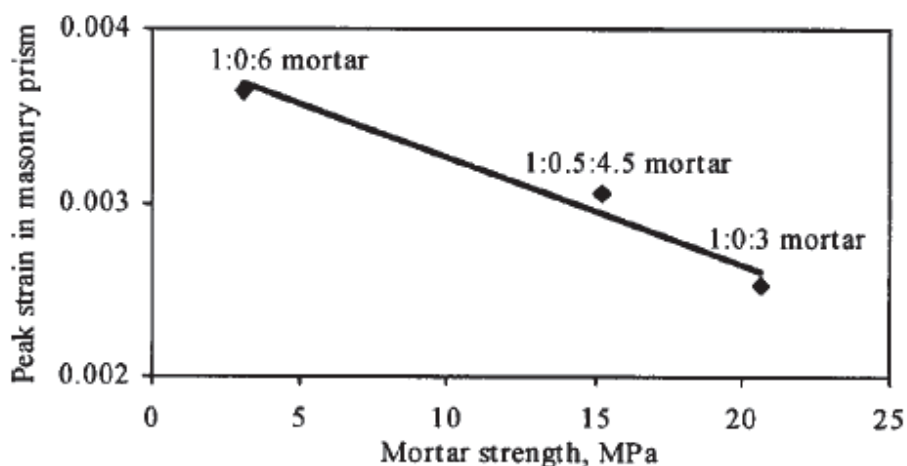


Figure 1-9 : Dépendance de la déformation au pic de la maçonnerie à la résistance du mortier [KAU(2007)]



Concernant la déformation  $\epsilon'_{ma\grave{c}}$  associée à ( $f_{ma\grave{c}}$ ), Kaushik et al. [KAU(2007)] ont montré, sur un nombre limité d'éprouvettes, que cette caractéristique dépend inversement de la résistance du mortier utilisé, **Figure 1-9**.

Kaushik et al. [KAU(2007)], sur la base de ces résultats expérimentaux, ont proposé un modèle pour déterminer ce paramètre ( $\epsilon'_{ma\grave{c}}$ ) :

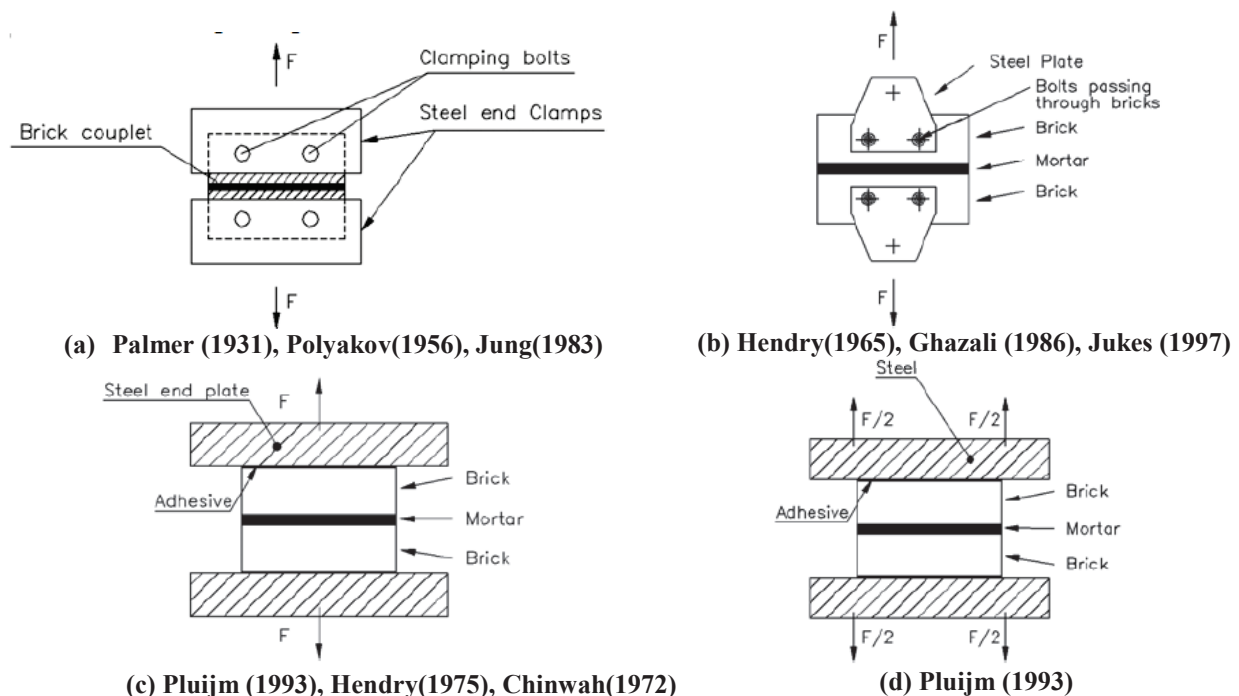
$$\epsilon'_{ma\grave{c}} = \frac{0,27}{f_{mor}^{0,25}} \frac{f_{ma\grave{c}}}{E_{ma\grave{c}}^{0,7}} = C_j \cdot \frac{f_{ma\grave{c}}}{E_{ma\grave{c}}^{0,7}} \quad (1-2)$$

En conséquence, la déformation de la maçonnerie ( $\epsilon'_{ma\grave{c}}$ ) dépend de plusieurs paramètres (résistance de la brique, du mortier, dimension de la brique, épaisseur du mortier,...) comme sa résistance à la compression ( $f_{ma\grave{c}}$ ). Néanmoins, selon les auteurs, les déformations caractéristiques de la maçonnerie sont dominées par le mortier qui est généralement moins résistant et moins rigide dans l'assemblage de maçonnerie. Ils ont donc proposé un coefficient  $C_j$  pour distinguer l'influence de la résistance du mortier sur la déformation à la charge maximale de la maçonnerie.

### 1.2.2.2. Comportement en traction

#### (a) Traction perpendiculaire aux joints horizontaux

Pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous des sollicitations de traction uni-axiale perpendiculaire aux joints horizontaux, on peut effectuer des essais de traction directe. Cette configuration de l'essai consiste en deux briques connectées par seulement un joint de mortier. La **Figure 1-10** présente quelques dispositifs d'essais répertoriés dans la littérature.



**Figure 1-10 : Configurations de l'essai de traction directe [ALM(2002)]**

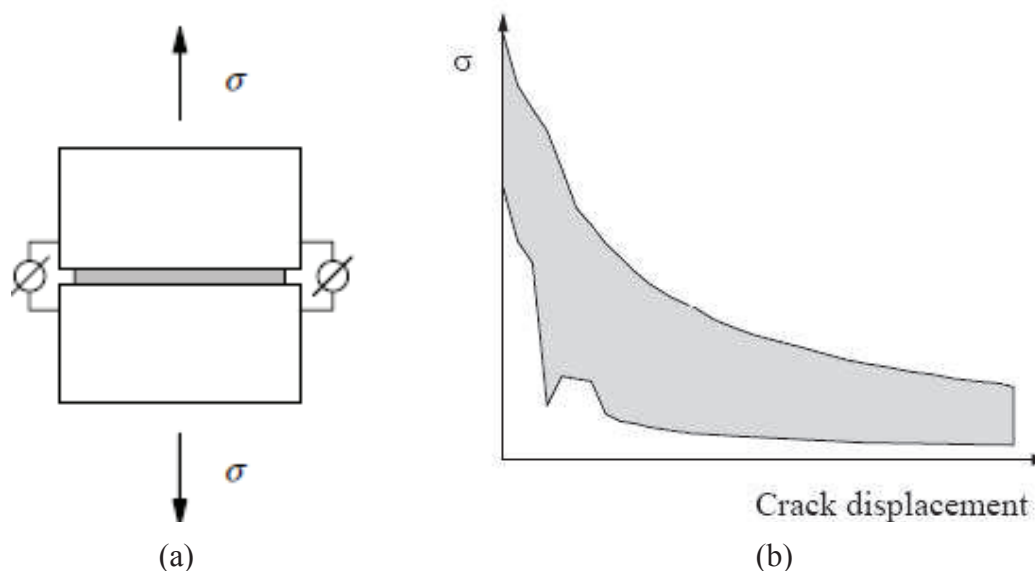
Van der.Pluijm [PLU(1993)] a adopté la configuration de l'essai présentée dans la **Figure 1-10d**, pour des spécimens maçonnés de briques d'argile pleine. Ces essais aboutissent à une courbe exponentielle (**Figure 1-11**) avec un comportement post-pic adoucissant avec une énergie de



rupture  $G_f^1$  variant de 0,005 à 0,02 Nmm/mm<sup>2</sup>, pour une résistance à la traction variant de 0,3 à 0,9 N/mm<sup>2</sup>. Cette énergie de rupture est définie comme la quantité d'énergie pour créer une surface unitaire d'une fissure le long de l'interface brique- mortier.

La surface grisée met en exergue la dispersion des résultats sur la résistance et l'énergie de rupture. La décroissance exponentielle de la **Figure 1-11** est liée au regroupement progressif des microfissures initiées dans le mortier, conduisant alors à une rupture par macro-fissure dans le mortier. La rupture peut également résulter d'un décollement entre la brique et le mortier (Page [PAG(1981), (1983)]). Le mode de rupture dépend de la qualité du mortier et de l'interaction brique/mortier. Le comportement à la traction directe peut être caractérisé par la résistance d'adhérence entre la brique et le mortier, donc la tenue en traction de l'interface brique/mortier.

Il est à noter que le mécanisme d'adhérence entre brique et mortier est peu connu. Cependant, il semble qu'il est dû à un processus physico-chimique dans lequel la porosité des deux composants joue un rôle essentiel (Gabor [GAB(2002)]). En conséquence, les sables fins dans le mortier diminuent l'adhérence. Par ailleurs, cette adhérence ne se produit pas sur toute la surface de contact (Pluijm [PLU(1993)])

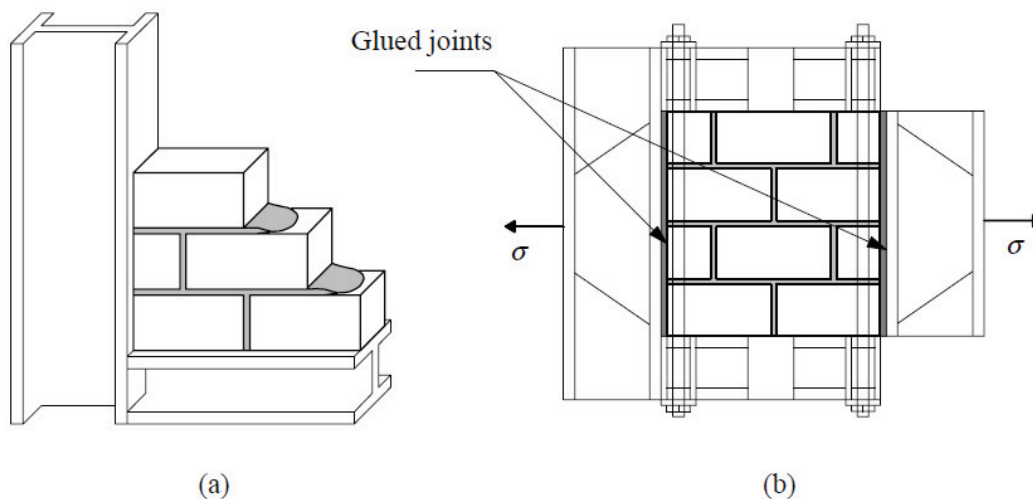


**Figure 1-11 : a- Spécimen d'essai, b- Résultat expérimental typique contrainte-ouverture de fissure pour la maçonnerie de briques d'argile pleines [PLU(1993)]**

**(b) Traction parallèle aux joints horizontaux**

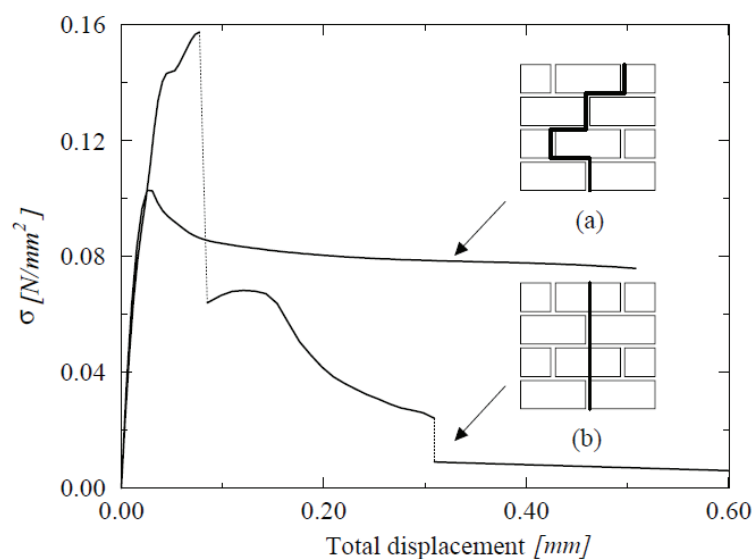
Pour appréhender le comportement de murets sollicités en traction parallèle aux joints horizontaux, un programme d'essai ambitieux a été mis en œuvre par Backes [BAC(1985)]. Les spécimens sont constitués de quatre rangées de briques, empilées selon la méthode traditionnelle (**Figure 1-12a**). La charge est appliquée par l'intermédiaire de plaques d'acier fixées aux deux faces latérales des spécimens par une colle spéciale, et les essais sont pilotés en déplacement (**Figure 1-12b**).

A partir des résultats obtenus, Backes [BAC (1985)] a montré que le comportement de la maçonnerie est caractérisé par deux modes de rupture qui dépendent de la résistance relative entre les briques et le mortier dans l'assemblage.



**Figure 1-12 : Essai de traction de la maçonnerie dans la direction parallèle aux joints horizontaux : a- mise en œuvre du spécimen, b- configuration de l'essai [BAC(1985)].**

Pour le premier type de rupture (**Figure 1-13 (a)**), la fissure se propage dans les joints horizontaux et verticaux. Le diagramme de contrainte-déplacement montre une courbe typique d'un essai de cisaillement, avec un pic puis un adoucissement tendant vers une contrainte résiduelle. Le régime post-pic est bien piloté par l'énergie de fracturation des joints verticaux et le régime post-pic en cisaillement des joints horizontaux.



**Figure 1-13 : Comportement typique contrainte-déplacement lors d'un essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux : (a)- La rupture se produit exclusivement dans les joints de mortier, (b)- La rupture se produit dans les joints verticaux et au sein des briques [BAC(1985)].**

Dans le second type de rupture, la fissure passe par les joints verticaux (**Figure 1-13 (b)**) et traverse les briques. Après la première discontinuité visible dans le diagramme déplacement-contrainte, le régime post-pic se déclenche par une fracturation des briques. Une deuxième discontinuité apparaît alors à la fissuration du mortier.

### 1.2.2.3. Comportement sous chargement bi- axial

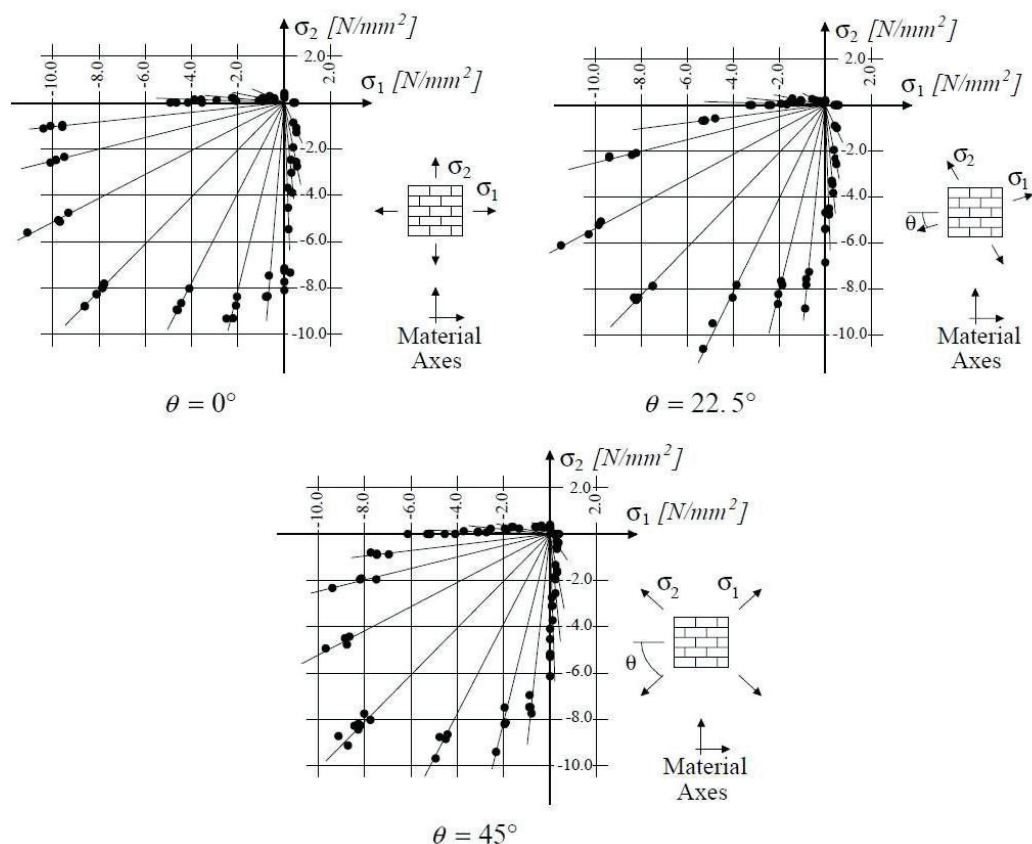
La maçonnerie est un matériau anisotrope, il est donc nécessaire d'analyser son comportement sous chargement bi-axial. La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries

soumises à un chargement bi-axial sont montrés sur les **Figure 1-14** et **Figure 1-15**. Ces essais ont été effectués sur des prismes en briques à base d'argile (Page [PAG (1981), (1983)]).

L'orientation des contraintes principales par rapport aux axes de la maçonnerie et le rapport des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_2$ ) influencent considérablement le mode de rupture (**Figure 1-15**) et la résistance (**Figure 1-14**).

La **Figure 1-15** montre quatre types d'essai: un essai de traction uni- axiale orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux, un essai de compression uni- axiale orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux, un essai de traction- compression orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux ou un essai de compression bi-axiale.

Dans le cas d'une traction uni- axiale, la rupture est due à des fissures et au glissement des joints verticaux et horizontaux (**Figure 1-15**).



**Figure 1-14 : Essais bi- axiaux réalisés sur des panneaux de maçonnerie [PAG(1981), (1983)]**

Pour la charge bi-axiale, la contrainte de compression latérale diminue la résistance à la traction, ce qui peut être expliqué par l'endommagement induit sur la maçonnerie par les glissements des joints et par les microfissures au niveau des briques.

Dans le cas du chargement en traction - compression, la rupture est induite soit par le glissement des joints seuls, soit par la fissuration des joints combinés dans certains cas avec la fissuration des briques. Des cas similaires de rupture sont constatés pour la compression uni- axiale.

Dans le cas d'une compression bi-axiale, la rupture se traduit par un fractionnement de l'échantillon à mi- épaisseur, dans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. Selon les rapports des contraintes principales, l'orientation de l'angle de sollicitation par rapport aux axes d'orthotropie crée une

forte dépendance sur le mécanisme de rupture impliquant à la fois la rupture des joints et le fractionnement latéral. L'augmentation de la résistance à la compression sous sollicitation bi-axiale s'explique par le frottement dans les joints et par le frottement interne dans les briques et dans le mortier.

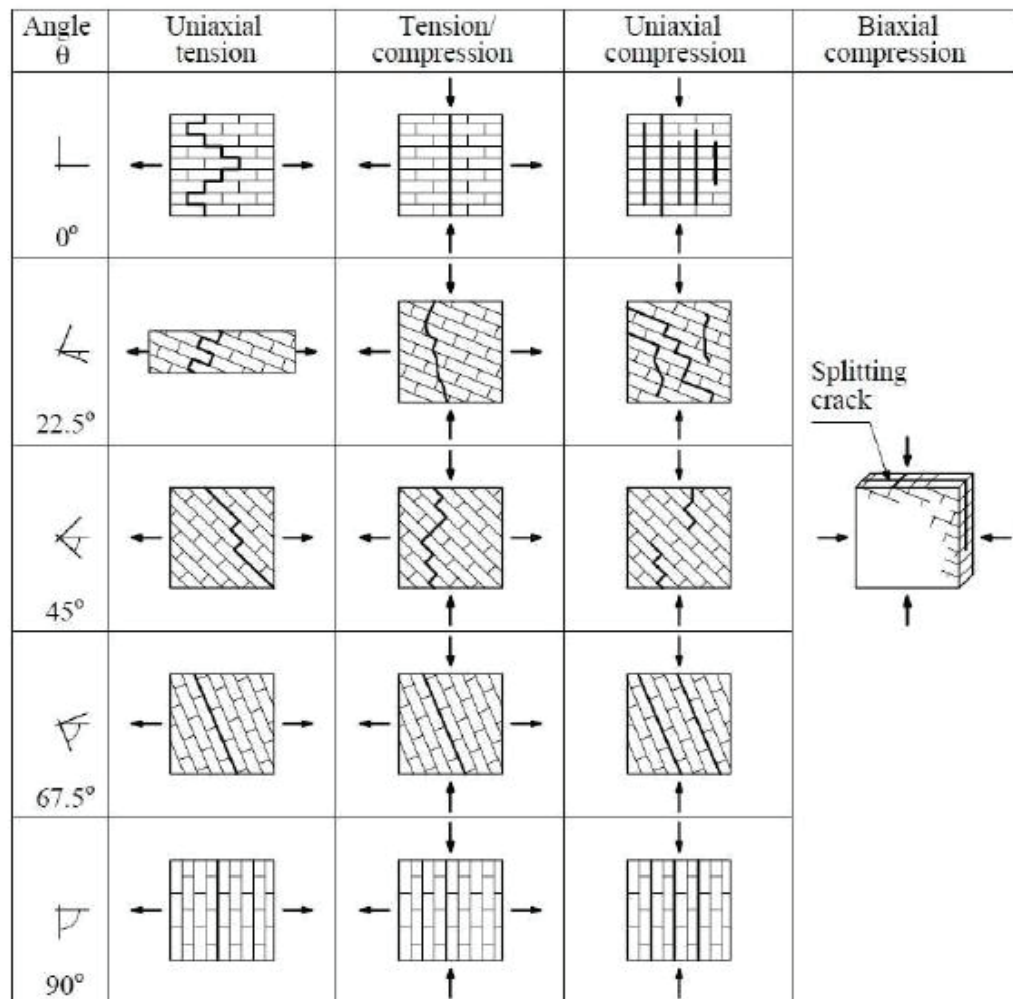


Figure 1-15 : Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques d'argile soumise à un chargement bi-axial, [DHA(1985)]

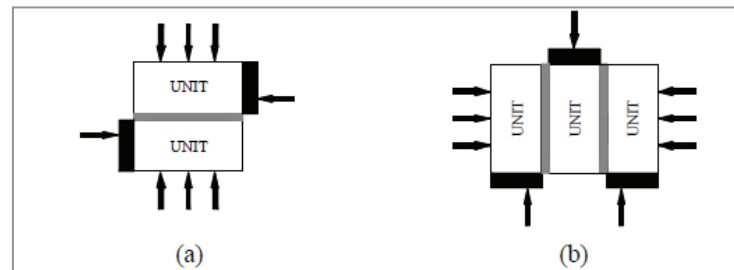
#### 1.2.2.4. Comportement en cisaillement

La résistance au cisaillement du joint de mortier a une importance majeure dans la résistance d'un mur maçonné à des forces horizontales. En effet la capacité portante du mur est principalement influencée par la tenue au cisaillement de ce joint de mortier.

##### (a) Essais de caractérisation

L'étude bibliographique révèle que de nombreuses configurations d'essais sont proposées pour mesurer la résistance au cisaillement uniaxial d'un joint de mortier. Les dispositifs diffèrent principalement sur le nombre de briques constituant les assemblages et sur leur arrangement. La plupart des études se basent sur des couplets (**Figure 1-16 (a)**) ou sur des triplets (**Figure 1-16 (b)**) mais des assemblages à plus grand nombre de briques sont parfois envisagés.

Le comportement au cisaillement du joint de mortier peut être caractérisé par des essais sur des couplets (cisaillement direct) ou des triplets comme dans la **Figure 1-16**.



**Figure 1-16 : Couplet (a) et triplet (b) utilisés pour caractériser le comportement au cisaillement du joint**

La multiplicité des dispositifs s'explique notamment par le fait qu'en pratique, il est difficile de concevoir un dispositif d'essai, simple, permettant d'appliquer le chargement sans engendrer d'effet de flexion parasite : l'excentricité entre la force appliquée et la ligne médiane du joint de mortier favorise l'apparition de la flexion. Par ailleurs, Rachid Popal [POL(2013)] a montré numériquement que pour un dispositif d'essai fixé (couplet et triplet), la distribution des contraintes le long du joint et donc la résistance au cisaillement uniaxiale dépend de l'élancement des briques. Ces différents éléments participent à expliquer qu'un seul et même dispositif ne recueille pas l'unanimité des auteurs.

#### ➤ *Essais sur des couples de briques*

Hofmann et Stock [HOF(1986)] ont proposé un essai sur des couples de briques assurant certes une distribution de contraintes dans le joint particulièrement uniforme mais dont la complexité de l'appareillage limite l'utilisation. Van der Pluijm [PLU(1993)] (**Figure 1-17 a**) a proposé un dispositif d'essai plus simple et permettant en plus de faire varier la contrainte de pré-compression (ce n'est pas le cas dans [HOF(1986)]).

Une des limites du dispositif de Van de Pluijm [PLU(1993)] est que le joint de mortier est soumis à des contraintes de traction élevées.

#### ➤ *Essais sur des configurations à trois briques ou plus*

Les assemblages constitués d'au moins 3 briques ont l'avantage de présenter une symétrie tant au niveau de la géométrie que du système de chargement. Cela induit généralement une mise en place des spécimens plus aisée et la possibilité d'utiliser des mécanismes d'application des charges moins complexes.

Aucun dispositif n'est universel et la recommandation du choix d'un dispositif d'essais est restrictive. Van der Pluijm [PLU(1993)], Olivera [OLI(2003)]; Adbou et al. [ADB(2006)]; Vasconcelos [VAS(2005)]; Fouchal [FOU(2006)]; Parisi [PAR(2010)] et Luccioni [LUC(2010)] ont utilisé des essais de cisaillement direct sur des couples. Cependant, les essais de cisaillement sur des triplets conformément à la norme NF EN1052-3 ou d'après la norme RILEM TC-76 LUMB5 (1991) ont été utilisés dans des études de Lourenço et al. [LOU(2004)]; Gabor [GAB(2002)]; Fouchal [FOU(2006)]; Nascimento [NAS(2006)]; Mohammed [MOH(2006)]; Bronius ; et al. [BRO(2009)]; Tizapa[TIZ(2009)]; Zimmermann [ZIM (2011)]; Alecci et al. [ALE(2013)].



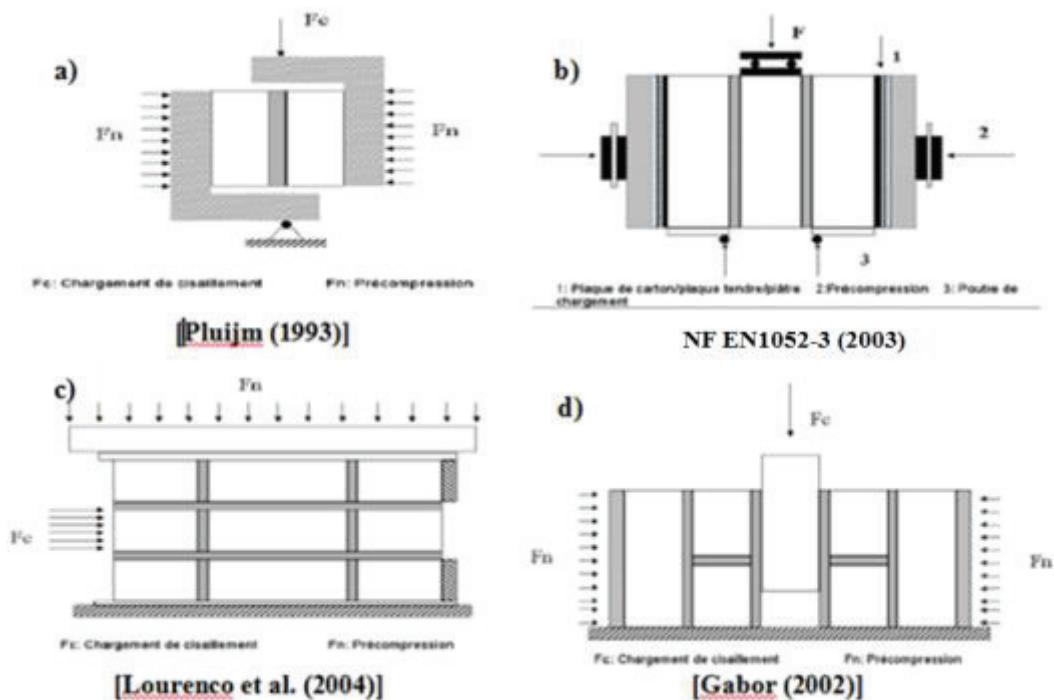


Figure 1-17 : Différents essais de caractérisation du comportement au cisaillement du joint de mortier : essai sur des couplets (a) ; essais sur des triplets sans joints de mortier horizontaux (b) ; sur des triplets avec joints horizontaux alignés (c) et non alignés (d).

(b) *Relation entre la contrainte de cisaillement et le déplacement relatif*

Grâce à ces essais, on peut caractériser le comportement au cisaillement uni-axial du joint de mortier de la maçonnerie par des courbes contrainte – déplacement relatif entre deux briques adjacentes. Considérons par exemple l'étude de Van der Pluijm [PLU(1993)]. Il a effectué une étude détaillée de caractérisation du comportement au cisaillement de la maçonnerie (reprise par Lourenço [LOU(1996)]). Il s'agit d'essais de type cisaillement direct sur des couplets de briques d'argile pleines.

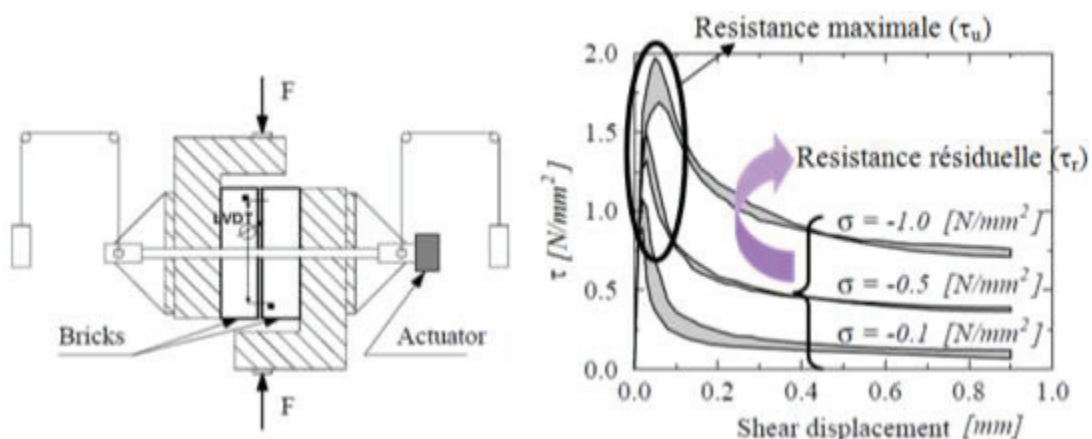


Figure 1-18 : Configuration de l'essai de cisaillement direct sur des couplets et les courbes de comportement au cisaillement du joint de mortier selon différents niveaux de compression [PLU(1993)]

La configuration de l'essai est montrée sur la Figure 1-18 : le couplet de briques est soumis à une pression de confinement constante et normale au joint, puis une contrainte de cisaillement est appliquée progressivement jusqu'à la rupture, en pilotant le déplacement. Différents niveaux de

contraintes de compression sont appliqués : 0,1 ; 0,5 et 1MPa. Le déplacement relatif entre deux briques adjacentes est mesuré grâce à un capteur LVDT.

Les résultats expérimentaux obtenus à partir de ces essais ont montré que le comportement au cisaillement du joint de mortier est caractérisé par une courbe exponentielle d'adoucissement avec un niveau de frottement résiduel, **Figure 1-18**. Ce résultat est généralisable à d'autres types de briques et d'autres configurations d'essais: essais sur des triplets de briques de terre cuite pleines et creuses (Abdou et al. [ADB(2006)]); essais sur des triplets de briques de terre cuite creuses (Gabor[GAB(2002)]); essais sur des triplets de briques calcium- silicate creuses (Bronius et al. [BRO(2009)]), ou essais sur des couplets de briques de pierre (Vasconcelos [VAS(2005)]).

Ce comportement au cisaillement peut être caractérisé par deux phases. La première est associée à une forte rigidité jusqu'au pic correspondant à la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_u$ ) qui résulte de l'adhérence brique-mortier (ou mortier/mortier). Après ce pic, en raison de la dégradation progressive de ce dernier, la phase d'adoucissement se produit, caractérisée par une chute de la résistance jusqu'à la valeur résiduelle ( $\tau_r$ ) qui traduit l'effet de frottement de l'interface brique/mortier ou mortier/mortier.

(c) *Critère de rupture*

Le comportement au cisaillement du joint de mortier (les résistances maximales ( $\tau_u$ ) et résiduelles ( $\tau_r$ )) dépend fortement de la contrainte normale de pré-compression ( $\sigma_n$ ). Cette dépendance, mise en évidence dans la plupart des études, est caractérisée par une relation linéaire et obéit au critère de Mohr- Coulomb, **Figure 1-19**.

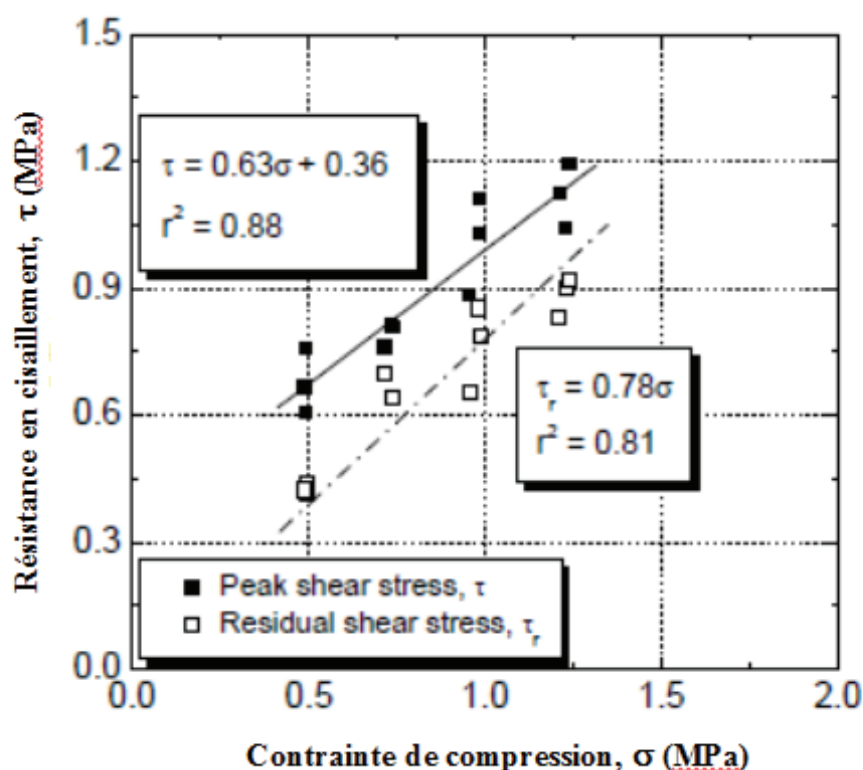


Figure 1-19 : Résistances au cisaillement (maximale et résiduelle) en fonction de la contrainte de pré-compression [VAS (2005)]

$$\tau_u = c + \sigma_n \cdot \tan\phi \tag{1-3}$$

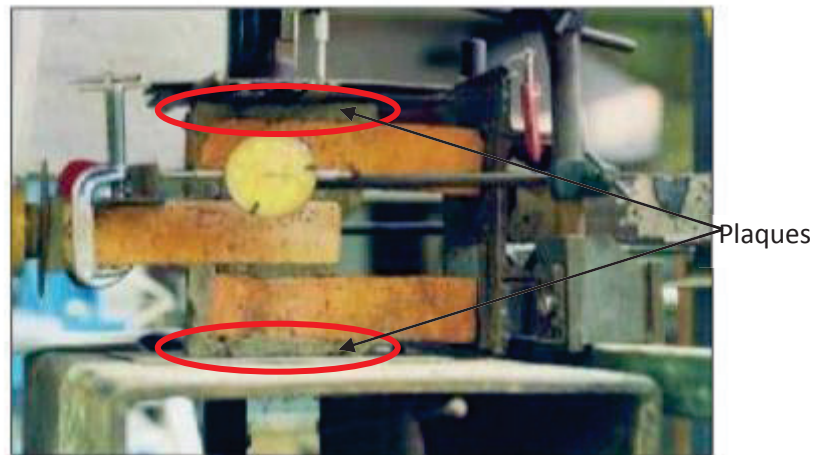
Et

$$\tau_r = c_r + \sigma_n \cdot \tan \phi_r \quad (1-4)$$

Où,  $(c, \phi)$  et  $(c_r, \phi_r)$  sont la cohésion et l'angle de frottement, respectivement initiaux et résiduels.

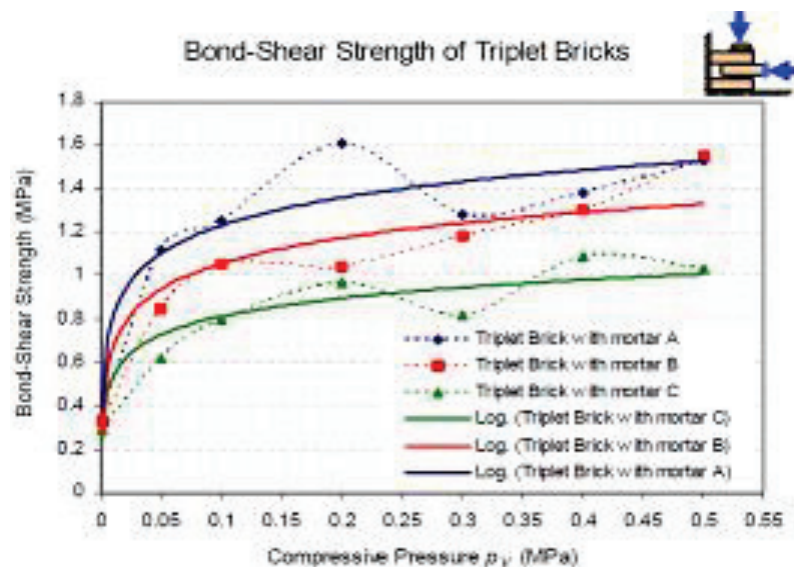
Sans être universelle, cette relation a été identifiée par de nombreuses études, **Tableau 1-4**.

Toutefois, Basoenondo [BAS (2008)] a effectué une étude expérimentale sur la relation de la résistance au cisaillement du joint de mortier en fonction de la contrainte de compression. Les essais portent sur des triplets de briques d'argile pleines. L'auteur a proposé un banc d'essai qui permet d'appliquer une charge constante de compression puis une charge de cisaillement augmentée progressivement jusqu'à la rupture, **Figure 1-20**. Dans la présente étude, la charge de compression varie entre 0 et 0,5MPa.



**Figure 1-20 : Banc d'essai de cisaillement sur des triplets [BAS (2008)]**

Trois types de mortier différant par leur résistance à la compression ont été testés : mortier A ( $f_{c_m} = 28,8\text{MPa}$ ) ; mortier B ( $f_{c_m}=17,6\text{MPa}$ ) et mortier C ( $f_{c_m}=11,8\text{MPa}$ ).



**Figure 1-21 : Relation non-linéaire entre la résistance au cisaillement et la contrainte de confinement [BAS (2008)]**

Concernant la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de confinement, il a été trouvé qu'elle dépend du niveau de confinement. Toutefois, cette relation n'est pas linéaire et



dépend de la qualité du mortier utilisé, **Figure 1-21**. L’auteur constate que l’utilisation d’un mortier résistant tend à augmenter la résistance au cisaillement mais l’effet n’est pas le même pour tous les niveaux de contraintes de compression latérale. A faible précompression, certes, le mortier le plus résistant conduit à une résistance au cisaillement supérieure (lorsque la contrainte de compression latérale  $\sigma = 0$  MPa, la résistance au cisaillement ( $\tau_u$ ) augmente de 0,1MPa lorsque la résistance du mortier passe de 12 à 29MPa) mais l’effet est surtout sensible à fortes précompressions (lorsque  $\sigma = 0,5$ MPa,  $\tau_u$  augmente de 0,6MPa lorsque la résistance du mortier passe de 12 à 29MPa). Ainsi, Basoenondo [BAS (2008)] adopte des courbes de tendance logarithmiques pour modéliser l’évolution des résistances au cisaillement en fonction des contraintes de compression latérale.

L’étude de Myriam Denis [DEN(1994)] portant sur des maçonneries de terre conduit à des conclusions similaires. Elle a constaté un comportement à la rupture différent aux faibles et aux fortes précompressions (changement de comportement à la valeur  $\sigma = 0,2$ MPa). Aux fortes précompressions, l’influence de la qualité du mortier est plus nette.

Le **Tableau 1-4** présente comparativement des essais de cisaillement du joint de mortier de littérature.

**Tableau 1-4 : tableau comparatif des essais de cisaillement du joint de mortier**

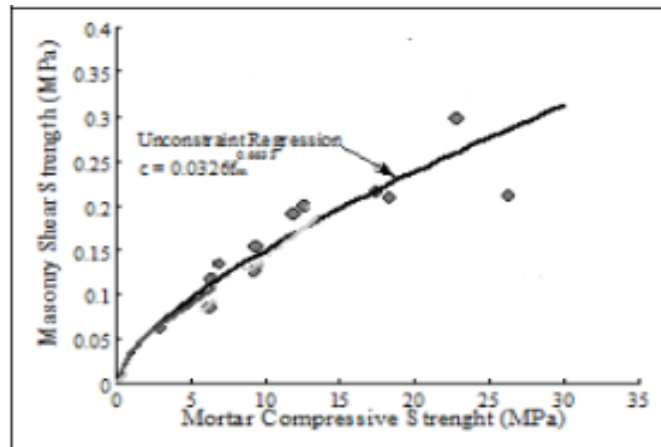
Auteur	Type de brique	Résistance en compression du mortier	Critère de rupture	$C_u$	$\tan\phi_u$	$C_r$	$\tan\phi_r$
ABD(2006)	brique de terre cuite pleine	20MPa	Linéaire	1,61	1,05	0,00	0,88
	brique de terre cuite creuse			1,27	1,05	0,45	0,89
AUG(2011)	brique de tuf	2,5MPa	Linéaire	0,15	0,29	0,08	0,26
ZIM(2011)	brique de terre cuite pleine	3,58MPa	Linéaire	0,21	0,71	-	-
		0,22MPa	Linéaire	0,03	0,64	-	-
CHU(2010)	brique d'argile pleine	0,6MPa	Linéaire	0,05	1,33	-	-
GAB(2002)	brique de terre cuite creuse	9,5MPa	Linéaire	1,64	0,36	0,50	0,93
LOU(2004)	brique d'argile creuse	-	Linéaire	1,39	1,03	-	-
ROC(2010)	-	-	Linéaire	0,39	0,99	0,00	0,76
VAS(2005)	brique de pierre	-	Linéaire	0,36	0,63	-	-
BAS(2008)	brique d'argile pleine	28,8MPa	bilinéaire	-	-	-	-
		17,6MPa		-	-	-	-
		11,8MPa		-	-	-	-
DEN(1994)	Brique de terre cuite	1,5MPa – 2,4MPa	Bilinéaire	-	-	-	-

**(d) Paramètres influençant le comportement en cisaillement**

Différents paramètres influencent la cohésion et l’angle de frottement : Adbou et al. [ADB(2006)] ont étudié le comportement au cisaillement à la fois sur des triplets de briques de

terre cuite pleines et creuses et ont montré que le type de briques (creuse et pleine) influence les cohésions initiale et résiduelle tandis qu'il n'influence pas l'angle de frottement.

Un autre paramètre sensible est la résistance du mortier. Nous donnons un exemple de l'étude d'Alecci et al. [ALE (2013)], à partir des essais expérimentaux sur des triplets de briques de terre cuite et trois types de mortier se distinguant par leur résistance à la compression : CA ( $f_{c_m} = 0,96\text{MPa}$ ) ; MB ( $f_{c_m} = 2,75\text{MPa}$ ) et CE ( $f_{c_m} = 8,33\text{MPa}$ ).

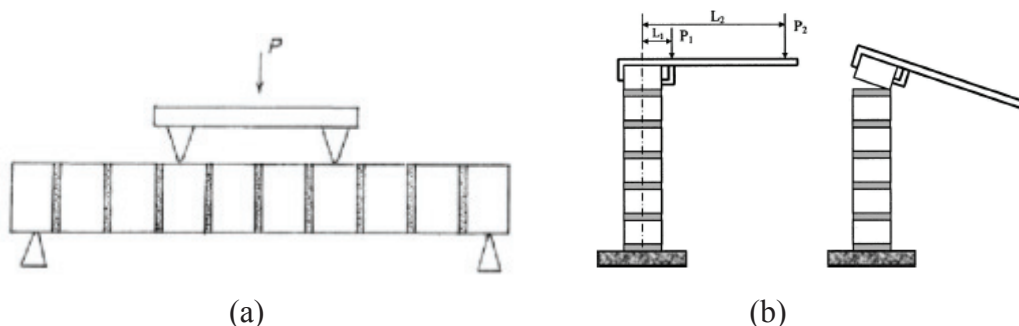


**Figure 1-22 : Résistance au cisaillement du joint de mortier en fonction de la résistance en compression du mortier [QAI(2012)]**

Ces essais ont été effectués sans charge de confinement. Les résultats obtenus ont montré que la résistance au cisaillement du joint de mortier des spécimens constitués avec les mortiers CE et MB est respectivement 10 fois et 5 fois plus grande que celle des spécimens constitués à base de mortier CA. Autrement dit, la maçonnerie est d'autant plus résistante au cisaillement que le mortier est résistant. Cette conclusion a été confirmée aussi dans l'étude de Basoenondo [BAS(2008)], **Figure 1-21** : la résistance au cisaillement du joint de mortier de types A et B est plus grande de 50% et de 30% que celle du type C. Une autre étude de Qaisar et al. [QAI(2012)], réalisée sur des triplets de briques de terre cuite avec trois types de mortier CS (Sand- Cement) ; CSK (Sand- Sement- Khaka) et CK (Sand- Khaka), a montré que plus la résistance en compression du mortier est grande, plus la résistance au cisaillement du joint de mortier augmente, **Figure 1-22**.

### 1.2.2.5. Comportement sous chargement hors plan

Pour caractériser le comportement hors plan de la maçonnerie, en dehors des techniques classiques comme les tests sous flexion 3 ou 4 points (**Figure 1-23a**), une autre technique dite «bond-wrench» est aussi utilisée dans la pratique (**Figure 1-23b**).



**Figure 1-23 : Essai de flexion 4 points (a) (RILEM MR8 [RIL(1982)] et Test dit « bond-wrench » (b) (RILEM LUMB3) [RIL(1991)].**

Sous ces sollicitations, la rupture se traduit généralement par une fissuration à l'interface entre brique et mortier (Hugues et Zsembery [HUG(1980)], Mohammed [MOH(2006)], Petersen [PET(2009)], Mojsilovic et al. [MOJ(2009)]).

Ces types d'essai peuvent être utilisés pour déterminer la résistance à la traction du joint plutôt que des essais de traction directe dans le plan qui sont très difficiles à réaliser. Généralement, un facteur de 1,2 à 1,5 peut être proposé comme le ratio entre la résistance en flexion et la résistance à la traction du joint de mortier (Van der Pluijm [PLU(1997)]). Mohammed [MOH(2006)] propose une gamme plus étendue allant de 1,2 à 3. Cette résistance en flexion supérieure à la résistance à la traction directe résulte de l'influence des contraintes normales qui sont négligées dans le cas d'essai de traction directe (Mohammed [MOH(2006)]).

#### **1.2.2.6. Commentaires**

Les travaux évoqués nous éclairent sur les dispositifs possibles de caractérisation des maçonneries et nous aident à comprendre de manière approfondie le comportement de ce matériau sous différentes sollicitations, uniaxiale et multiaxiale. De plus, ces études nous permettent de retirer quelques conclusions intéressantes :

- la maçonnerie présente un bon comportement en compression mais il est moins performant sous des sollicitations de cisaillement, de traction et de flexion.
- Le comportement en compression uniaxiale d'un muret dépend non seulement des matériaux constituants mais aussi de l'échelle, de l'empilement des spécimens ainsi que des dimensions des briques et du mortier. Il ressort de la littérature que l'interaction brique/mortier, relative à leurs différences de rigidités, gouverne les modes de rupture et la résistance en compression des murets. De manière générale, l'effet de la résistance en compression du mortier sur celle du muret reste faible.
- Plusieurs choix de dispositifs de caractérisation du comportement en cisaillement uniaxial d'un joint de mortier sont disponibles (couplet, triplet en variant le nombre de briques). Ils ont été développés avec l'objectif de pouvoir caractériser un comportement au cisaillement « pur » du joint de mortier. Toutefois, aucun n'est privilégié concernant cet objectif puisque la distribution de contrainte le long du joint dépend aussi de la taille des briques. Cela rend difficile le choix d'un dispositif d'essais universel, ou du moins consensuel, qui serait adapté pour tous les cas. Généralement, le critère de rupture déterminé à partir de ces essais (indépendamment du dispositif d'essai retenu) est le critère de Mohr-Coulomb qui présente une évolution linéaire entre la résistance au cisaillement et la contrainte de précompression. Toutefois, il existe des cas particuliers où cette dernière évolution n'est pas linéaire, ce qui semble imputable de manière privilégiée aux propriétés du mortier.
- Le mortier se présente souvent comme une surface de faiblesse où les fissures s'initient sous une sollicitation de traction uniaxiale ou de traction-compression. La caractérisation de la résistance à la traction du joint de mortier est souvent effectuée par essais de flexion hors plan à cause de la difficulté d'effectuer un essai de traction directe.

### **1.3. Comportement des maçonneries non renforcées à l'échelle du composant de structure**

Afin d'évaluer la résistance sismique des murs maçonnés, leurs mécanismes de rupture observés sous séisme doivent pouvoir être reproduits. Dans cet objectif, les essais répertoriés dans la littérature sont réalisés sur des murs de géométrie plausible par rapport aux murs existants et une attention particulière est portée aux conditions aux limites et aux sollicitations appliquées. Celles-

ci doivent reproduire le plus fidèlement possible celles auxquelles est soumis le système structural d'une construction réelle lors d'un séisme.

Lors de l'évaluation expérimentale de la vulnérabilité sismique d'une structure, il est généralement d'usage d'étudier distinctement les comportements hors plan et les comportements dans le plan du mur maçonné. Le comportement de murs maçonnés sous ces sollicitations sera analysé en se basant sur des études expérimentales issues de la littérature.

### 1.3.1. Comportement dans le plan

Les mécanismes de déformation des structures maçonnées sous sollicitations sismiques sont potentiellement étudiés grâce à trois familles d'essais :

- Les essais statiques monotones
- Les essais cycliques
- Les essais dynamiques : analyses vibratoires et identification des paramètres modaux.

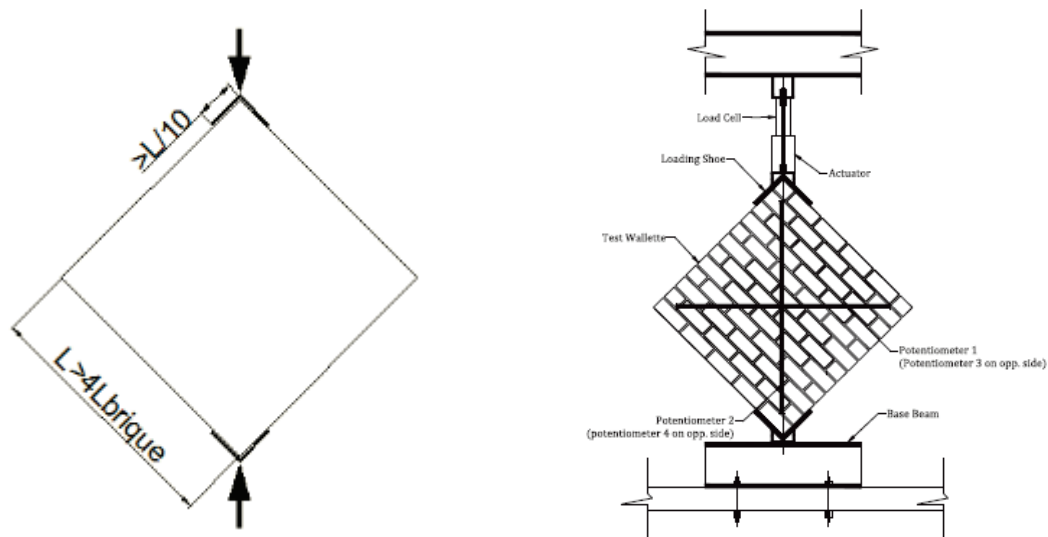
Dans cette partie, une étude comparative est proposée dans le but de mieux comprendre l'influence de ces différentes sollicitations sur le comportement d'un mur maçonné d'une part et d'autre part de déterminer les types d'essais faisables et adaptés dans la présente étude.

#### 1.3.1.1. Sollicitation statique monotone

Les deux protocoles utilisés pour évaluer le comportement au cisaillement de murs maçonnés sont l'essai de compression diagonale et l'essai de compression- cisaillement combiné.

##### (a) Essais de compression diagonale

L'essai de compression diagonale peut être effectué conformément à la recommandation ASTM E 519 ou la norme RILEM TC-76 LUM [RIL(1994)].

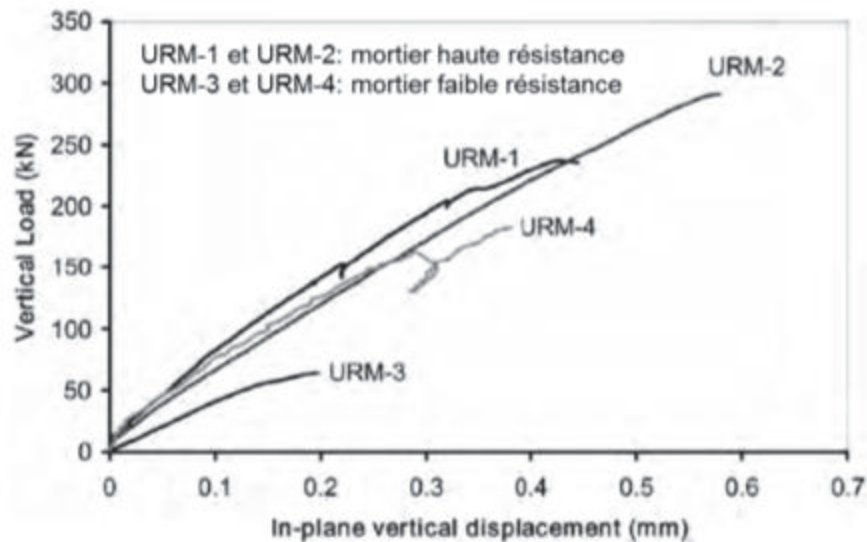


**Figure 1-24 : Configuration de chargement et un banc d'essai de compression diagonale [ISM(2011)].**

Selon ces normes, les spécimens maçonnés sont quasiment carrés d'une longueur au moins égale à 4 fois la longueur d'une brique. Le principe de cet essai est d'encastrer deux angles opposés à l'aide de sabots très rigides et de haute résistance. La longueur d'encastrement doit être égale à au moins 1/10 de la longueur d'un côté du mur, **Figure 1-24**. La charge de compression est

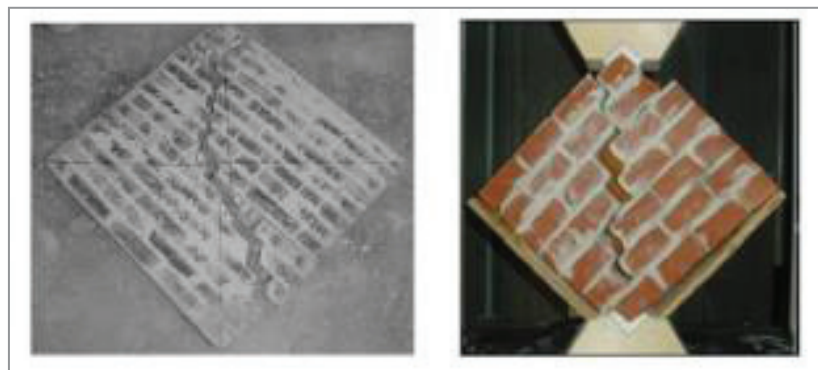
appliquée progressivement (à une vitesse d'environ 0,1mm/s selon Ismail et al. [ISM(2011)]), jusqu'à la rupture.

Gabor [GAB(2002)], Petersen [PET(2009)], Ismail et al. [ISM(2011)] ont noté que le comportement global du panneau de maçonnerie sous compression diagonale, représenté par la courbe de la force de compression en fonction du déplacement relatif le long de la bielle tendue (ou comprimée), est quasiment linéaire élastique avec l'existence d'un faible palier post-élastique, **Figure 1-25**.



**Figure 1-25 : Courbe force-déplacement des murs sous compression diagonale [PET(2009)]**

Un mode de rupture par traction diagonale est observé. La rupture traverse soit uniquement les joints soit également les briques en fonction des propriétés mécaniques des différents constituants, **Figure 1-26**. Cette rupture est l'un des modes de ruine qui peut apparaître dans un mur lors d'une sollicitation sismique dans le plan.



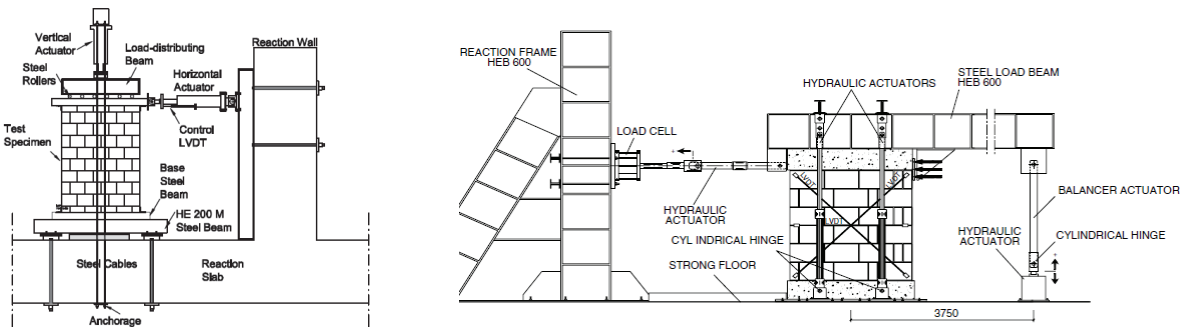
**Figure 1-26 : Rupture le long de la diagonale traversant les briques et les joints [GAB(2002)] et traversant les joints [SAT(2008)]**

Toutefois, la rupture du panneau maçonné sous compression diagonale dépend aussi des conditions aux limites (la longueur d'encastrement). Gabor [GAB(2002)] a montré que, pour le cas des spécimens de briques en terre cuite, si cette longueur d'encastrement n'est pas assez grande ( $1/6$  de la longueur d'un côté du spécimen), une rupture locale se produira.

#### **(b) Essais de compression- cisaillement**

Ce type d'essai consiste en un mur de type console fixé au niveau de sa base (ou fixé- fixé) soumis à une pré-compression normale constante combinée avec un effort de cisaillement en tête

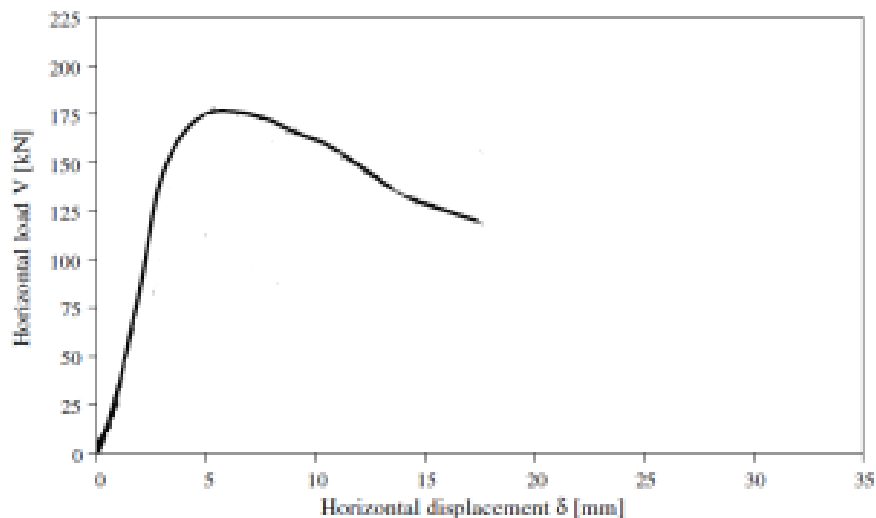
du mur. Afin de simuler ces conditions aux limites et de chargement, le banc d'essai doit disposer d'un système rigide pour fixer la fondation (et la tête du mur), d'un système permettant d'appliquer et maintenir la charge de compression constante durant tout le long de l'essai et aussi d'un système pour appliquer la charge de cisaillement, **Figure 1-27**.



**Figure 1-27 : Exemples de bancs d'essais de type console [VAS(2005)] et de type fixé- fixé [MAR(2007)]**

➤ **Comportement global**

En raison de l'hétérogénéité du mur maçonné et du comportement non- linéaire du mortier, le comportement au cisaillement d'un mur maçonné, représenté par la courbe de charge-déplacement latéral en tête du mur, n'est pas élastique parfait bien que le niveau de déplacement global (déplacement en tête du mur) reste faible (Oliveira [OLI(2003)] ; Vasconcelos [VAS(2005)] ; Marcariet al. [MAR(2007)], Capozucca [CAP(2011)]), **Figure 1-28**.



**Figure 1-28 : Courbe charge-déplacement latéral d'un mur non renforcé sous sollicitation compression-cisaillement [MAR(2007)]**

➤ **Modes de rupture**

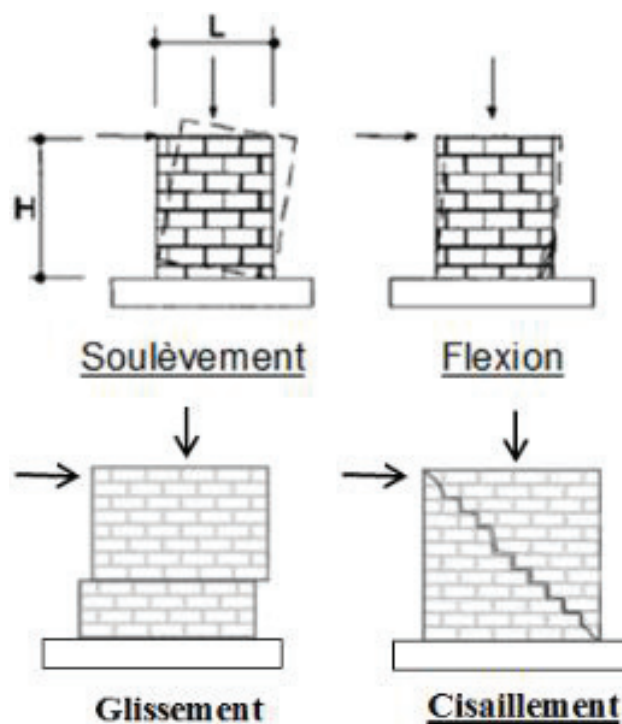
Lorsque le mur est soumis à ce type de chargement, le mur peut se rompre soit par cisaillement pur (ou glissement), soit par traction diagonale, soit par flexion ou par soulèvement (Magenes et Calvi [MAG(1997)]), selon sa géométrie (ratio dimensionnel entre la hauteur et la largeur du mur H/L), la relation entre les charges verticale et horizontale et les caractéristiques des matériaux.

- Rupture par flexion- soulèvement: les premières fissures apparaissent dans les zones soumises aux efforts de traction maximaux, à la base du mur, provenant de la flexion dans le plan. Le mur agit comme un corps rigide et tourne autour de la zone comprimée. A l'état limite ultime, l'effondrement peut se produire par renversement dans le plan ou



basculement hors plan. Ce mode de rupture apparaît généralement lorsque le ratio  $H/L$  et la résistance au cisaillement du mur sont relativement élevés et que le chargement vertical est faible.

- Rupture par flexion- écrasement : la fissuration se manifeste d'abord dans les zones où la contrainte de traction est maximale mais le balancement du mur ne se produit pas. Par conséquent, le cisaillement est redistribué vers les zones comprimées. La zone la plus comprimée à la base du mur est écrasée ou des fissures diagonales apparaissent provoquées par le glissement de l'interface brique/mortier. A l'état limite ultime, deux situations peuvent se présenter : rupture par écrasement de la zone comprimée ou fissuration excessive suivant la diagonale. Ce mode de rupture se produit lorsque le ratio dimensionnel  $H/L$  et la compression sont élevés.
- Rupture par traction diagonale : ce mode est caractérisé par l'apparition d'une fissure diagonale prenant son origine au centre du panneau et s'étendant dans cette direction jusqu'à l'extrémité de ce dernier. C'est un mode associé au cisaillement du mur. La fissure diagonale peut traverser les joints horizontaux et verticaux mais peut aussi se propager à travers les éléments de maçonnerie ; cela dépend de la résistance du mortier, des éléments ainsi que de l'interface entre les deux. Ce mode de rupture apparaît généralement avec un ratio dimensionnel modéré et une grande charge verticale.
- Rupture par glissement : suite à la formation de fissures horizontales de traction dans les joints horizontaux, un plan de glissement potentiel peut se former le long des joints horizontaux endommagés. Le glissement des joints se produit quand le ratio dimensionnel est faible et que la charge verticale est aussi faible.



**Figure 1-29 : Modes de rupture dans le plan de murs non-renforcés.**

Ces modes de ruptures ne sont que des modes principaux et, en général, la rupture observée d'un mur sous cisaillement dans le plan est souvent la combinaison entre ces trois modes principaux. Dès lors, il est crucial d'identifier les facteurs précurseurs des différents modes de rupture. En effet, une identification des principaux paramètres pilotant la ruine des murs maçonnés permettra par la suite une meilleure valorisation des renforts.



➤ Etudes paramétriques

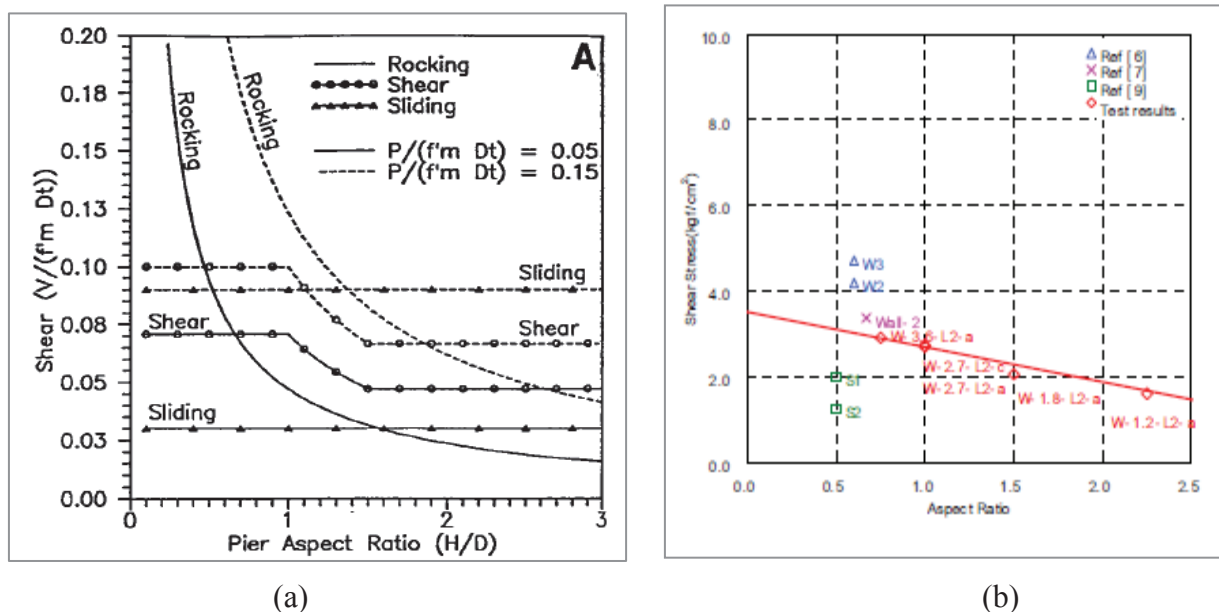
Dans l'ensemble des travaux que l'on peut trouver dans la littérature (Calvi et al. [CAL(1996)] Magenes [MAG(1992)], Mann et Muller [MAN(1982)]), il est établi que les paramètres les plus influents sur le comportement des murs de maçonnerie chargés dans leur plan sont le ratio dimensionnel (H/L) et l'intensité de la charge verticale.

- Ratio dimensionnel (H/L)

Une étude analytique de Calvi et al. [CAL(1996)] s'est penchée sur l'influence de ce paramètre sur le comportement d'un mur sous compression-cisaillement. La relation entre les modes de rupture principaux est illustrée dans la **Figure 1-30** qui montre l'effet de l'évolution du ratio dimensionnel. Lorsque les conditions aux limites sont déterminées, une augmentation de ce paramètre tend à conduire à une rupture par flexion (« rocking »), tandis qu'une diminution conduit aux ruptures de type cisaillement (soit par traction diagonale, soit par glissement).

En ce qui concerne l'influence de ce paramètre sur la résistance au cisaillement d'un mur sous ce type de chargement, Yi et al. [Yi(2004)], grâce à leurs résultats expérimentaux couplés à des études dans la littérature, ont conclu que l'augmentation du ratio dimensionnel s'accompagne d'une diminution de la résistance au cisaillement, **Figure 1-30**.

L'amélioration de la résistance associée à de faible ratio peut être expliquée par un rôle plus important du fonctionnement par mécanisme de treillis avec un cisaillement repris principalement par une bielle de compression diagonale.



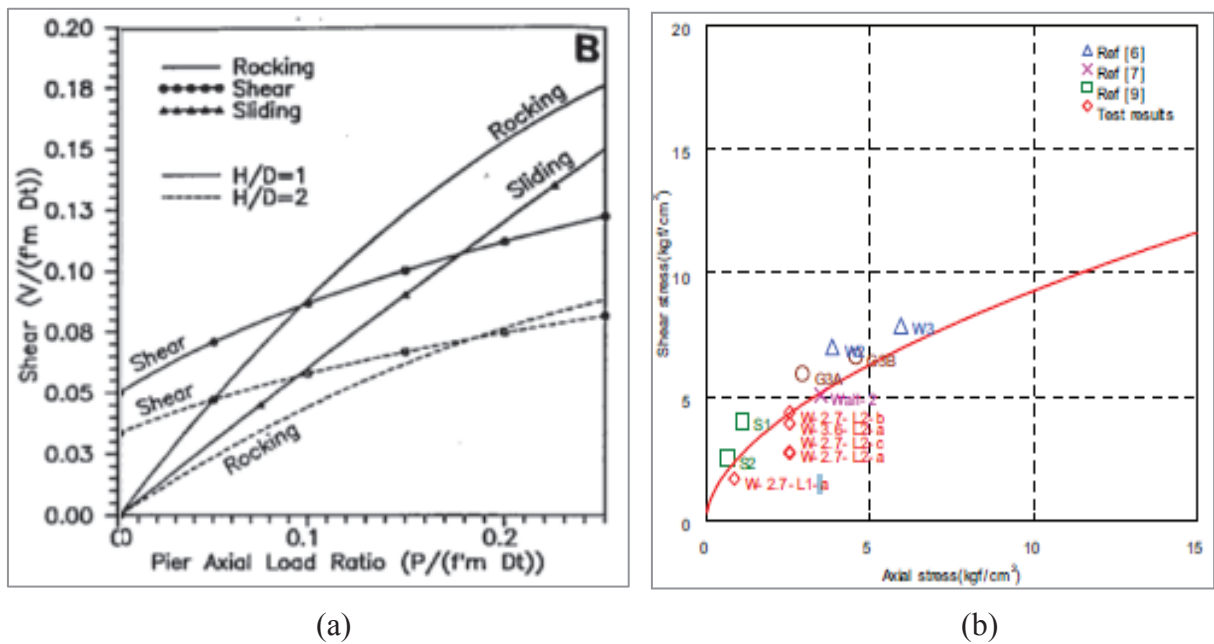
**Figure 1-30 : Influence du ratio dimensionnel (a)- sur les modes de rupture du mur (les conditions aux limites sont fixé- fixé) [CAL(1996)] et (b)-sur la résistance au cisaillement [YI(2004)]**

- L'intensité de la charge verticale

De manière analytique, Calvi et al. [CAL(1996)] ont établi une relation entre l'intensité de la charge verticale et le mode de rupture. Selon les auteurs, quand la géométrie et les conditions aux limites sont fixées, une augmentation de la charge verticale a tendance à conduire à une rupture de type traction diagonale, cependant une faible charge verticale tend à être associée aux ruptures de type glissement ou par flexion, **Figure 1-31(a)**.

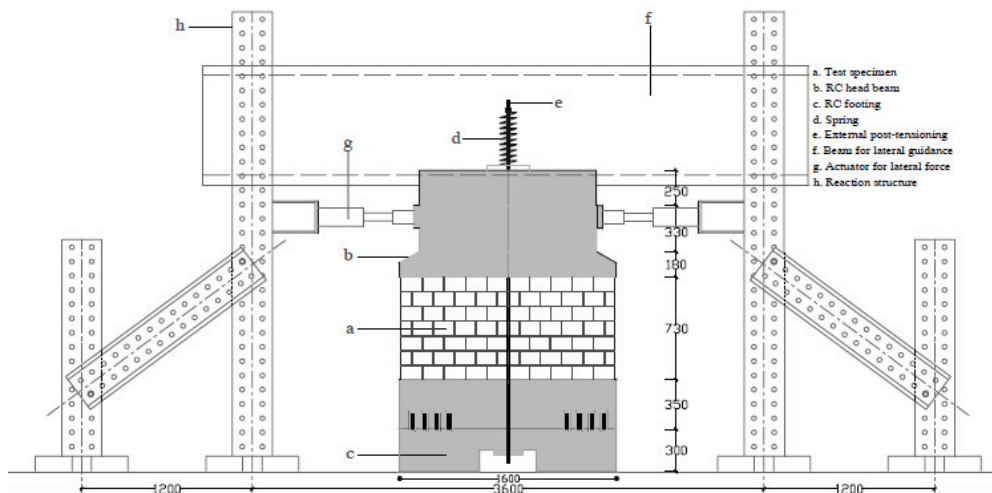
L'augmentation de la charge verticale a aussi un impact sur la résistance latérale. Plus cette charge est grande plus la résistance augmente, **Figure 1-31(b)**. Cette influence est mise en relief dans les études de Magenes [MAG(1992)] ; Oliveira [OLI(2003)] ; Yi et al. [Yi (2004)] et Vasconcelos [VAS(2005)].

Toutefois, lorsque la charge verticale est augmentée, la résistance au cisaillement du mur est améliorée mais la capacité de déformation est diminuée. De plus, les murs sollicités par une charge verticale élevée sont plus rigides que des murs associés à une faible charge verticale, **Figure 1-36**.



**Figure 1-31 : Influence de la charge verticale sur (a) – les modes de rupture (les conditions aux limites sont fixé- fixé) [CAL(1996)] et (b)- sur la résistance au cisaillement [YI(2004)]**

1.3.1.2. Sollicitations cycliques

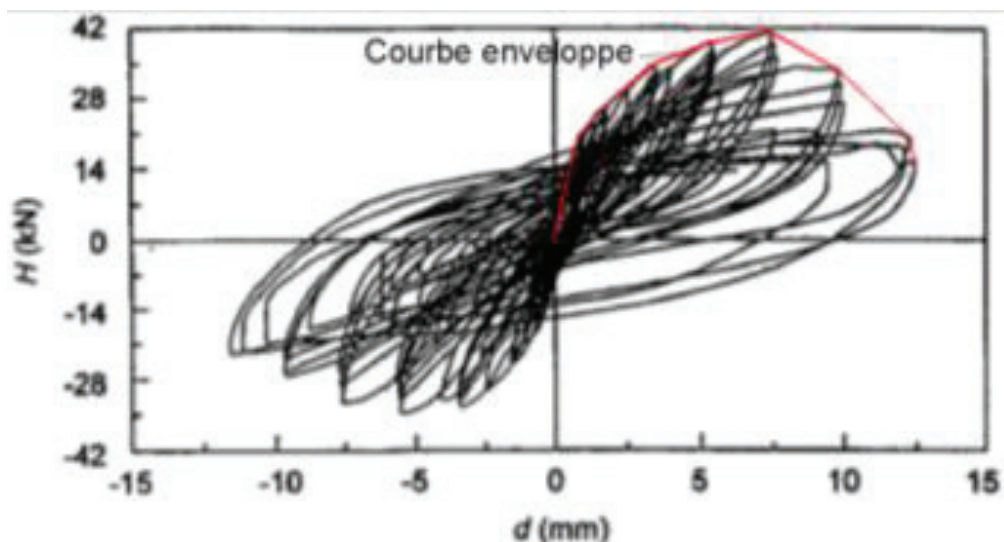


**Figure 1-32 : Configuration de chargement et un exemple d'un banc d'essai de sollicitation cyclique [ELW(2005)]**

Généralement, le banc d'essai de sollicitations cycliques est basé sur celui de l'essai compression- cisaillement statique monotone avec seulement une modification sur le dispositif horizontal pour pouvoir effectuer un chargement réversible, **Figure 1-32**.

**(a) Comportement global**

La charge est appliquée de manière cyclique et la courbe de relation force- déplacement latéral obtenue est du type de celle représentée sur la **Figure 1-33**. Toutefois, le comportement global traduit par la courbe enveloppe des cycles est similaire à celui d'une sollicitation quasi- statique monotone, **Figure 1-35**.



**Figure 1-33 : Courbe force- déplacement latéral obtenue lors d'un essai cyclique [TOM(2000)]**

**(b) Modes de rupture**

Sous ce type de chargement, quatre modes de rupture principaux sont identifiés, similaires à ceux identifiés dans le cas de sollicitations monotones représentés sur la **Figure 1-29**.

Les paramètres qui influencent le comportement et les modes de rupture sont voisins de ceux présentés dans la précédente étude paramétrique de sollicitations monotones de type compression- cisaillement.

**1.3.1.3. Comparaison des sollicitations**

Tomazevic et al. [TOM(1996)] ont effectué une étude expérimentale sur une série de 32 essais de compression- cisaillement sur des murs maçonnés renforcés conçus pour rompre en flexion. L'analyse des résultats a permis aux auteurs de confirmer l'influence de la forme et de la vitesse de l'application de la charge latérale sur les résultats. L'influence de 4 différents modèles de charge latérale, monotone, cyclique et dynamique, sur le comportement des murs a été comparée à deux niveaux de charges verticales pré-appliquées aux murs. Dans le premier modèle, le déplacement latéral augmente de façon monotone (procédure d'essai A - **Figure 1-35 a**) ; dans le second modèle, de type cyclique, le déplacement latéral imposé est alterné et symétrique et son amplitude augmente graduellement, par train de trois cycles (procédure B- **Figure 1-35b**) ; dans le troisième modèle, également de type cyclique, le déplacement latéral imposé est alterné et symétrique mais l'enveloppe des amplitudes suit un mouvement sinusoïdal croissant (procédure C - **Figure 1-35c**), et dans le dernier modèle, le déplacement latéral imposé a pour vocation de reproduire une sollicitation sismique réelle (procédure D - **Figure 1-34d**).

Les murs ont été testés avec deux niveaux de charge verticale (axiale). Dans le cas de faible charge verticale, le ratio de charge axiale (le rapport entre les valeurs de la contrainte moyenne de compression dans la section horizontale du mur due à cette charge verticale et la résistance à la compression de maçonnerie) est égale à 0,19 tandis que pour le cas de forte charge verticale, ce ratio est de 0,39.

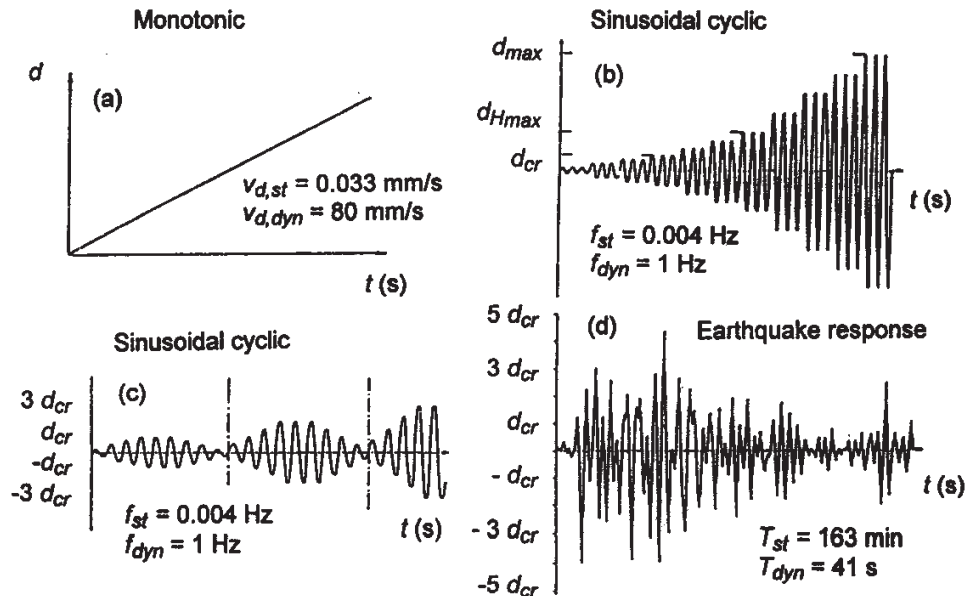


Figure 1-34 : Histoire des déplacements latéraux imposés pour lesessais sur des murs maçonnés renforcés [TOM(1996)] : (a) – monotone ; (b)-cyclique, procédure ZAG ; (c)-cyclique, modifié procédure de TCCMAR ; (d)-réponse sismique.

Avec les résultats obtenus, les auteurs ont tiré des conclusions principales concernant l'influence des différentes procédures d'application de charge latérale sur la résistance maximale, le déplacement ultime ou le facteur de ductilité et la capacité de déformation qui sont détaillées ci-dessous. Toutefois, l'influence de la procédure d'application de la charge sur les modes de rupture n'a pas été abordée dans leur étude.

(a) *Monotones / cycliques*

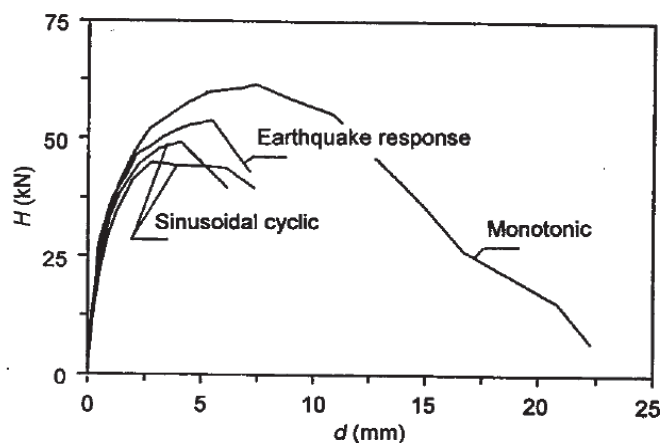
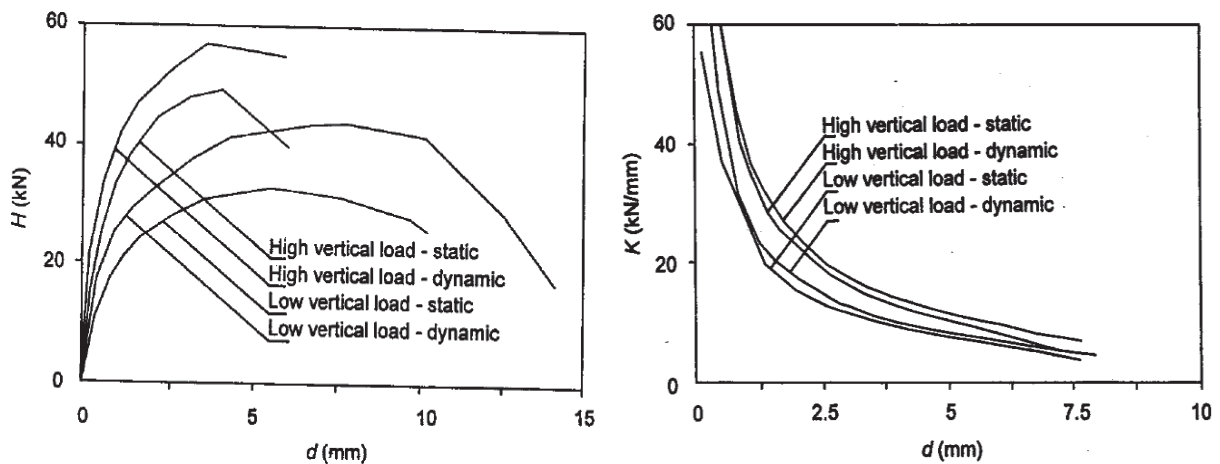


Figure 1-35 : Influence du type de sollicitation sur le comportement de murs maçonnés [TOM(1996)]

Les essais monotones présentent des valeurs de résistance latérale ainsi que des déplacements ultimes plus importants que les tests cycliques, **Figure 1-35**.

**(b) Statiques / dynamiques**

Les valeurs de résistance mesurées dans des essais dynamiques sont plus élevées que celles des essais statiques. Il n'y a pas de règle distinctement observée concernant les facteurs de ductilité et de capacité de déformation. Dans la plupart des cas, des valeurs similaires de déplacements aux points caractéristiques de l'enveloppe d'hystérésis ont été mesurées pour deux cas de la vitesse de chargement (lent et rapide). En conséquence, les valeurs de facteurs de ductilité résultantes sont similaires dans les deux cas, statique et dynamique, **Figure 1-35**. Concernant la rigidité, les valeurs déterminées par des essais dynamiques tendent à être plus grandes que celles déterminées par des essais statiques, **Figure 1-36**.



**Figure 1-36 : Influence du type de sollicitation sur la rigidité du mur [TOM(1996)]**

**1.3.1.4. Commentaires****(a) Sollicitation statique monotone/ cyclique et dynamique**

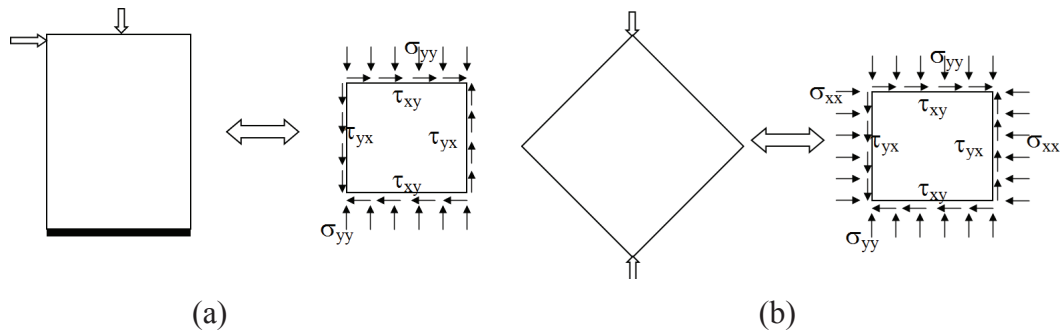
Il est à noter que les résultats des essais expérimentaux dépendent de la vitesse de sollicitation et du caractère, statique monotone, cyclique ou dynamique, du chargement. Parmi eux, les tests dynamiques simulent mieux l'excitation sismique réelle et de nos jours il est possible de les réaliser (ex : essais sur plateformes vibrantes). Toutefois, il importe de mentionner que l'équipement nécessaire pour des essais dynamiques est très onéreux. En outre, les essais de type statique permettent de mesurer plus précisément des forces et des déplacements et l'enregistrement de l'évolution des dommages devient plus facile (Calvi et al. [CAL(1996)]). De plus, les essais statiques sont plus conservatifs que des essais dynamiques puisqu'ils tendent à fournir une moindre résistance latérale et des dégâts plus importants (Calvi et al. [CAL(1996)]). Pour ces raisons, les essais statiques sont plus utilisés que les essais dynamiques.

En ce qui concerne les essais statiques, Tomazevic et al. [TOM(1996)] ont conclu que les informations relatives aux résistances caractéristiques de la maçonnerie peuvent être obtenues par des essais monotones mais l'intérêt de ces essais en termes de déformation est plus mitigé. Cependant, les essais cycliques sont plus adaptés pour obtenir des informations concernant la capacité de déformations caractéristiques ainsi que la ductilité et la dissipation d'énergie de murs maçonnés.

**(b) Essai de type compression- cisaillement versus compression diagonale**

Les essais de type compression – cisaillement sont plus complexes à réaliser que ceux de compression diagonale mais ils semblent plus représentatifs en termes d'états de contrainte et de déformation d'un mur lors d'une sollicitation sismique, **Figure 1-37**.

L'essai de type compression- cisaillement permet de restituer plusieurs modes de rupture correspondant à ceux qui peuvent se produire dans le plan (flexion, glissement, cisaillement) lors d'un séisme. Cependant, l'essai de compression diagonale ne peut rendre compte que du mode de rupture de type traction- diagonale.



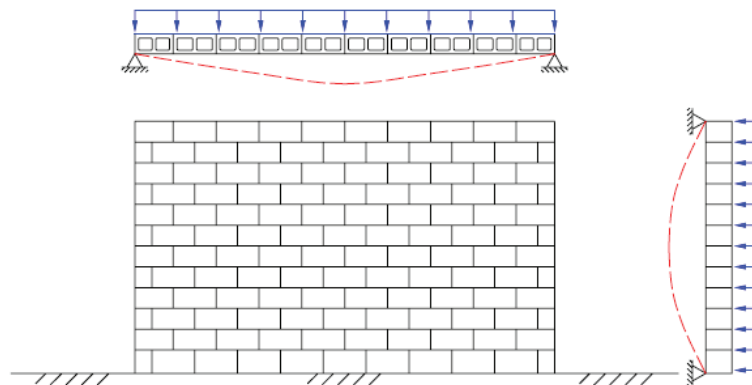
**Figure 1-37 : Etat de contrainte produit par compression–cisaillement (a) et compression diagonale (b)**

En outre, avec des essais de type compression- cisaillement, il est possible d'envisager l'étude de l'influence de la géométrie (H/L), de celle de la charge de compression ou l'investigation de l'importance des systèmes d'ancrage entre le mur et la fondation ce qui ne peut être obtenu via l'essai de compression diagonale.

**1.3.2. Comportement hors plan**

La valorisation prioritaire des murs maçonnés dans leur plan (murs porteurs et murs de contreventement) doublée de l'attention limitée aux dommages (parfois conséquents) induits par les sollicitations hors plan expliquent en grande partie le faible (bien que croissant ces dernières décennies) nombre d'études traitant du sujet.

Les murs sous chargement hors plan sont aussi référencés « murs de flexion » puisque la flexion est un effort prédominant. La complexité de l'étude des murs chargés hors plan réside dans le fait qu'ils peuvent subir une combinaison de flexion, **Figure 1-38**.



**Figure 1-38 : Flexion dans deux directions d'un mur sous chargement hors plan [UMI(2005)]**

En conséquence, en sus des risques d'apparition des modes de rupture comme pour la flexion horizontale ou/et flexion verticale, où la ligne de rupture est parallèle ou perpendiculaire aux joints horizontaux, un autre mode de rupture due à la combinaison des deux flexions horizontale et verticale peut être engendré, nommé flexion diagonale, il émane des coins des panneaux du mur, **Figure 1-39**.



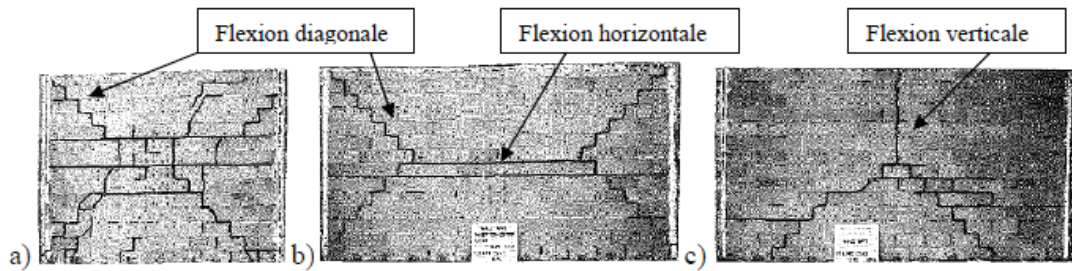


Figure 1-39 : Rupture de murs maçonnés sous flexion bi- axiale [DRY (1988)]

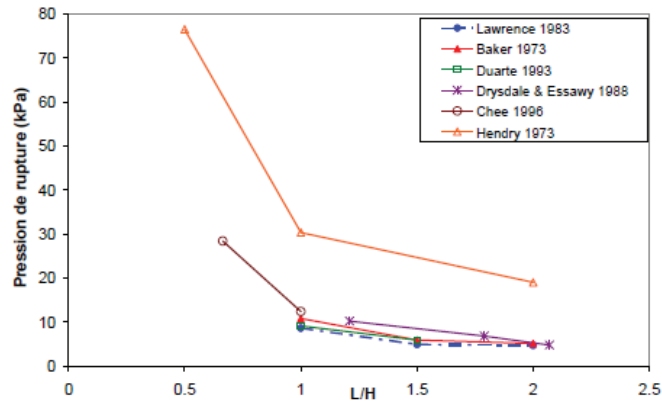
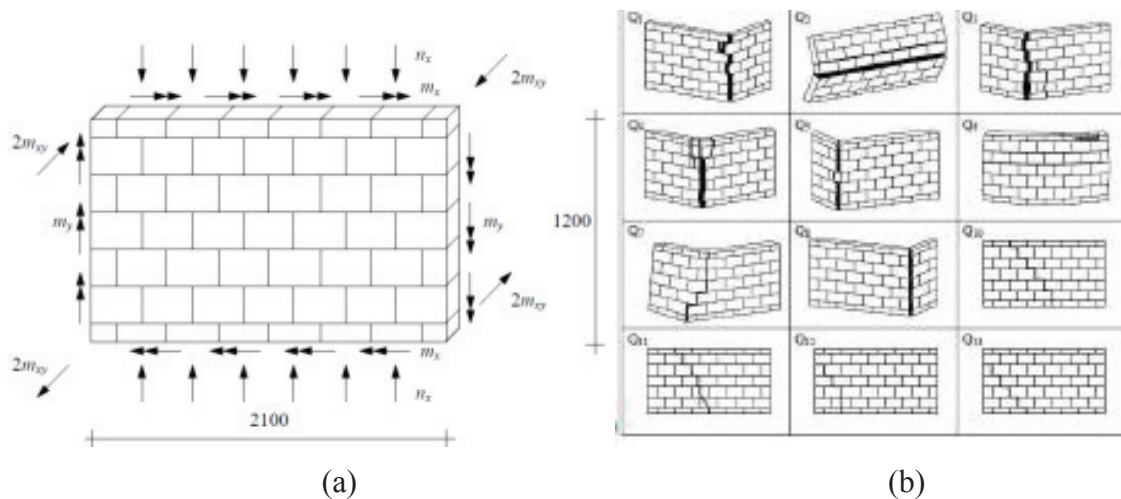


Figure 1-40 : Influence de L/H sur la pression ultime des murs appuyés sur 4 bords [BUI (2013)]

Les résultats de la littérature ont montré que, pour les deux types de conditions aux limites (supportés sur trois bords et sur quatre bords), la géométrie du mur ou bien le ratio L/H (longueur/hauteur) influence fortement la résistance du mur. Cette conclusion a été établie par [BUI(2013)] en se basant sur les études recensées dans la littérature (Lawrence [LAW(1983)] ; Baker [BAK(1973)] ; Duarte [DUA(1993)] ; Drysdale [DRY(1988)] ; Chee [CHE(1996)] ; Hendry [HEN(1973)]), **Figure 1-40**.

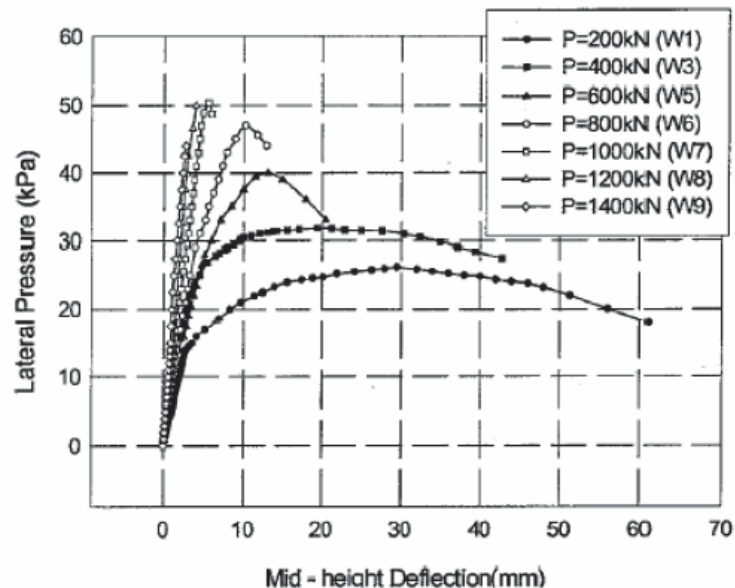


Test	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Test	Q10	Q11	Q12	Q13
$n_y$ [kN/m]	-267	-67	-67	-67	-67	-267	-20	-67	$n_y$ [kN/m]	-67	-67	-67	-67
$m_x$ [kN.m/m]	12.56	4.88	3.95	0.08	1.35	15.54	0.53	-4.00	$m_x$ [kN.m/m]	0.00	0.00	1.02	1.20
$m_y$ [kN.m/m]	1.77	0.59	1.75	1.88	1.95	1.29	1.83	1.44	$m_y$ [kN.m/m]	0.00	1.25	0.49	1.35
									$m_{xy}$ [kN.m/m]	-3.51	-2.50	-1.87	-2.50

Figure 1-41 : a- Configuration de chargement et b- modes de rupture observés [THU (1988)]

En ce qui concerne le cas où le mur est chargé d'abord par une charge constante de pré-compression puis soumis à une charge hors plan jusqu'à la rupture, Thürlimann et Guggisberg [THU (1988)] ont mis en évidence que les modes de rupture hors plan diffèrent selon le rapport entre les différentes charges appliquées, **Figure 1-41**. Dans cette étude, après l'application d'une pré-compression constante dans le plan du mur, la charge hors plan est appliquée par deux moments flexions (spécimens de Q1 à Q8), auxquels on ajoute un moment de torsion pour les spécimens de Q10 à Q13.

Liu et al. [LIU(2004)], Dallot et al. [DAL 2008] ont montré que l'augmentation de la charge de pré-compression améliore la résistance hors plan mais réduit dans le même temps la ductilité.



**Figure 1-42 : Influence de la charge de pré-compression sur le comportement de murs en flexion hors plan [LIU(2004)]**

### 1.3.3. Conclusion

Le comportement de murs maçonnés sous chargements dans le plan et hors plan est très complexe et étroitement tributaire de plusieurs paramètres tels que le ratio dimensionnel (H/L), l'intensité de la charge de pré-compression, les conditions aux limites, les types de sollicitation, etc. Par ailleurs, les murs présentent une faible résistance aux efforts horizontaux et une ductilité limitée ce qui incite à la mise en place de renforcement dont le positionnement sur le mur découle d'une volonté de pallier les principaux modes de rupture identifiés et le cas échéant, accroître la capacité de dissipation.

## 1.4. Comportement des maçonneries renforcées (à l'échelle du composant de structure)

Il existe plusieurs méthodes susceptibles de répondre au besoin de renforcement des maçonneries lors d'une sollicitation sismique. Toutefois, la solution par matériau composite à matrice polymère (Fiber Reinforced Polymer « FRP ») fait l'objet d'un nombre croissant d'études. Dans le même temps, un autre matériau composite à matrice cimentaire (Textile Reinforced Concrete « TRC » ou bien Textile Reinforced Mortar « TRM ») a été récemment envisagé comme solution complémentaire ou alternative de renforcement des éléments de structures maçonnées (Papanicolaou [PAP(2007)]). Cette partie vise à définir ces deux types de composites ainsi qu'à exposer certaines études éclairantes de renforcement des maçonneries déjà réalisées.

### 1.4.1. Renforcement par FRP

#### 1.4.1.1. Définition du matériau composite FRP

Le matériau composite FRP est un matériau de synthèse constitué de renforts (fibre) enrobés par un liant (matrice) polymère. Le résultat est un assemblage de deux substances non- miscibles et de nature différente : leur forme et leur fonction se combinent et se complètent pour donner un matériau hétérogène dont les performances globales sont améliorées. Parfois, il est nécessaire d'ajouter dans la matrice, en faible quantité, des charges (ignifugeants, conducteurs,...) ou des additifs (agent anti-retrait, additifs ultraviolets) pour conférer des caractéristiques particulières au matériau ou en réduire le coût.

##### (a) *Matériaux constitutifs*

###### ➤ *Fibres*

Dans un FRP, le renfort est là pour assurer la fonction mécanique du matériau composite. Les renforts peuvent se trouver sous différentes formes : fibres longues ou courtes, particules ou plaquettes et trichites, qui sont des fibres courtes constituées de cristaux. Les renforts fibreux les plus utilisés sont les fibres de verre, de carbone ou d'aramide. La fraction volumique des renforts varie de 20 à 70%. Vu que les matériaux composites structuraux, de par la nature du renfort, sont fortement anisotropes, il faut orienter de manière privilégiée les fibres dans la direction principale des efforts.

Les renforts utilisés pour la réparation des maçonneries sont constitués de fibres longues qui sont capables de supporter des charges plus importantes que ceux constitués par des fibres courtes. De plus, le renfort composite à fibres longues se comporte comme un renfort conventionnel en acier ou en béton armé, Gilstrap et Dolan [GIL(1998)].

Les fibres peuvent être utilisées simplement comme des armures de renforcement unidirectionnel ou sous forme de textile bidirectionnel. En se basant sur l'orientation des fibres, les textiles sont considérés comme unidirectionnels si toutes les fibres sont orientées dans une seule direction et bidirectionnels si les fibres sont orientées dans deux directions ( $0^\circ$ ,  $\pm 45^\circ$ , et  $\pm 90^\circ$ ). Généralement, les composites unidirectionnels sont les plus utilisés dans le renforcement. Dans le cas de tissus bidirectionnels, seules des fibres orientées le long de l'axe longitudinal jouent un rôle de renfort, tandis que des fibres transverses contribuent à la stabilité géométrique des fibres longitudinales.

##### • *Les fibres de carbone*

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) et celles à haut module (HM). Les fibres de carbone ont un comportement élastique fragile associé à une énergie d'absorption relativement faible. Leur résistance à la rupture est plus grande en comparaison de celle des fibres de verre ou d'aramide. De plus, les fibres de carbone sont moins sensibles au fluage et à la fatigue. Les composites FRP à base de fibres de carbone sont nommés CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer).

##### • *Les fibres de verre*

Dans la construction, les fibres les plus utilisées sont les fibres de verre E et R. Le premier type représente la quasi-totalité du tonnage du verre textile pour composites, tandis que le second est un verre spécial à hautes performances mécaniques (résistance et module) (Gay [GAY(1997)]). Au niveau des paramètres mécaniques, les fibres de verre présentent un module élastique plus petit que les fibres de carbone ou d'aramide et leur résistance à l'abrasion est relativement faible. De plus, elles sont sujettes au fluage et ont une faible résistance à la fatigue. Les composites FRP à base de fibres de verre sont nommés GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer).

• **Les fibres d'aramide**

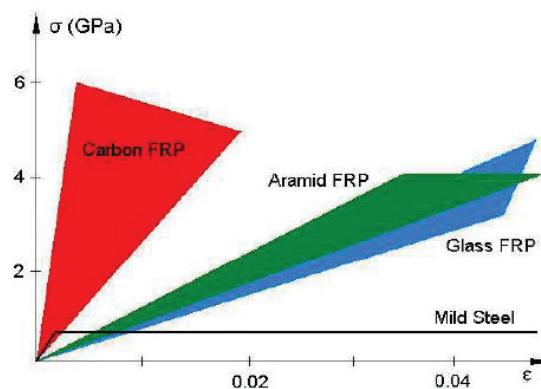
Les fibres d'aramide sont des fibres organiques, en polyamide aromatique dans une forme extrêmement orientée. Le module d'Young et la résistance à la traction sont intermédiaires entre les fibres de verre et de carbone. Le comportement au fluage est similaire à celui des fibres de verre, cependant sa résistance et son comportement à la fatigue sont meilleurs que ceux de ces derniers. Toutefois, ce type de fibre est sensible à l'humidité et se révèle couteux.

La Tableau 1-5 donne des caractéristiques des fibres de carbone et de verre

**Tableau 1-5 : Caractéristiques mécaniques des fibres les plus employées [GAY(1997)]**

	Fibres			
	Carbone HM	Carbone HR	Verre E	Verre R
Résistance à la traction (GPa)	2 à 2,5	3,5 à 4,5	2,3	3,4
Module élastique en traction (GPa)	390 à 450	230 à 250	73	87
Allongement à la rupture (%)	0,5 à 0,6	1,4 à 1,8	3,5	3,3
Résistance à la compression (GPa)	2,2 à 2,8	1,3 à 1,7	0,96	1,1

La **Figure 1-43** présente des performances mécaniques comparatives entre des composites à base de fibres de carbone, de verre et d'aramide en les comparant avec les aciers d'armature.



**Figure 1-43 : Comparaison des performances entre divers matériaux de renforcement [SIK(2003)]**

➤ **Matrice époxy**

La matrice est un élément essentiel du composite pour lier les divers constituants du matériau et ses principaux rôles sont de contribuer à améliorer :

- l'adhérence du FRP aux substrats (structures qui ont besoin d'être renforcées),
- l'adhérence interne entre les fibres,
- la stabilité dimensionnelle du FRP et le maintien de l'orientation des fibres,
- la résistance aux chocs et aux agents agressifs,
- le transfert des contraintes des substrats aux fibres et entre les fibres.

Les résines polymériques de type thermoplastiques ou thermodurcissables permettent de répondre à ce cahier des charges.

Les matrices thermoplastiques sont des polymères linéaires ou ramifiés, obtenus par addition : les macromolécules ne sont liées entre elles que par des liaisons faibles. Les thermoplastiques ont un comportement réversible et peuvent être ramollis et durcis à plusieurs reprises par chauffage et

refroidissement. En revanche, les matrices thermodurcissables sont des polymères réticulés, transformées à l'aide de durcisseurs et d'accélérateur : les macromolécules forment un réseau tridimensionnel et sont liées par des liaisons de forte intensité. Les thermodurcissables ne peuvent pas être réversiblement ramollis : quand la température augmente, ils conservent leur rigidité jusqu'au moment où ils se dégradent. La structure tridimensionnelle confère aux thermodurcissables de bonnes propriétés mécaniques et une meilleure tenue au fluage que les thermoplastiques. C'est pourquoi les thermodurcissables sont largement utilisés pour les composites à usages structureaux.

Les résines thermodurcissables les plus répandues sont les polyesters non-saturés, les époxy, les vinyliques esters et phénoliques. Parmi celles-ci, la résine époxy est la plus largement utilisée dans des composites pour renforcer des structures car elle présente de bonnes propriétés en traction, en flexion et en compression [Japan BDPA(1999)]. Mécaniquement seule la résistance aux chocs est un point faible, Tableau 1-6. Par ailleurs, la résine époxyde peut se révéler faiblement compatible avec de bonnes conditions d'hygiène et sécurité.

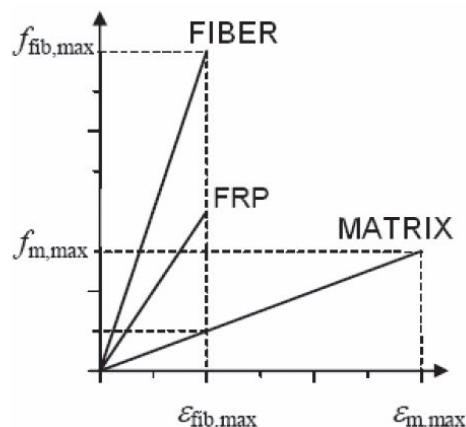
**Tableau 1-6 : Caractéristiques mécaniques des époxy [GAY(1997)]**

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Résistance au choc (kJ/m <sup>2</sup> )	7 à 10

Les principaux avantages de l'époxy sont une adhérence remarquable sur tous les types de support, une relative neutralité vis-à-vis de l'organisme humain, une excellente résistance chimique aux huiles, aux hydrocarbures, à l'eau.

**(b) Comportement mécanique du FRP**

Dans les composites FRP, les fibres fournissent la capacité portante et la rigidité du composite et la matrice assure le transfert des efforts entre les fibres et protègent les fibres elles-mêmes. La plupart des FRP montre une résistance et une rigidité élevées, tandis que la capacité de déformation ultime est plus petite que celle de la matrice. La **Figure 1-44** montre la relation contrainte – déformation pour les fibres, la matrice et le composite FRP.



**Figure 1-44 : Relation contrainte – déformation pour les fibres, la matrice et le composite FRP [CNR-DT200/2004]**

**(c) Mise en œuvre des renforts FRP pour renforcer des structures**



Depuis les années 1980s, le système de renfort externe par FRP est utilisé pour renforcer et réparer des éléments de structures tels que des colonnes, dalles, murs, joints, voûtes de tunnels, tubes, etc. (ACI 440.2R-08).

Les systèmes adaptés pour le renforcement externe des structures peuvent être classifiés en :

➤ **Collage de plaques composites**

Les plaques composites sont fabriquées en formes variées par la pultrusion ou la stratification. Ces plaques préfabriquées sont collées directement aux éléments de structure.

➤ **Système de « wet lay-up »**

Les matériaux de FRP utilisés sont des feuilles de fibres sèches unidirectionnelles ou multidirectionnelles ou des câbles (« tows ») de fibres sèches. Elles sont imprégnées avec une résine de saturation sur place.

➤ **Mise en œuvre par stratification directe**

Avant la mise en œuvre du matériau composite, la surface de substrat doit être nettoyée pour être plane et propre. Dans une première étape, une couche primaire de polymère époxy est appliquée sur la surface à renforcer (ou à réparer). Celle – ci sert de couche d'accrochage pour la deuxième couche de résine époxy, qui joue un rôle d'égalisation et de lissage de la surface à réparer. Après durcissement, c'est sur cette deuxième couche qu'on colle l'armature composite à l'aide d'une résine. Par la suite, on applique une seconde couche de polymère époxyde, qui sert à protéger le renfort composite. Lors de ces opérations, il faut s'assurer que le composite a été bien imprégné par la résine, afin qu'il puisse remplir son rôle de renfort. Le cas échéant, on peut coller plusieurs couches de composite, avec l'orientation des fibres dans la direction des sollicitations principales, [Documentation Replark].

➤ **Technique NSM « Near Surface Mouted »**

La NSM permet de fournir une solution plus discrète pour renforcer des structures - les renforts sous forme de barres sont généralement insérés dans la structure de béton ou de maçonnerie par l'intermédiaire de coupes ou de sciages. Cette technique ne nécessite pas de préparation de la surface et le temps d'installation peut être moins long que pour d'autres techniques [SIK(1999)]. Toutefois, il convient de souligner le risque d'endommagement des armatures (dans le cas d'éléments en béton armé) lorsque les rainures destinées à héberger les renforts, sont préparées.

Le choix de la technique de mise en œuvre des renforts composites dépend de l'état de surface du substrat destiné à être renforcé. Généralement, la maçonnerie présente des irrégularités de surface plus importantes que les structures en béton armé ou métalliques. De ce fait la technique par stratification directe est la plus utilisée pour la réparation et le renforcement des maçonneries.

#### **1.4.1.2. Renforcement des murs maçonnés renforcés par FRP**

(a) ***Renforcement dans le plan***

➤ **Sollicitation statique monotone**

Dans la littérature, comme pour les murs non-renforcés, les essais de type statique monotone sont effectués selon les deux protocoles de compression diagonale (Valluzzi et al.[VAL(2002)] ; Gabor[GAB(2002)] ; Hernan et al.[HER(2004)] ; Hamid et Jason HAM(2011)], Luccioni et Rougier [LUC(2011)], Kalali et Kabir [KAL(2012)]) et de compression- cisaillement (Stratford et al. [STR(2004)] ; Marcari et al. [MAR(2007)]). Ces essais s'effectuent sur des murs maçonnés



de briques d'argile (Valluzzi et al. [VAL(2002)], Hernan et al. [HER(2004)], Luccioni et Rougier [LUC(2011)], Stratford et al. [STR(2004)]), briques de terre cuite creuses (Gabor [GAB(2002)]), briques de terre cuite pleines (Hamid et Jason [HAM(2011)]), briques de pierre-tuf (Marcari et al. [MAR(2007)]) ou briques de béton (Stratford et al. [STR(2004)]). Dans ces études, les composites CFRP et (ou) GFRP sont utilisés dans le cadre de renforcement des spécimens avec différentes configurations et des taux de renforcement variables soit sur une seule face, soit sur les deux faces. Tous ces paramètres sont des facteurs qui influencent le comportement de murs maçonnés renforcés par FRP (modes de rupture, performances globales et locales). Le **Tableau 1-7** propose une synthèse des principaux résultats recensés dans la littérature.

**Nomenclature pour tous les tableaux comparatifs**

Config- configuration de renforcement; **R-** renforts; **M-** maçonnerie; **FD-** fondation ; **NC/BR-** nombre de couche/bande de renfort ; **NBR-** nombre de bande ; **Sur-**surface ; **Ri-** rigidité ; **Cap-** capacité portante ; **Dép/Déf-** déplacement/déformation ; **Duc-** ductilité ; **Uni-** unidirectionnel; **Bi-** bidirectionnel; **HL-**horizontal; **V-**vertical; **D-diagonal**; **TD-**traction diagonale; **RC-**rupture de composites; **FH-** flexion hors plan; **EC-** écrasement de coins d'appliquer de la charge; **GJ-**glissement de joints; **R-TRC:** rupture de TRC ; **FL-tr:** traction flexion ; **FL-co:** compression flexion ; **fla-** flambage ; **C-co:** cisaillement- compression ; **AA-** avec ancrages, **SA-** sans ancrages. Toutes les dimensions sont en (mm). La configuration de grille : contient des bandes de renforts dans deux directions orthogonales ; **b-**largeur de bande, **t-**épaisseur de bande ; **H/L-** rapport de hauteur/largeur de murs.

**Tableau 1-7 : Etudes expérimentales sollicitations dans le plan de murs renforcés par FRP (essais statiques monotones)**

Auteur	Matériau briques	H/L	Renforcement							Modes de rupture	Amélioration des performances					
			Matériau	Position	Config	Ancrage		Structure de FRP	NC/BR		NBR/face	Dimen/bande (bxt)mm <sup>2</sup>	Ri	Cap	Dép/déf	Duc (d <sub>u</sub> /d <sub>cr</sub> )
MAR (2007)	Tuf	1	GFRP	2 faces	Croix	FRP	non	Uni	1	2	200x0,11	non	18%	-	Non	
									2		200x0,11		23%			
									1		200x0,11		30%			
									2		200x0,11		53%			
			CFRP	2 faces	Grille	non	Uni	1	3 V+ 3 H	200x0,11	2	200x0,11	2			48%
								2		200x0,11		62%				
								1		200x0,11		50%				
								2		200x0,11		67%				
STR (2004)	d'argile	1	GFRP	1face	Sur-totale	-	Bi	1	Figure	-	CD+Dé	Non	Non	Non		
															Sur-totale	50%

MARS (2000)	Brique creux	1	GFRP /CFRP/GVA	2 faces	// et $\perp$ joints HL	-	-	1	-	-	CD/EC	-	30-34%	-	-		
VAL (2002)	Argile plein	1	CFRP (GFRP)	2faces	Grille			1(2;3)	2(6)	51x1,2 (3;2,8)	TD+ Dé/RC	-	(3-74%)	-	-		
				1face	Grille(D)			(1;2)(4;6)	6(3)	51x(2,4;1,7)x(3;2,8)	TD+FH	-	(-9,8%); (11%)	-	-		
GAR (2002)	terre cuite creux	1,2	GFRP	2 faces	//D-tendue	Non	Non	1	4	b=150	TD	non	54%	320%	-	-	
					Sur-totale						EC		67%				320%
					//D-tendue						EC		78%				380%
HER (2004)	argile plein	1	CFRP	2faces	//D-tendue	Non	Non	1	1	150x1,2	EC	non	65%	600%	-	-	
					//joints HL						TD/EC+ Dé		40%				
											EC		33%				
											TD/Dé		0%				285%
SAN (2004)	Brique creux	1	CFRP	1 (2) faces	Grille	-	-	1	-	-	CD/GJ/EC	-	0 (70%)	-	-	-	
					Sur-totale						Uni-HL		63%				
HAM (2011)	terre cuit plein	1	GFRP	1 face	Croix	Non	Non	2	4	b=150		Non	114%	-	-	-	-
					$\perp$ joints HL						Uni-HL		31%				
					// joints HL						Uni-HL		58%				
					Grille						Uni-V		36%				
					Sur-totale						Uni-HL+V		202%				
											Uni-V		259%				
											Bi-		125%				

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

HAM (2011)		CFRP	2 faces	// joints HL	-	1	3(5)	b=50/ (2x50)		166% (119%)	-	-					
													Grille	3V+3H	b=50		183%
													Croix	2	b=125		245%
													⊥ joints HL	3	b=2x50		221%
LUC (2011)	Argile	1,1	2 faces	Sur-totale	-	1	3	-	EC	196%	-	-					
													//D- tendue		b=50		75%
													// joints HL	4	b=50	GJHL	6%
																EC	
KAL (2012)	-	1	2 faces	FRP (t-mur)	Uni-HL+V	1	4	(100) + (70)x0,51	TD	232%	471%	67%					
													non	Uni-D		Dé+TD	280%
													FRP (t-mur)	Uni-HL		TD	145%
														Uni-HL+V	2		153%
										331%	1045%	61%					

A partir de ce tableau de synthèse, le FRP se présente comme un matériau qui permet d'augmenter significativement la capacité portante mais sans modifier la rigidité de murs. A noter qu'avec les essais de type compression diagonale, une amélioration importante de la capacité de déformation (de 300% à 2000%) et de la ductilité (de 60% à 500%) a été remarquée dans les études de Gabor [GAB(2002)] ; Hernan et al.[HER(2004)] et Kalali et Kabir [KAL(2012)].

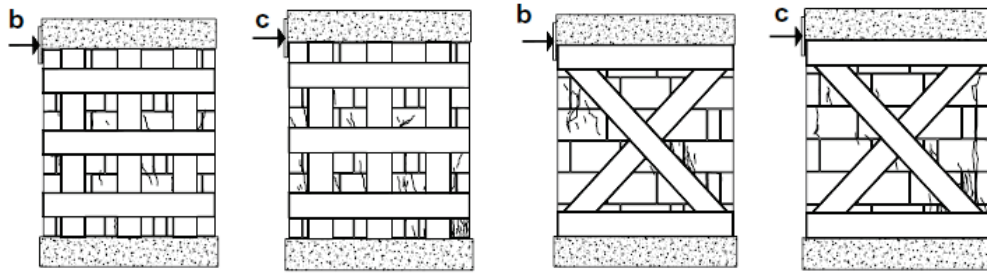
- ***Influence du matériau de renforcement FRP***

L'étude sur l'influence du matériau de renforcement a été abordée dans plusieurs études (Valluzzi et al. [VAL(2002)] ; Gabor [GAB(2002)], Marcari [MAR(2007)], Hamid et Jason [HAM(2011)]). Généralement, l'influence de la nature du matériau de renfort sur le comportement des murs renforcés vient de la différence de propriétés mécaniques telles que la rigidité et/ou la résistance. Concernant le mécanisme de rupture, Marcari et al. [MAR(2007)] ont montré que des spécimens renforcés par GFRP subissent des fissures plus grandes que celles des spécimens renforcés par CFRP. Cela s'explique par le fait que la souplesse du GFRP le rend moins efficace que le CFRP pour limiter les ouvertures des fissures. De plus, en raison de la moins bonne résistance à la traction du GFRP par rapport CFRP, la rupture des renforts composites peut se produire dans le cas des murs renforcés par GFRP mais pas pour des murs renforcés par CFRP (Marcari et al. [MAR(2007)], Gabor [GAB(2002)]). En outre, il a été noté que le décollement de renforts en CFRP est plus fréquent que celui de renforts en GFRP (Hamid et Jason [HAM(2011)], Valluzzi et al. [VAL(2002)]). En effet, le renfort CFRP est beaucoup plus rigide que GFRP, il empêche donc de « suivre » la déformation du substrat de maçonnerie et, en conséquence, il est plus facile à décoller lorsque la déformation de maçonnerie devient importante. Le type de renfort peut également changer le mode de rupture. Par exemple, des essais de compression diagonale ont été effectués sur des murs présentant une même configuration de renforcement, mais l'une en CFRP, l'autre en GFRP : le mur renforcé par CFRP s'est rompu par écrasement local de la zone d'application des efforts tandis que le mur en GFRP a présenté une rupture brutale de type traction diagonale avec une rupture également des renforts, Gabor [GAB(2002)]. En effet, le CFRP, dont la résistance élevée permet d'augmenter très significativement la capacité portante empêche l'amorçage de la fissuration dans la zone centrale de la maçonnerie à cause de sa rigidité élevée.

Il est clairement à souligner que la résistance du renfort est un des paramètres déterminants dans l'amélioration de la capacité portante des murs renforcés. Le CFRP permet d'améliorer plus significativement la capacité portante que le GFRP, avec un rapport de l'ordre de 1,5 à 2 fois dans Marcari et al. [MAR(2007)] et de 1,5 fois dans Gabor [GAB(2002)]. Hamid et Jason [HAM(2011)] ont trouvé que pour avoir une même augmentation de la capacité portante, le taux de renforcement nécessaire en CFRP est moins élevé que celui en GFRP puisque la rigidité et la résistance du CFRP sont plus élevées.

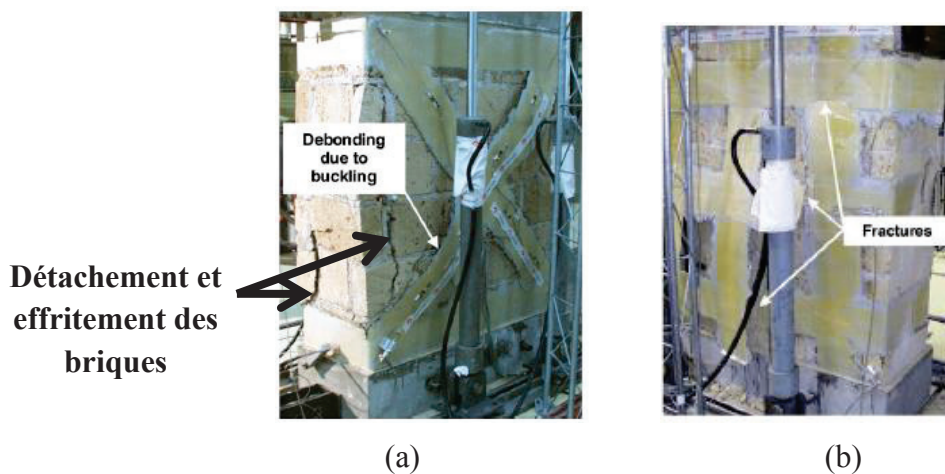
- ***Influence de la configuration et du taux de renforcement***

Marcari et al. [MAR(2007)] et Valluzzi et al. [VAL(2002)] ont comparé deux configurations de renforcement, de types diagonale et grille, et ont étudié différents taux de renforcement. Selon les auteurs, la rupture des murs renforcés par un schéma de grille orthogonale est caractérisée par de minuscules fissures qui sont distribuées dans toute la surface du mur. En revanche, de grandes fissures se produisent dans les spécimens renforcés par un schéma diagonal et ces fissures se propagent principalement le long de la diagonale comprimée. En effet, le changement de configuration des renforts s'accompagne d'une modification de la redistribution des contraintes dans la maçonnerie et donc il est de nature à infléchir le cheminement des fissures.



**Figure 1-45 : Ruptures de murs renforcés selon deux schémas de renforcement: b- taux de renforcement faible ; c- taux de renforcement élevé [MAR(2007)]**

Marcari et al. [MAR(2007)] ont remarqué que la rupture des murs renforcés par une configuration diagonale est aussi caractérisée par le détachement et l'effritement des briques aux deux extrémités, ce qui n'a pas été observé dans des murs renforcés par un schéma de grille orthogonale puisque les bandes de renfort horizontales dans ce dernier schéma aident à confiner horizontalement, et donc, à éviter le détachement et l'effritement de ces briques (**Figure 1-46**).



**Figure 1-46 : Ruptures de murs renforcés selon le schéma diagonal (a) et grille orthogonale (b) [MAR(2007)]**

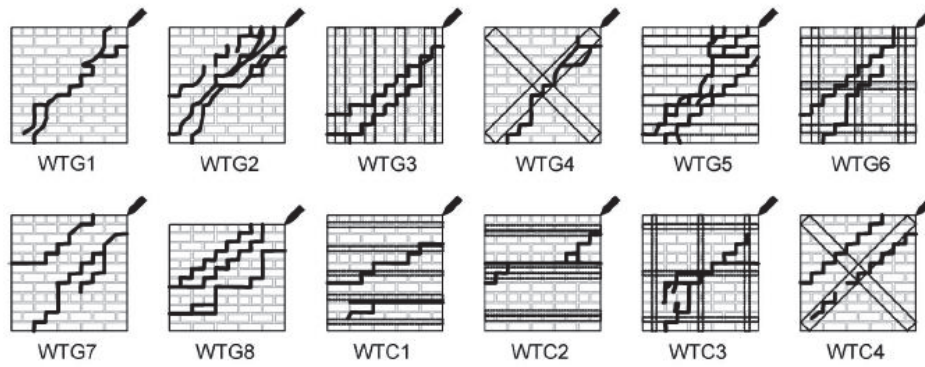
Marcari et al. [MAR(2007)] ont également noté qu'avec l'augmentation du taux de renforcement, le mode de rupture change et passe d'une rupture par cisaillement à une rupture de type cisaillement-flexion combinés, **Figure 1-45**. En effet, étant donné le fait que la capacité portante est tributaire, dans une certaine mesure, du taux de renforcement et qu'elle est bornée par la résistance en compression des briques le recours à des forts taux de renfort est susceptible d'induire l'épuisement de la résistance de la brique en compression (écrasement de la brique).

Hamid et Jason [HAM(2011)] ont effectué de nombreux essais en faisant varier le schéma de renforcement, ils ont également identifié plusieurs mécanismes de rupture en fonction du schéma de renforcement, **Figure 1-47**.

Lors d'essais de compression diagonale, Gabor [GAR(2002)] a montré que la rupture de murs renforcés sur toute la surface par un matériau composite de type GFRP bi- directionnel est caractérisée par des ruptures des sabots d'appuis, ce qui ne se produit pas dans des murs renforcés par des bandes discontinues de GFRP unidirectionnel le long de la bielle tendue.

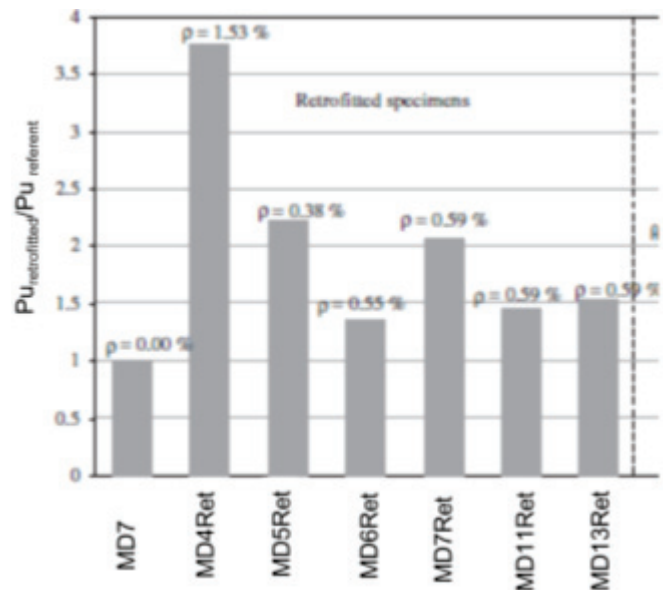
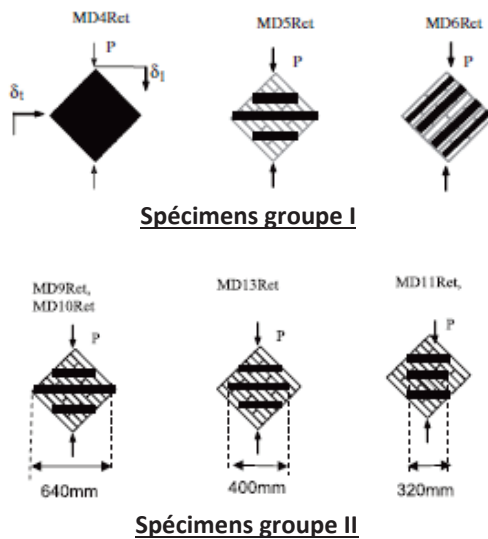
Luccioni et Rougier [LUC(2011)] ont remarqué qu'une rupture de type glissement de joints a été observée dans des murs renforcés par des bandes parallèles aux joints horizontaux, tandis qu'une rupture par écrasement au droit de la charge appliquée et une rupture de type traction diagonale ont respectivement été observées dans des murs renforcés sur toute leur surface et renforcés par des bandes diagonales.





**Figure 1-47 : Ruptures de murs renforcés par différents schémas de renforcement par GFRP(WTGn) et CFRP (WTCn) [HAM(2011)]**

Les schémas de renforcement et notamment le taux de renforcement jouent un rôle important sur les performances globales des murs renforcés. Les renforcements selon un schéma de grille orthogonale sont plus efficaces en terme de capacité portante (1,26-2,5 fois) que ceux selon une configuration diagonale sous un chargement de type compression- cisaillement (Marcarì et al. [MAR(2007)]). Toutefois, ce résultat est à relativiser car il semble que le taux de renforcement associé à la configuration orthogonale est plus important que celui relatif au renforcement diagonal. En revanche, sur la base d’essais de compression diagonale, Kalali et Kabir [KAL(2012)] ont conclu que, pour un même taux de renforcement, une configuration de renforcement diagonal se révèle plus efficace, en termes de paramètres performanciers, que la configuration de renforcement orthogonale. Par ailleurs, en comparant deux schémas de renforcement, diagonal et horizontal, Kalali et Kabir [KAL(2012)] ont remarqué que le renforcement diagonal augmente la rigidité du mur tandis que celle-ci n’est pas modifiée par le renforcement horizontal.



Groupe I :  $L \times H \times t = 580 \times 610 \times 130 \text{ mm}^3$  ; Groupe II :  $L \times H \times t = 560 \times 550 \times 125 \text{ mm}^3$  ; les briques et le mortier utilisés dans les spécimens groupe I sont plus résistants que ceux des spécimens groupe II ;  $\rho$ - taux de renforcement ( $= \frac{\sum S_{renfort}}{S_{mur}}$ )

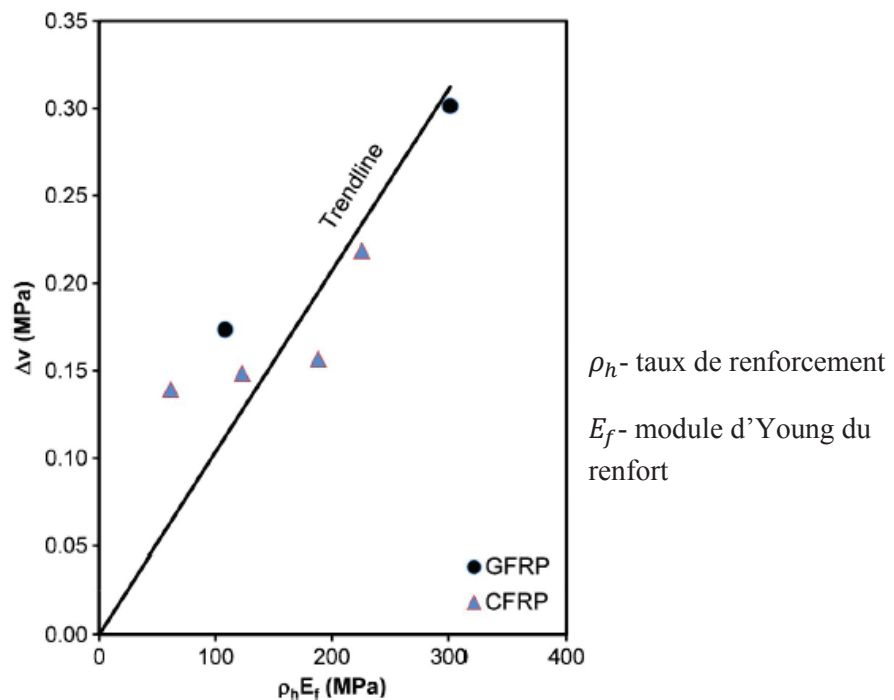
**Figure 1-48 : Evolution de la charge ultime en fonction du schéma de renforcement [LUC(2011)]**

Luccioni et Rougier [LUC(2011)] ont aussi comparé l’efficacité entre deux configurations de renforcement, diagonale et horizontale (MD5Ret et MD6Ret, **Figure 1-48**) et ils ont trouvé que, malgré l’utilisation d’un plus grand taux de renforcement, le schéma de renforcement parallèle aux

jointes horizontaux est moins efficace que le schéma diagonal ce qui a été aussi remarqué dans l'étude de Hernan et al.[HER(2004)]. Ce résultat tient au fait que la direction principale de renforts (la direction la plus résistante des renforts) coïncide avec la direction où la contrainte de traction est maximale. De plus, il est à noter l'effet de la longueur de la bande centrale dans le schéma diagonal : plus la longueur de bande CFRP centrale est importante, plus la résistance du mur est accrue (de MD9Ret à MD13Ret - **Figure 1-48**). Ce résultat reflète l'importance de la longueur d'ancrage entre le renfort et la maçonnerie de la zone centrale du mur où la contrainte de traction maximale est concentrée.

L'amélioration de la charge ultime dépend fortement du taux de renforcement : le renforcement entier de la surface augmente la résistance d'environ 1,5 - 2 fois par rapport à des bandes discontinues (Gabor [GAB(2002)], Luccioni et Rougier [LUC(2011)]) ; **Tableau 1-7** et **Figure 1-48**.

Hamid et Jason [HAM(2011)] ont montré que la charge ultime tend à augmenter linéairement avec le taux de renforcement quel que soit le FRP utilisé (GFRP ou CFRP), **Figure 1-49**.



**Figure 1-49 : Augmentation de la capacité portante en fonction du facteur  $\rho_h \cdot E_f$  [HAM(2011)]**

Si l'essentiel des études portent sur le renforcement des deux faces du mur (renforcement symétrique), la mise en œuvre du renfort sur une seule face (renforcement dissymétrique) n'est pas sans effets.

En effet, des murs renforcés dissymétriquement sur un seul côté, tendent à subir une rupture par flexion hors plan (Valluzzi et al. [VAL(2002), Hamid et Jason HAM(2011)]). Ce phénomène résulte de la différence de rigidité entre les deux surfaces opposées. Cependant, des ruptures de type décollement ou traction des composites ont été observées dans des murs renforcés symétriquement sur leurs deux faces. Le renforcement sur une seule face, à cause de la rupture prématurée hors plan, est moins efficace (1,2 fois) que le renforcement sur deux faces (Valluzzi et al. [VAL(2002)]).

D'autres facteurs comme la compatibilité du renfort composite avec la maçonnerie ont aussi été abordés dans la littérature. Kalali et Kabir [KAL(2012)] ont montré que si l'ancrage maçonnerie-composite est assuré, l'efficacité de renforcement est plus grande (environ 2 fois) puisque ces ancrages permettent de mieux transférer les efforts du substrat maçonné aux renforts dont la

résistance est très élevée. En ce qui concerne l'influence du matériau de maçonnerie utilisé, Stratford et al. [STR(2000)] et [STR(2004)] ont trouvé comparativement une faible augmentation de la charge de rupture de murs de briques béton (50%) par rapport à celle de murs de briques d'argile (65%).

➤ **Sollicitations cycliques**

Une synthèse des études menées sur des murs maçonnés renforcés par matériaux composites FRP sous des sollicitations cycliques est donnée dans le. Ces essais cycliques effectués couvrent une large gamme du ratio dimensionnel (H/L) de 0,5 (spécimen rectangulaire) (ElGawady [ELG(2005)]) à 2 (spécimen élancé) (Schwegler [SCH(1994)]). La contrainte de précompression varie de 0MPa (Grillo [GRI(2002)]) à 1,5MPa (Capozucca [CAP(2011)]). De multiples matériaux de maçonnerie (briques d'argile pleines, creuses ; briques de béton pleines, creuses) et différents matériaux composites FRP (AFRP- Polymère Renforcé par Fibre Aramide, BFRP- Polymère Renforcé par Fibre Basalte ; CFRP et GFRP) ont été étudiés. De manière générale, les composites FRP permettent d'augmenter la résistance latérale dans le plan des murs maçonnés dans une fourchette allant de 25% à 590%,

**Tableau 1-8** .L'amélioration est fonction de plusieurs paramètres tels que le matériau de renfort FRP, le taux, la configuration de renforcement et la symétrie de renforcement. ElGawady [ELG(2005)] a comparé l'efficacité de deux types de renforts GFRP et AFRP sur un mur dont le ratio dimensionnel (H/L) est de 0,5 sous charges cycliques. Les renforts sont appliqués entièrement sur les deux faces du mur, chaque face est renforcée par deux couches de FRP. Il a trouvé que la capacité portante et le déplacement ultime de spécimens renforcés par AFRP, qui a des propriétés mécaniques plus élevées que le GFRP, sont 2 fois plus grands que ceux des spécimens renforcés par GFRP.

Tableau 1-8 : Etudes expérimentales de sollicitations de murs renforcés par FRP (essais cycliques)

Auteur	Matériau briques	H/L	Renforcement							Modes de rupture				Amélioration des performances				
			Matériau	Position	Config	Ancrage		Structure de FRP	NC/BR	NBR/face	Dimen/bande (bxt)	Ri	Cap	Dép	Duc ( $d_u/d_{cr}$ )			
R-M	R-F	Uni				Uni	Tissage									Tissage	Uni	Tissage
SCH (1994)	argile	0,61	CFRP	1face	Incliné	-	-	Uni	1	-	-	-	-	130%	-	-		
				2faces	incliné													
				1face	D													
				2faces	Coins													
				1face	Incliné													
				1face	Sur-totale													
REI (1995)	béton creux	0,97	GFRP	2faces	Sur-totale	-	-	Tissage	1	-	-	-	220%	-	-			
ABR (2001)	argile	1,77	GFRP	2faces	┘joints HL	-	-	Uni	1	-	-	-	300%	-	-			
HOL (2002)	béton creux	1,38	GFRP	1face	┘joints HL	-	-	-	2	-	-	-	180%	-	-			
					D+											1	240%	
ZHA (2003)	béton creux	0,71	CFRP	2faces	D	-	-	-	1	200x0,104	CD	130%	-	-	-			
MOS (2003)	argile	2	GFRP	1face	Sur-totale	-	-	Uni	1	t=1.3	CD	119%	-	-	-			
																2faces	Sur-totale	1
ELG (2005)	argile creux	0,5	GFRP	2faces	Sur-totale	-	-	Bi	1	-	FL et (ou) RC	non	-	250%	-	-		
																	2	340%
																	2	

ALC (2007)	argile creux	1,2	CFRP	2faces	D D+incliné //joints HL	non	Bi	1	2	b=300 (200)	FL+Dé	non	180% (155%)	-			
													184%				
MOS (2011)	béton creux	1	CFRP	1face	Sur-totale	non	Uni	1	-	1,6	FLE	14%	non				
				2faces							CD+FLE	57%					
			GFRP	1face	//joints HL	non	118%	CD+FLE	71%								
				2faces	Sur-totale			FLE	59%	40%							
CAP (2011)	argile	1	CFRP	1face	Grille D+incliné	ARDIFIX (Italie)	Uni	1	3V+3HL 6	50x	CD+Dé	-80%	119%	569%	-40%		
KAL (2012)	argile plein	0,7	GFRP	2faces	Grille Incliné	FRP (t- mur)	Uni	1	8	13-30	FLE	4%	25%	226%	86%		
										8		13-30	GL-FLE	21%	317%	454%	-25%
										4		15	CD+FLE	209%	167%	6%	19%
ZHO (2013)	argile plein	0,7	BFRP	2faces	D+HL	FRP (t- mur)	Uni	1(2)	2D+5HL	150 (200)	FLE+ Dé+RC	-	60%	227%	-		

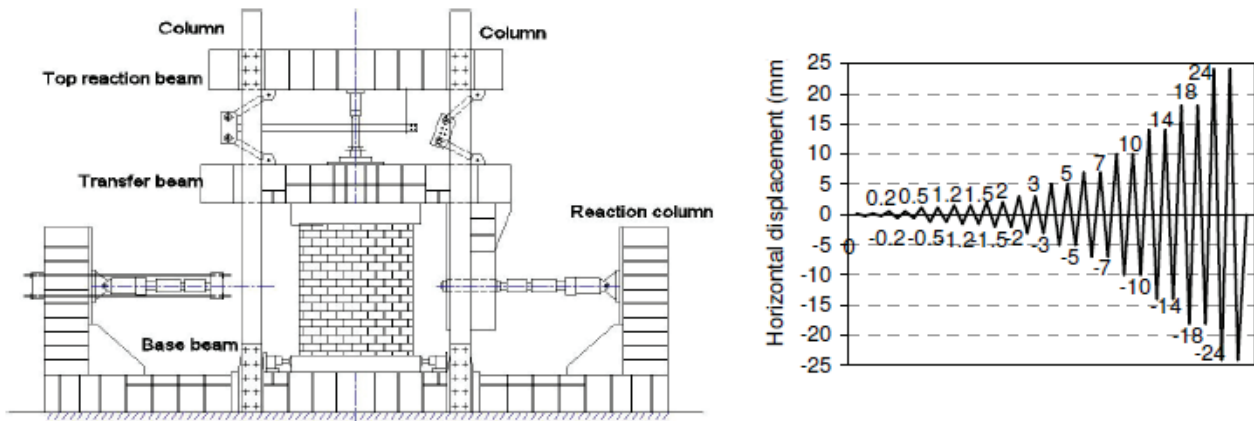


Figure 1-50 : Configuration de chargement et programme d'évolution du déplacement horizontal lors d'essais cycliques de cisaillement [ALC(2008)]

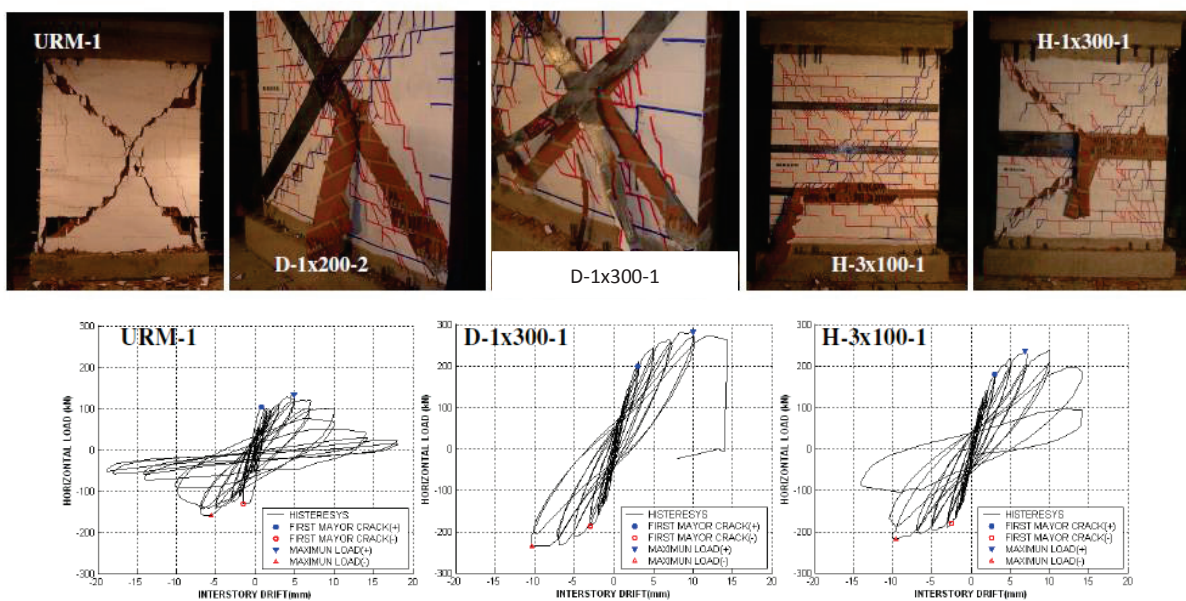
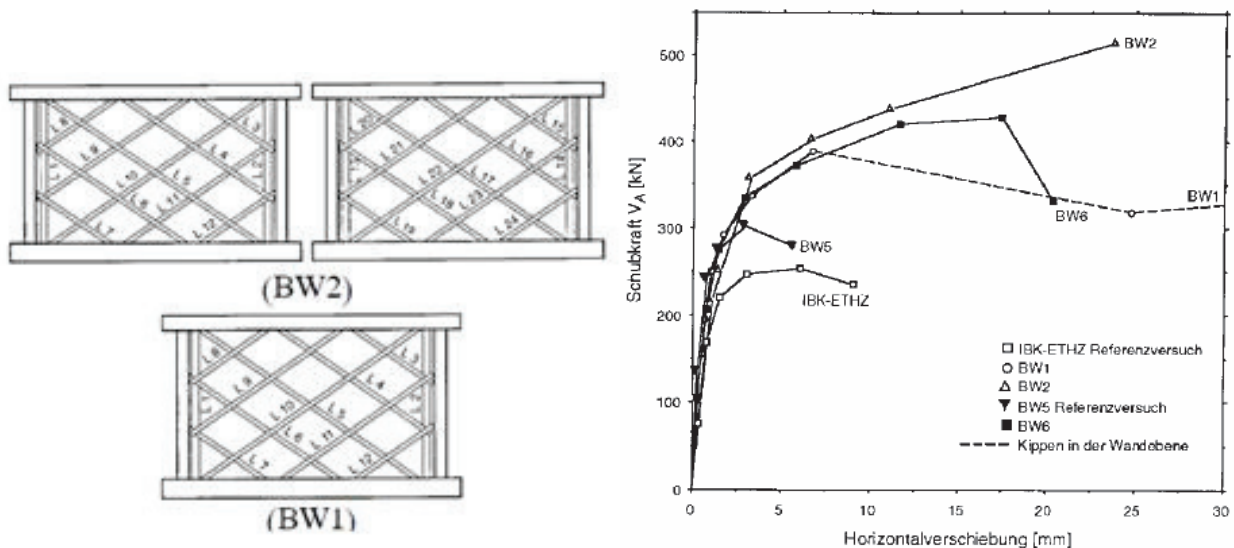


Figure 1-51 : Faciès de rupture et courbes d'hystérésis de différentes configurations de renforcement [ALC(2008)]

Pour ce cas de charge cyclique, similaire au cas de charge monotone analysée auparavant, des facteurs importants qui influencent le comportement de murs renforcés par FRP sont le taux et la configuration de renforcement (Schwegler [SCH(1994)] ; Holberg et Hamilton [HOL(2003)] ; Mosallam et Banerjee [MOS(2011)], Alcaíno et Hernán [ALC(2007)] ; Alcaíno et Hernán [ALC(2011)] ; Capozucca [CAP(2011)] ; Kalali et Kabir [KAL(2012)]). Alcaíno et Hernán [ALC(2008)] ont effectué des essais cycliques (Figure 1-50) sur des murs renforcés par plusieurs configurations (diagonale et horizontale) et différents taux de renforcement (variation de la largeur de bande CFRP). Dans leur étude, les murs renforcés par un schéma diagonal montrent une rupture fragile avec une perte soudaine de résistance : le renfort se décolle sur la moitié de sa longueur sur une face du mur puis la résistance chute brusquement. Ce phénomène se produit dans le mur renforcé horizontalement par une seule bande de CFRP mais n'apparaît pas dans le mur renforcé par plusieurs bandes horizontales qui ne montre pas la chute de la résistance. En outre, la rupture de murs renforcés sur les diagonales se fait selon deux fissures principales diagonales, tandis que la rupture des murs renforcés horizontalement est caractérisée par quelques petites fissures principales dans la plupart des joints. Il a été observé que le nombre de fissures augmente et que leur ouverture diminue lorsque le nombre de bandes CFRP augmente, Figure 1-51.





**Figure 1-52 : Configuration de renforcement incliné sur une face (BW1), sur les deux faces (BW2) et leurs courbes enveloppes force- déplacement latéral [SCH(1994)]**

Schwegler [SCH(1994)] ; Mosallam et Banerjee [MOS(2011)] ont étudié l’efficacité de renforcements collés soit sur une face soit sur deux faces. Que le schéma de renforcement soit constitué de bandes discrètes (Schwegler [SCH(1994)]) ou qu’il occupe toute la surface (Mosallam et Banerjee [MOS(2011)]), les résultats montrent une plus grande efficacité en termes de charge ultime dans le cas d’un renforcement sur les deux faces (**Tableau 1-8** et **Figure 1-52**).

En outre, Schwegler [SCH(1994)] a remarqué un phénomène de flexion hors plan dans le cas des murs renforcés sur une seule face à cause de la rigidité différente entre les deux faces opposées. Toutefois, il n’y a pas de différence sur l’amélioration de la déformation et de la ductilité. Ces résultats sont similaires à ceux en sollicitation statique monotone, précités.

➤ **Commentaires**

Que ce soit sous sollicitation monotone ou cyclique, les FRP ont montré leur efficacité à augmenter la charge ultime horizontale des murs maçonnés. De plus, l’influence de différents paramètres sur l’efficacité de renforcement reste généralement similaire pour ces deux cas de charge. De plus, en ce qui concerne l’influence de la vitesse de sollicitation, Schwegler [ELG(2005)] a effectué une étude comparative entre des essais statiques cycliques et des essais dynamiques sur plateforme vibrante. L’auteur a remarqué que la vitesse de sollicitation n’a pas d’effet significatif sur la rigidité initiale mais la résistance latérale des spécimens renforcés, avec une même configuration de renforcement GFRP, obtenue par l’essai dynamique est 1,5 fois plus grande que celle obtenue par l’essai cyclique. Une tendance similaire est présentée par Tomazevic et al. [TOM(1996)] dans le cas de murs non renforcés.

Pour les essais statiques cycliques, la procédure de chargement comprend deux phases et consiste en des cycles contrôlés soit en force, soit en déplacement. La première phase s’étend jusqu’à l’apparition de la première fissure : le chargement est piloté en force et les cycles sont symétriques à amplitude graduellement croissante (incrément de 5 kN). Après la fissuration, la seconde phase est pilotée en déplacements. Le premier vérin (dans la direction fissurée) est contrôlé par une séquence de déplacement prédéfini, tandis que dans le sens retour (le deuxième demi-cycle), le vérin, piloté en force, reproduit une amplitude de chargement identique à celle mesurée lors du demi-cycle précédent. Avec cette démarche, les forces s’équilibrent sur un cycle (**Figure 1-53**). Dans le cas d’une charge dynamique, les déplacements imposés de la plateforme vibrante sont basés sur un spectre réglementaire issu de l’Eurocode 8 pour des sols de type rocheux (classe A) avec un pic d’accélération de  $1,6 \text{ m/s}^2$ , sur une durée d’environ 14 secondes. Les murs sont soumis à des

excitations dynamiques d'intensité croissante. L'incrément est généralement de 10% de l'accélération.

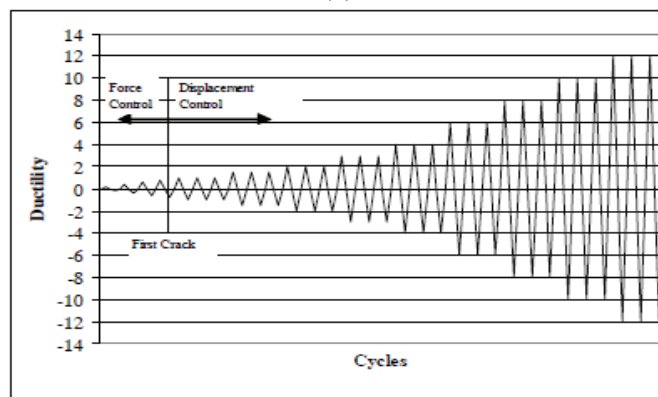
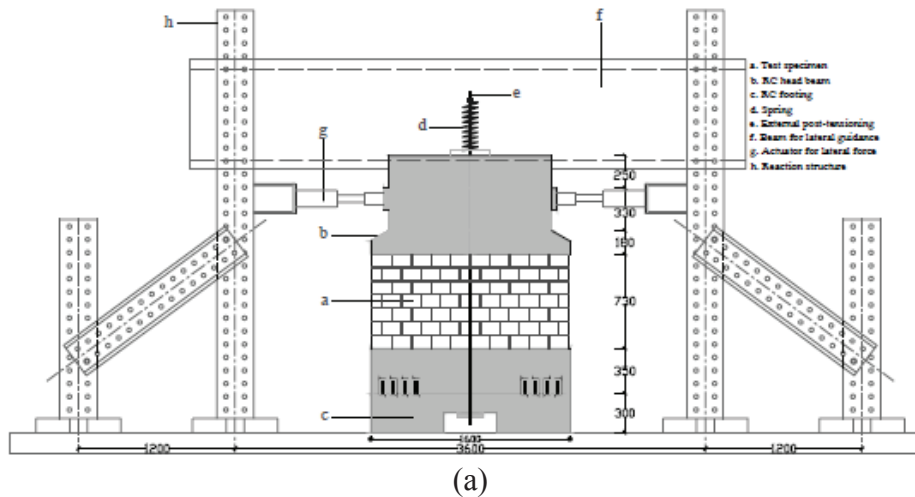
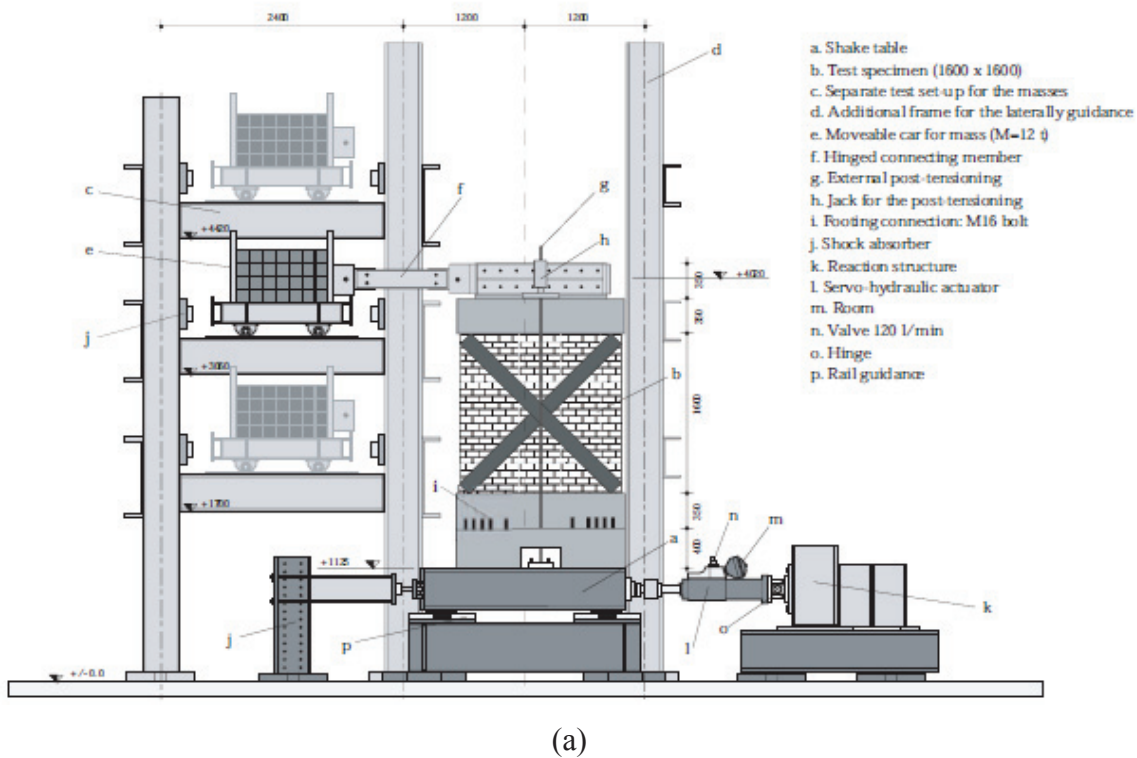
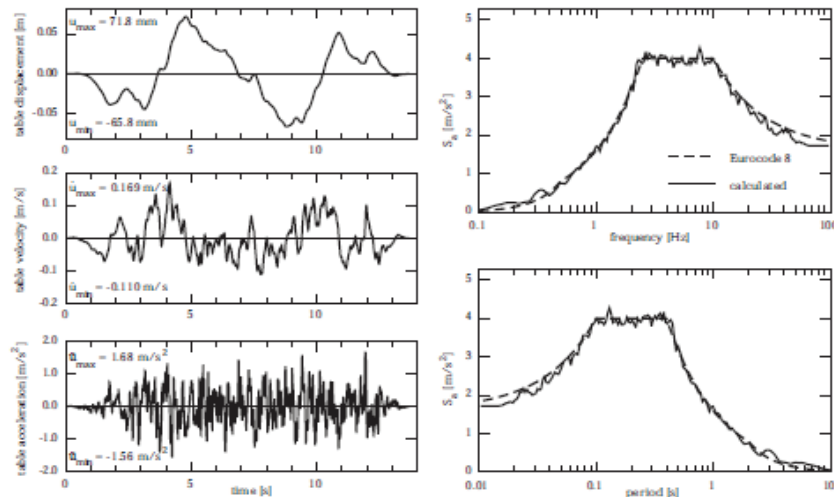


Figure 1-53 : Banc d'essai (a) et programme d'évolution du déplacement horizontal lors d'essais cycliques de cisaillement (b) [SCH(1994)].





(b)

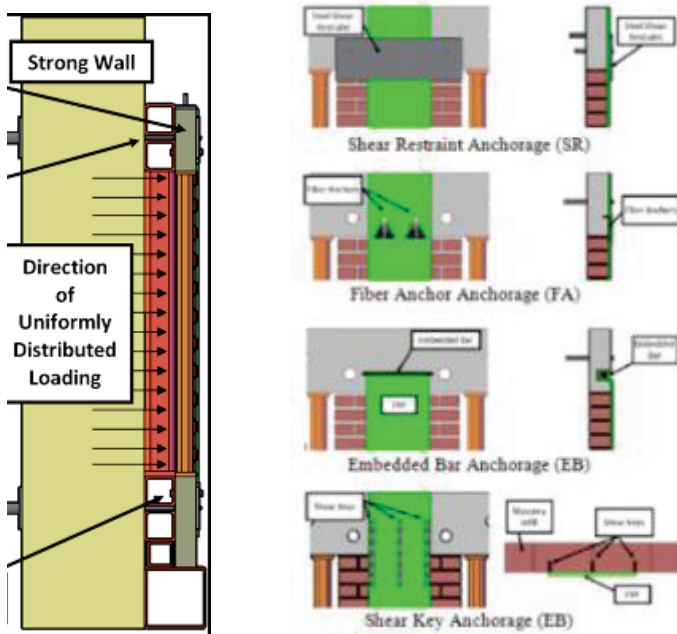
**Figure 1-54 : Banc d'essai (a) et un exemple de la procédure de chargement proposée par l'Eurocode 8 pour es sols rocheux de type A (b) [SCH(1994)].**

**(b) Renforcement en cas de sollicitations hors plan**

L'efficacité des FRP a été aussi montrée dans le cadre de renforcement hors plan de murs maçonnés à la fois sous sollicitation statique monotone (Gilstrap et Dolan [GIL(1998)] ; Hamilton III et al. [HAM(1999)] ; Hamilton III et Dolan [HAM(2001)] ; Hoepfner et al. [HOE(2002)] ; Mosallam [MOS(2007)] ; Sayari [SAY(2010)] ; BUI [BUI(2010)] ; Dillon S. Lunn et al. [LUN(2012)]) et sous sollicitation cyclique (Dimas et al. [DIM(2000)], [KUZ(2003)], Mürsel Erdal [ERD(2010)]). Les synthèses de ces études sur le type de maçonnerie, les dimensions du mur, les conditions aux limites et de chargement, le matériau et la configuration de renforcement ainsi que les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux (**Tableau 1-9-** statique monotone et **Tableau 1-10-** cyclique)

Selon ces études, les renforts FRP permettent d'améliorer significativement la charge ultime (jusqu'à 2321%- essais monotones et 100%- essais cycliques) ainsi que la capacité de déflexion (jusqu'à 2545%). Une étude paramétrique sur l'influence du schéma et du taux de renforcement a été effectuée par [ANI(2012)], les résultats ont montré que plus le nombre de bandes de renfort est important plus la résistance des murs renforcés augmente. En revanche, le nombre de couches sur une bande n'améliore pas la capacité portante et le déplacement ultime (Hamilton III et al. [HAM(1999)]).

Les études dans le cas de sollicitations hors plan ont particulièrement mis en exergue l'importance de mettre en place un système d'ancrage, permettant le transfert des efforts de la maçonnerie renforcée vers sa fondation. Lunn et al. [LUN(2012)] de l'université Hokkaido - Japon ont effectué une étude sur les performances de certains systèmes d'ancrage des murs de maçonnerie de remplissage renforcés par FRP. Dans les essais expérimentaux sous chargement hors plan, les renforts FRP sont ancrés aux éléments de support en utilisant quatre types d'ancrage différents, **Figure 1-55**. Les résultats des essais ont montré que le renforcement FRP de la maçonnerie peut conduire à une augmentation substantielle de la capacité portante (624%) quand un bon ancrage du FRP à des éléments de support est assuré (ancrage de type SR- « shear restrain »). En revanche, lorsqu'il n'y a pas d'ancrage ou qu'un ancrage inadéquat est utilisé, l'amélioration est moins importante (133% - 340%), **Tableau 1-9**, et le mode de rupture peut changer, passant d'une rupture ductile à une rupture fragile. La rupture fragile a été aussi trouvée dans l'étude de Hoepfner et al. [HOE(2002)] lorsque la rupture des ancrages se produit.



“Shear restraint” SR- consiste en une plaque d’acier bloquée couvrant le FRP et boulonnée à la fondation

“Fiber bolt” FA- se compose de fibres de carbone ancrées perpendiculairement à la fondation et rabattues (?) vers l’extérieur

“Embedded bar” EB- consiste à envelopper des bandes de FRP autour d’une barre de FRP ancrée à la surface de la fondation

“Shear Key Anchorage” SK- se compose de plaques courtes CFRP ancrées perpendiculairement à la surface du mur et aussi à la fondation

Figure 1-55 : Configuration de chargement hors plan et différents systèmes d’ancrage entre les renforts et la fondation [LUN(2012)]

Tableau 1-9 : Etudes expérimentales de sollicitations hors plan de murs renforcés par FRP (essais statiques monotones)

Auteurs	Matériau briques	Condition aux limites	Charge	Renforcement							Modes de rupture	Défl (mm) (%amé)	Cap (%amé)															
				Matériau	Position	Config	Ancrage		FRP structure	NC/BR				NBR/face	Dimen/ bande (lxhxt) mm <sup>3</sup>													
							R-M	R-F																				
DOL (1998)	Brique d'argile	4 bords	unifor	KFRP	1face	Sur-totale	non	non	Bi	1	1	Sur-totale	Dé/FL	-	-	2,7 kN/mm												
																	KFRP,CFRP	LC(3P)	10-23 kN/mm									
																				CFRP	LC(3P)	8,9 kN/mm						
HAM (2002)	Brique béton creux	2bordsHL	LC(4P)	GFRP	1face	└jointsHL	non	non	Uni	2	1	864x576x0,34 768x576x0,34 672x576x0,34 864x576x0,67 768x576x0,67 672x576x0,67	-	-	-	50kN 49kN 52,38kN 47,14kN 52,4kN 52,8kN												
																	-	RT-JointHL	1,4kPa									
																				-	RT	27,5kPa (1864%)						
																							-	RA+Dé	33,9kPa (2321%)			
																										-	RT-JointHL	2,01kPa
HOE (2002)	Brique d'argile CSR	2bords HL	Unifor	CFRP	1face	└jointsHL	non	angle d'acier	-	1	2 3	-	RT-JointHL	-	-	27,1kPa (1248%) 21,8kPa (984%)												
																	-	RA+Dé	33,9kPa (2321%)									
																				-	RT-JointHL	2,01kPa						
																							-	RA+Dé	27,1kPa (1248%) 21,8kPa (984%)			

		Mur de référence															
MOS (2007)	Brique d'argile	2bordsHL	unifor	CFRP	1face	Sur-totale	non	UniHL	2	1	2640x2640x	RT	77,3	6,5kPa			
				GFRP	1face	non	non	Bi	1	2640x2640x	RB+Dé	(12,5%)	74,43kPa (1045%)				
								UniHL	1	1	2640x2640x	RB+Dé	87 (12,5%)	74,43kPa (1045%)			
							non	Bi	1	1	2640x2640x	RB+Dé	98 (26,8%)	60,58kPa (832%)			
								UniHL	3	1	2640x2640x	RB+Dé +RC	91,7 (18,6%)	75,29kPa (1058%)			
								Mur de reference							RT- JointHL	0,91	1,76kN
													RB+Dé	6,89 (657%)	6,99kN (297%)		
													Dé/RC	18,02 (1880%)	11,75kN (567%)		
													RB+Dé	15,87 (1643%)	17kN (865%)		
													Dé/RC	10,06 (1005%)	16,12kN (816%)		
													RB+Dé	20,7 (2174%)	13,63kN (674%)		
													Dé/RC	24,07 (2545%)	13,87kN (688%)		
													RB+Dé	9,78 (974%)	14kN (695%)		
													Dé/RC	6 (559%)	12,33kN (600%)		
													RB+Dé	10,47 (1050%)	9,98kN (467%)		
													Dé/RC	12,56 (1280%)	16,75kN (851%)		



LUN (2012)	brique plein	2bordsHL	Unifor	Mur de référence					FHL	36,1	15,5kPa		
				GFRP	1face	V	-	non				1	1
								non			Dé/RC	22,1 (- 38,78%)	36,1kPa (133%)
								SR			RC	60,2 (66,75%)	112,3kPa (624%)
								FA	Uni	1	RA+ET	53,8 (49%)	60,7kPa (291%)
								EB			ET	64,8 (79,5%)	68,3kPa (340%)
								SK			ET	39,6 (96,95%)	56,1kPa (261%)

**Nomenclature pour tous les tableaux comparatifs (rappelé)**

Config- configuration de renforcement; **R**- renforts; **M**- maçonnerie; **FD**- fondation ; **NC/BR**- nombre de couche/bande de renfort ; **NBR**- nombre de bande ; **Sur**-surface ; **Ri**- rigidité ; **Cap**- capacité portante ; **Dép/Déf**- déplacement/déformation ; **Duc**- ductilité ; **Uni**- unidirectionnel; **Bi**- bidirectionnel; **HL**-horizontal; **V**-vertical; **D**-diagonal; **TD**-traction diagonale; **RC**-rupture de composites; **FH**- flexion hors plan; **EC**- écrasement de coins d'appliquer de la charge; **GJ**-glissement de joints; **Sur**-surface ; **(-)**- pas d'information ; **R-TRC**: rupture de TRC ; **FL-tr**: traction flexion ; **FL-co**: compression flexion ; **fla**- flambage ; **C-co**: cisaillement- compression ; **AA**- avec ancrages, **SA**- sans ancrages ; **Defl**-déflexion ; **amé**- amélioration ; **RT**-rupture totale ; **RB**-rupture des briques ; **C**-cisaillement ; **Tr**-traction ; **ET**-extraire encrage ;

La configuration de grille : contient des bandes de renforts dans deux directions orthogonales ; **b**-largeur de bande, **t**-épaisseur de bande ; **H/L**-rapport de hauteur/largeur de murs. Toutes les dimensions sont en (mm) ;

**Tableau 1-10 : Etudes expérimentales de sollicitations hors plan de murs renforcés par FRP (essais cycliques)**

Auteur	Matériau briques	Condition aux limites	Charge	Pré-com	Renforcement							Modes de rupture	Defl (mm) (%amé)	Cap (%amé)		
					Matériau	Position	Config	Ancrage		FRP structure	NC/BR				NBR/face	Dimension/bande (lxbxt)mm <sup>3</sup>
								R-M	R-F							
ESH (2000)	argile plein	2bordsHL	LC(4P)	Non	Mur de référence							-	-	-		
					GFRP	2faces	└joints HL	-	-	Uni	-	-	taux: S100/100	ET/ET+Tr	56/56	11,7/11,71
													taux: S300/300	C	33/25	22,75/16,7
taux: S50/200	Tr+ET/Co+ET	47/70	62/20,7													
KUZ (2003)	béton (maç armée)	2bordsHL	LC(4P)	32,07kN	Mur de référence							ET	76	98		
					GFRP	2faces	└joints HL	non	non	Uni	1	2	-	-	-	-
					30,13kN	250x4000x	FL-C	39 (37%)								
					28,6kN	250x4000x	FL-C	57,1(100%)								
					30,81kN	250x4000x	FL-C	53,2 (87%)								
					15,45kN	250x4000x	FL-C	65,3 (30%)								
					46,54kN	250x4000x	FL-C	69,1 (43%)								
29,36kN	250x4000x	FL-C	84,1 (96%)													
ERD (2010)		4bords	CC4P	Non	Mur de référence							FD+V	-	64kN		
					CFRP	1face	└jointsHL	PA+Bo	non	Uni	1	1	300x2700x0,2	RC	-	115kN

## 1.4.2. Renforcement par TRC

### 1.4.2.1. Présentation du matériau TRC

Le TRC est un matériau composite où des textiles techniques multiaxiaux sont utilisés en combinaison avec une matrice cimentaire à granulométrie fine.

Il convient de souligner le caractère relativement novateur de ces composites dont l'essor (tout relatif) est récent.

Il s'agit d'exploiter les récents progrès scientifiques et techniques portant sur la formulation des matrices minérales et l'élaboration des textiles techniques aux fins de :

- recherche de solutions alternatives à l'utilisation des matrices polymères pour des matériaux composites (circulaire Reach),
- satisfaire, autant que faire se peut, les critères de développement durable en lien avec les coûts énergétiques, les performances thermo-mécaniques, l'amélioration de la fiabilité et de la sécurité ainsi que les conditions de recyclabilité.

Il importe de souligner qu'en dépit du fait qu'il ne s'agit pas d'une solution en rupture avec les composites existants mais un jalon dans le continuum que constitue l'évolution des composites à base cimentaire, cette solution induit des problématiques scientifiques nouvelles et complexes découlant principalement de l'hétérogénéité et de l'anisotropie (initiale et induite) des composites TRC, lesquelles renvoient désormais à des applications potentiellement structurelles.

#### (a) *Matériaux constitutifs*

##### ➤ Textile

Les renforts textiles, dans le cadre des TRC, doivent présenter des propriétés (mécaniques, géométriques et physico-chimiques) compatibles avec le type de matrice utilisée dans le but de permettre leur mise en œuvre et leur imprégnation de sorte à optimiser l'interaction textile-mortier. Grâce aux nombreux procédés et technologies de production, les textiles offrent la possibilité de création de motifs adaptés aux performances visées.

A l'échelle microscopique, la fibre ou le filament constitue la plus petite unité, contenue par le renfort textile (de 5 à 30  $\mu\text{m}$  de diamètre). Ces filaments sont joints les uns aux autres par une opération d'ensimage et parfois de retordage pour former des fils. Le poids linéaire d'un fil, exprimé en Tex (grammes par mètre), dépend de la nature et du diamètre moyen des filaments, du nombre de filaments par fil ainsi que de la nature et du volume de l'ensimage.

Par l'intermédiaire de différentes technologies telles que le tricotage, le tissage, le tressage ou le collage, ces fils servent à la confection d'armatures textiles, à l'échelle macroscopique suffisamment résistantes pour les considérer dans le cadre d'applications structurelles.

##### ➤ Fibres

Le matériau constituant les fibres peut être d'origine naturelle ou artificielle. Ce matériau utilisé a une grande influence sur les caractéristiques du TRC. Afin d'assurer un effet de renforcement durable, le matériau de fibre doit résister au milieu alcalin sans perdre ses propriétés. De plus, les autres exigences sont une faible relaxation sous charges permanentes, une bonne et constante adhésion entre le renfort et le mortier ainsi qu'une facilité de mise en œuvre.

L'utilisation des fibres de verre-AR, ou quelquefois de carbone, d'aramide, de basalte et d'acier inoxydable pour la fabrication des renforcements textiles satisfait ces exigences.

Les fibres de verre-AR sont fabriquées spécialement pour le renforcement de béton en ciment standard. Pour résister à la corrosion du milieu alcalin dans le béton, le verre-AR contient plus de

15% (en poids) de zircon. La ténacité du verre-AR peut atteindre  $1400 \text{ N/mm}^2$ , l'allongement élastique linéaire est de 2% avec un module d'élasticité entre  $70\text{-}80 \text{ kN/mm}^2$ . La masse volumique de  $2.8 \text{ kg/dm}^3$  est relativement plus grande que celle du carbone ou de l'aramide. En ce qui concerne la bonne adhésion au béton, le verre-AR présente un bon ratio coût-performance.

En comparaison aux fibres de verre- AR, les fibres de carbone présentent une bonne résistance à la fatigue, une capacité significative à amortir les vibrations, une faible dilatation et conductivité thermiques, une bonne conductivité électrique et une faible absorption de rayon- X ainsi qu'une haute résistance aux solvants d'acide, d'alcalin. Néanmoins, l'adhésion au béton n'est pas aussi bonne que celle du verre- AR. Le coût pour remédier ce problème du carbone est important, d'autant plus que les fibres de carbone sont beaucoup plus difficiles à traiter sans détérioration que les autres fibres.

Les fibres de basalte possèdent une bonne mouillabilité et n'absorbent pas d'humidité. Cette caractéristique est très importante car elle facilite la mise en œuvre du textile au sein du mortier limitant l'absorption d'eau du mortier. Ces fibres présentent aussi une très bonne résistance aux produits chimiques (acides forts, bases, solvants). Cependant, le basalte est instable en milieu alcalin. Il est nécessaire d'envisager un traitement spécifique afin de pouvoir les utiliser au sein d'un renfort textile dans les composites TRC, ou les utiliser avec une matrice au PH neutre.

Les fibres d'aramide ont une dilatation thermique longitudinale négative. Si la dilatation thermique entre le matériau de renforcement et le béton est différente, les tractions augmentent dans la zone d'adhésion de tous les composants. C'est la raison pour laquelle on utilise très rarement ces fibres. De plus ces fibres présentent une faible résistance en milieu alcalin.

Les fibres d'acier inoxydable sont des aciers, alliages de fer et de carbone, auxquels on ajoute essentiellement du chrome qui, au-delà de 10,5% en solution dans la matrice, produit la résistance souhaitée à l'oxydation. D'autres éléments peuvent être ajoutés, notamment le nickel qui améliore les propriétés mécaniques en général et la ductilité en particulier. Ces fibres présentent l'avantage par rapport aux natures de fibres précédemment cités d'exhiber un comportement ductile. De plus, elles présentent une bonne durabilité dans le mortier. Enfin, elles offrent une excellente mouillabilité et pourraient s'associer avantageusement à une matrice cimentaire. Si l'abondance des fibres textiles aux propriétés intéressantes est un atout incontestable dans l'optique de la valorisation des composites TRC dans le domaine structurel, il n'en est pas moins conditionné, au moins de manière partielle, par l'efficacité des technologies de mise en œuvre des textiles.

### ➤ **Fabrication de textile de renforcement**

L'objectif premier des textiles est généralement de garantir une position relative des fils entre eux. Le textile doit ainsi posséder sa propre stabilité géométrique : il doit être en mesure de conserver sa géométrie initiale lors des manipulations diverses y compris lors de sa mise en œuvre dans le cadre des TRC (manipulation, découpe, enrobage dans le mortier au rouleau déballeur...).

Les technologies de textile peuvent être divisées en 2 familles : bidimensionnelle et tridimensionnelle. Les renforts textiles bidimensionnels permettent uniquement de reprendre des efforts dans les deux directions du plan. Les préformes bidimensionnelles incluent les unidirectionnelles qui sont, en fait, des préformes bidirectionnelles dans lesquelles l'ensemble des fils, à l'exception des fils nécessaires au maintien du textile, sont orientés dans la même direction. Les composites constitués de renforts bidimensionnels se composent d'un empilement de textiles bidirectionnels (de plis) indépendants les uns des autres. Les efforts hors plan sont ainsi exclusivement repris par la matrice ce qui limite la résistance du composite perpendiculairement à son plan, et le rend dès lors très sensible au délaminage. C'est principalement pour éviter ce mode de rupture que des textiles tridimensionnels ont été mis au point. En effet, les préformes tridimensionnelles permettent d'assurer un transfert de charge selon les 3 directions de l'espace. De plus, ils permettent de gagner du temps lors de la mise en œuvre du composite en positionnant un

pli unique de textile. Enfin, les textiles tridimensionnels permettent d'assurer un positionnement plus précis des fils dans l'épaisseur du composite.

Les principales technologies de textile utilisées comme armature dans les composites textile-mortier sont le canevas, le tricotage à maille jetée, le tricotage à maille jetée en 3 dimensions ainsi que le tissage.

• **Tricotage à maille jetée**

Le tricot est constitué de boucles, appelées mailles, passées les unes dans les autres. Deux procédés de tricotage sont recensés : le tricotage trame et le tricotage chaîne (tricotage à maille jetée). Les tricotages trames résultent d'un travail d'entrelacement à partir d'un seul fil et sont donc totalement détricotables. Les textiles ainsi générés ne semblent donc pas destinés à reprendre des efforts importants. Pour constituer des renforts tricotés performants, la stratégie est de superposer des nappes de fils (présentant une bonne résistance mécanique) et de les assembler par un tricotage à maille jetée. Ainsi, dans le canevas, le tricot à maille jetée et la grille à maille jetée à trois dimensions, le tricotage est réalisé par des fils de très faible diamètre, nommés chaînettes, n'ayant aucun rôle dans la résistance du textile en tant que renfort mais uniquement destinés à assurer la stabilité géométrique des fils de gros diamètre permettant la reprise des efforts.

- Canevas

Les canevas sont des textiles produits en maintenant par l'intermédiaire d'un tricotage (fil de chaînette), une superposition de nappes de fils de section importante parallèles les unes aux autres (fils de reprise d'effort) selon 1, 2 ou plus de directions (respectivement nommées canevas unidirectionnel, bidirectionnel et multidirectionnel) assurant la reprise des efforts. Les différentes couches de fils de reprise d'efforts sont maintenues par un tricot en maille jetée dont les mailles sont indépendantes de celles des fils de reprise d'efforts.

Les canevas multiaxiaux offrent un vaste champ d'application. En effet, l'indépendance entre les mailles de fils de chaînette et de reprise d'efforts laisse une liberté totale sur le choix de l'angle entre les différentes couches de fils parallèles, de l'espacement entre les fils de chaque couche. En revanche, elle est susceptible d'endommager significativement les fils de reprise d'efforts. C'est peut-être la raison pour laquelle peu d'auteurs ont retenu ce type de textile pour le renforcement de TRC (Bruckner et al. [BRU(2006)]).

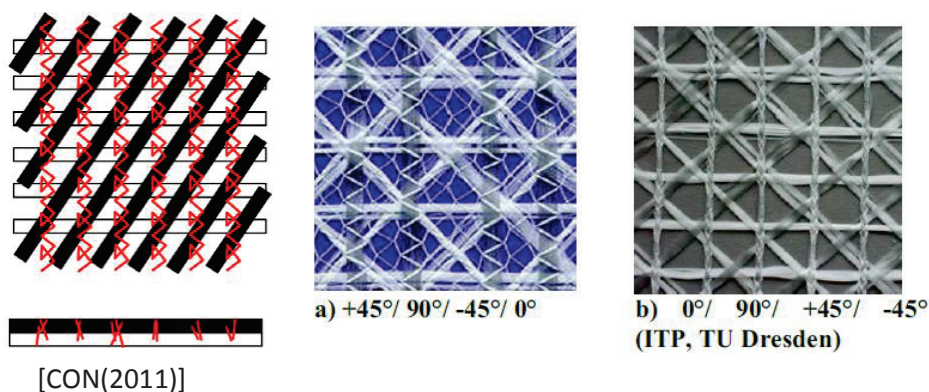


Figure 1-56 : Schémas d'un canevas et exemples du tricotage à maille jetée multiaxial

- Tricot à maille jetée

Le tricot à maille jetée est assez proche du canevas, cependant, les fils de reprise d'effort sont pris à l'intérieur des boucles de fils de chaînettes puis serrés dans celles-ci. De ce fait, contrairement au canevas, le schéma de maillage des fils de chaînette est dépendant de celui des fils de reprise d'effort. Les tricots à maille jetée offrent ainsi moins de liberté de conception que

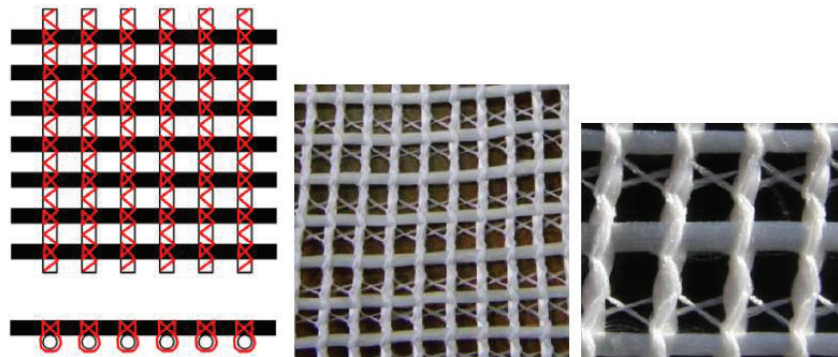


les canevas. Pour autant, leur procédé de mise en œuvre limite significativement l'endommagement des fils de reprise d'effort.

Différents types de tricots à maille jetée existent tels que le textile unidirectionnel « tricot tramé » ou le textile bidirectionnel « grille à maille jetée » constituée de deux couches de fils en perpendiculaire, **Figure 1-57**. Cette dernière configuration est la technologie de textile la plus utilisée comme armature de renfort de TRC, (Dilthey et al. [DIL(2006)] ; Peled et al. [PEL(2008)], Hegger et Voss [HEG(2008)]).

- *Grille à maille jetée à 3 dimensions*

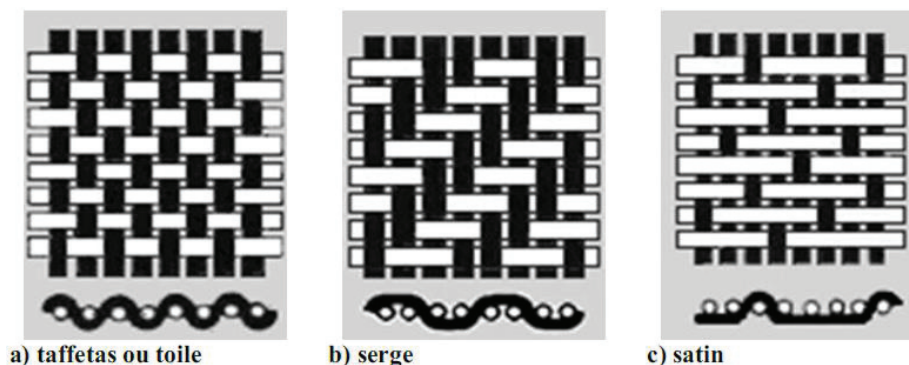
Deux grilles à maille jetée sont liées parallèlement l'une sur l'autre selon un espacement prédéfini par des fils de faible section mais possédant une rigidité importante à la flexion, ce qui permet d'assurer l'espace souhaité entre les grilles. Les textiles destinés au renforcement TRC sont généralement espacés de 15 à 100 mm. Le principal inconvénient des textiles tricotés à maille jetée à 3 dimensions est qu'ils semblent uniquement adaptés à la production de composites TRC mis en œuvre par injection.



**Figure 1-57 : Grille a maille jetée (schéma et photos) [CON(2011)]**

• *Tissage*

Un tissu est un textile fabriqué par entremêlements bi-directionnels (généralement de manière orthogonale) des rangées de fils : une direction de chaîne et une direction de trame. Les fils dits de trame passent tantôt au-dessus, tantôt en dessous des fils dits de chaîne, de façon à créer des entremêlements périodiques. Il existe 3 schémas caractéristiques du maillage du tissu : taffetas, serge et satin, **Figure 1-58**. Parmi eux, le taffetas est le tissu qui présente la meilleure stabilité géométrique.



**Figure 1-58 : Différents schémas de maillage du tissu [CON(2011)]**

Cependant, afin d'améliorer l'imprégnation des fils et de diminuer les risques de rupture par délaminage, les textiles de renforcement des TRC doivent être aérés. Cet espace compromet significativement la stabilité géométrique du tissu. C'est peut-être à cause de cette faible stabilité géométrique, ou aussi à cause des surcontraintes que l'entremêlement des fils peut engendrer, que

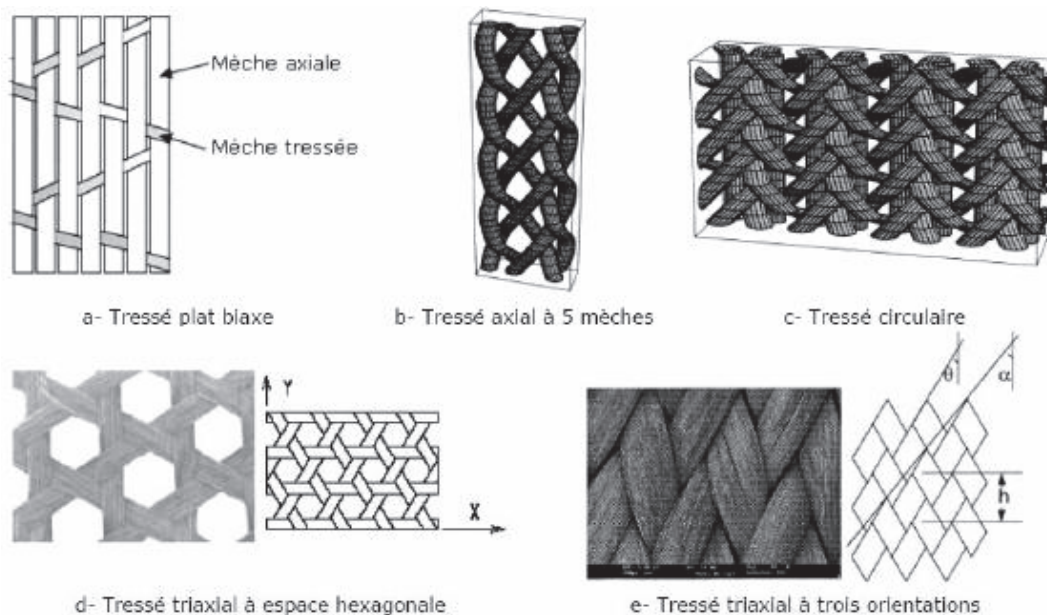


peu d'auteurs ont retenu ce procédé dans le cadre des TRC (Mobasher et al. [MOB(2005)] ; Peled et al. [PEL(2006)]).

- **Tressage**

Les textiles tressés sont fabriqués par un entrelacement mutuel de fils sous une forme tubulaire. Ils sont fabriqués à partir d'au moins 2 types de mèches qui parcourent chacune une trajectoire qui n'est pas forcément droite, tout en créant une direction privilégiée en renfort. Le tressage est réalisé par entrelacement des différentes mèches entre elles. Il s'effectue par un simple moyen technique de changement de position des porteurs de bobines de chaque type de mèche. Les tressés ont une large flexibilité en conception géométrique dont quelques variantes sont présentées en **Figure 1-59**. En revanche, le processus de fabrication est relativement lent.

Les tressés triaxiaux sont plus utilisés que les bi-axiaux. Ils sont constitués par 3 directions de mèche dont une unidirectionnelle dirigée en sens chaîne ou en sens trame et les deux autres s'entrelacent sur les unidirectionnels selon 2 directions principalement symétriques, inclinées par rapport aux directions principales du plan. Les 3 mèches forment une architecture hexagonale.



**Figure 1-59 : Quelques types de tressés 2D [ELH(2006)]**

- **Collage**

Cette technique consiste à coller, généralement par un liant polymère ou par un procédé thermique, les fils entre eux afin d'obtenir un textile géométriquement stable. En superposant puis en collant 2 séries de fils parallèles, il est ainsi possible d'obtenir un textile sans tricotage, tissage ou tressage (**Figure 1-60**).

Cependant tous les textiles précédemment décrits peuvent subir une opération de collage afin d'en améliorer la stabilité géométrique. Le procédé de collage généralement utilisé consiste à préimprégner le textile par une solution polymère afin de lier les filaments et fils entre eux (par une augmentation conséquente de l'adhérence entre filaments due au polymère).

Ce procédé semble approprié au TRC, cependant il reste peu utilisé dans la littérature (Mobasher [MOB(2005)] ; Peled [PEL(2006)]).

Le choix d'une technologie textile ne peut s'affranchir de la considération de l'application visée et, partant, des spécificités qu'elle impose.

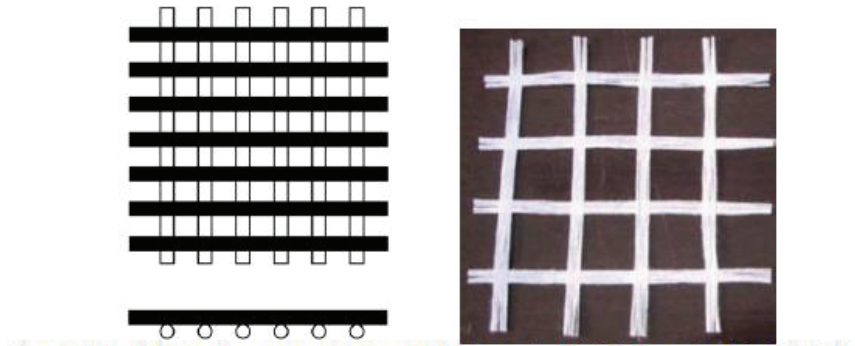


Figure 1-60 : Illustration d'un textile collé n'ayant préalablement subi ni tricotage, tissage ou tressage (schéma et photo) [CON(2011)]

➤ **Matrice cimentaire (minérale)**

Les matrices cimentaires destinées aux composites TRC doivent permettre une mise en œuvre aisée du renfort textile, garantir un enrobage optimum de ce dernier et assurer un transfert de charge satisfaisant. De ce fait, des mortiers très fins sont utilisés (granulométrie maximale < 2mm). Malgré leur finesse, ces matrices doivent être résistantes et présenter une adhérence élevée avec le renfort textile. Aussi la rhéologie visée de ces matrices est largement dépendante du procédé de mise en œuvre auquel elles sont destinées. En fonction de leur application et du renfort textile avec lequel elles sont couplées, les critères de durabilité requis varient clairement.

**Tableau 1-11 : Formulation des principales matrices cimentaires de TRC développées**

		Mortier à base de clinker Portland				Mortier minéral chargé de polymère	Mortier d'aluminate de Calcium
Unités	Matériaux	PZ-0899-01	FA-1200-01	RP-03-2E	MF-02-101	PZ-PM-20	CAC
(Kg/m <sup>3</sup> )	Ciment CEM I 52,5	490	210	980	441	430	-
	CAC 42,5	-	-	-	-	-	700
	Cendres volantes	175	455	210	210	154	-
	Fumée de silice	35	35	210	-	31	-
	Métakaolin	-	-	-	49	-	-
	<b>Liant (Somme)</b>	700	700	1400	700	615	700
% poids liant	Plastifiant	1,5	0,9	2,5	2	-	1,0
	Stabilisateur	-	-	-	-	-	0,25
	Polymères	-	-	-	-	20	-
(Kg/m <sup>3</sup> )	Fines siliceuses	500	470	118	500	438	520
	Sable siliceux	715	670	168	715	626	740
	Eau	280	280	350	280	245	280
-	<b>Poids eau/ciment</b>	0,57	1,33	0,36	0,63	0,57	0,40
	<b>Poids eau/liant</b>	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40

Dans le cas de production industrielle, une prise rapide est nécessaire, afin de pouvoir démouler dans les meilleurs délais possibles. Cela peut aussi être nécessaire lors du renforcement d'ouvrage *in situ* afin de pouvoir, au plus vite, rendre l'ouvrage à sa destination. Pour les applications en extérieur, une résistance au gel et aux autres conditions environnementales peut être attendue. Les

propriétés demandées au mortier étant en partie conflictuelles, sa composition résulte forcément d'un compromis entre les critères rhéologiques, mécaniques, de durabilité sans perdre de vue les aspects économiques.

De plus, le cahier des charges imposé aux matrices varie de manière conséquente en fonction des différents projets et de leurs applications. C'est pourquoi différentes formulations de matrices ont été développées au cours de ces dernières années. Les matrices minérales actuellement utilisées pour les TRC peuvent principalement être divisées en 4 groupes : les matrices à base de Clinker Portland, les matrices phosphatiques, les matrices à base d'aluminate de calcium (ou sulfo-aluminate de calcium) et les matrices cimentaires chargées de polymère.

Les formulations d'une sélection de matrices représentatives des principaux mortiers développés à ce jour afin de répondre à des applications de TRC diverses et variées (à l'exception des matrices phosphatiques) sont présentées par le **Tableau 1-11**. Les mortiers sélectionnés ont tous été développés dans le cadre d'un programme unique : projet de recherche SFB 532 à l'université d'Aachen (Aix la chapelle) en Allemagne (plus précisément détaillé dans le rapport [RILEM\_06]). Une matrice phosphatique (Vubonite) mise au point à l'université libre de Bruxelles est aussi présentée dans cette étude bibliographique pour son caractère innovant et performant.

- ***Mortier de Clinker Portland***

Le mortier de clinker Portland est constitué de ciment clinker Portland enrichi par des matériaux d'addition. Le clinker Portland est obtenu après cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile fixé avec précision et contenant des proportions visées de CaO, SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et F<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.

En fonction des projets et de leurs applications, différentes formulations de matrices cimentaires à base de clinker Portland ont été développées au cours de ces dernières années. Le **Tableau 1-11** décrit la formulation de 4 mortiers Portland. Un seul paramètre clef de ces mortiers varie significativement (par rapport à la matrice de référence, PZ-0899-01). Les 3 autres sont ajoutés afin de conserver une consistance fluide de la matrice.

Pour garantir une durabilité élevée du mortier, une seconde formulation a été mise au point dans laquelle le taux de cendres volantes est très important (mortier FA-1200-01). Cependant, cela a eu pour effet de réduire significativement la fluidité du mortier (étalement à 10 min de 266 mm au lieu de 340 mm), la résistance en flexion (de 35%) ainsi qu'en compression (de 60%) du béton et son module d'Young (25%) et d'augmenter nettement la carbonatation du mortier (de 220%).

La troisième formulation (mortier RP-03-2E) avait pour objectif de significativement améliorer la résistance en compression du béton grâce à un taux de ciment clinker très important et un faible rapport masse d'eau sur masse de liant. Cette formulation a permis d'augmenter la résistance du béton en compression de 30%, mais elle a aussi pour principal effet de diminuer le module d'Young (de 20%) et d'augmenter considérablement le retrait (de 80%).

Enfin, dans la dernière formulation (mortier MF-02-101), la fumée de silice est remplacée par du métakaolin. Les principaux effets sont une diminution importante de l'écoulement (à 10 min de 110%), une légère réduction de la résistance en compression (de 10%) mais une importante augmentation de la résistance en flexion (de 20%).

- ***Mortier d'aluminate de calcium***

Les aluminates de calcium sont obtenus en faisant réagir à haute température de la chaux et de l'alumine. Le produit de cette réaction entre chaux et alumine est, après refroidissement, un minéral dur appelé clinker d'aluminates de calcium. Ce clinker broyé en poudre fine est appelé ciment d'aluminate de calcium (CAC). Il s'agit d'un liant hydraulique. Les CACs sont reconnus dans le domaine de la construction vis-à-vis d'applications spécifiques nécessitant un durcissement rapide et une résistance chimique. Ce type de matrice CAC a montré la pertinence théorique vis-à-vis des

TRC (Brameshuber [BRA(2001b)]) mais il est moins utilisé que les matériaux à base de ciment Portland.

- ***Mortier phosphatiques***

Une matrice phosphatique (Vubonite) a été développée sous l'impulsion des Professeurs Jan Wastiels [Was(1999)] et Georges Patfoort de la faculté des Sciences Appliquées de la VUB (Vrije Universiteit Brussel), l'université libre de Bruxelles.

La Vubonite est une matrice phosphatique résultant de la réaction entre une poudre composée de Wollastonite (une pierre de contact, se forme lors de l'intrusion d'une poussée granitique dans la croûte terrestre) et une solution aqueuse.

Contrairement aux matrices précédemment détaillées, la Vubonite n'est pas un liant hydraulique, elle résulte en effet du mélange d'une poudre de silicate de calcium et d'une phase aqueuse (acide phosphorique). Le silicate de calcium réagit avec les ions métalliques de l'acide phosphorique présent dans la phase aqueuse. Il se forme une matrice céramique dotée d'une structure réticulaire 3D. La Vubonite est composée de 82,5 doses de poudre pour 100 doses d'acide phosphorique.

L'ouvrabilité relativement importante du matériau (fluide) autorise divers processus de production industrielle. Cependant, cette matrice ne permet pas, en l'état, le moulage au contact de TRC directement sur des faces verticales ou en sous-face de structures.

- ***Mortier chargés de polymère***

En ajoutant des polymères à la matrice cimentaire, il est possible de modifier la résistance en traction et en compression, le module d'élasticité ainsi que l'adhérence fibre-matrice. Il existe deux manières d'ajouter du polymère au mortier : par imprégnation du mortier durci (Polymer Impregnated MPa, PIC) ou en ajoutant le polymère directement dans la formulation du mortier (sous forme de poudre en la mélangeant au liant ou directement sous forme de liquide lors du malaxage), (Polymer Modified Ciment, PMC).

- ***Imprégnation du mortier par polymère (PIC)***

L'imprégnation du mortier par polymère engendre une nette augmentation du module d'élasticité, de la résistance en compression et en traction du mortier et permet aussi la diminution de son fluage. Cependant, elle est coûteuse et technologiquement complexe à mettre en œuvre.

- ***Modification du ciment par polymère (PMC)***

Contrairement au procédé précédent, la PMC est très facile à mettre en œuvre mais elle induit la réduction du module d'élasticité ainsi que les résistances en traction et en compression du mortier. Cependant, dans le cas des TRC, le mortier est utilisé en tant que matrice et l'imprégnation du renfort textile par le mortier ainsi que l'adhérence textile-mortier peuvent avoir plus d'importance que les caractéristiques mécaniques du mortier seul. C'est pour cette raison que l'ajout de polymères à une matrice cimentaire par le procédé PMC peut s'avérer intéressant. En effet, de par le très faible diamètre des particules dispersées de polymère (d'environ 100 à 200 nm), celles-ci sont susceptibles de pénétrer dans les espaces laissés entre les filaments et le mortier et ceux entre les filaments au cœur du fil, et de ce fait améliorer à la fois l'adhérence filament-mortier et filament-filament.

Différents types de monomères, polymères et co-polymères sont ainsi utilisés pour modifier les propriétés des mortier tels que le polymère latex, la poudre de polymère redispersible, polymère soluble à l'eau, résine liquide, monomère et co-polymères.

- (b) ***Différents procédés de production des TRC***

En fonction du renfort, de la matrice utilisée ainsi que de la destination du composite TRC, différentes techniques de production, ou de mise en œuvre du TRC, peuvent être retenues.

En fonction du procédé de production retenu, le composite pourra être entièrement mis en œuvre sur son lieu de destination finale *in situ* (par moulage au contact ou projection) ou devra être fabriqué en usine par des machines spécialement développées à cet effet avant d'être acheminé sur son lieu de destination (Pultrusion, pultrusion et compactage, imprégnation mécanique, pompage et injection).

**Tableau 1-12 : Comparatif des différentes techniques de production**

(● : médiocre ; ●● : moyen ; ●●● : bon)

Procédé de production	Adapté à la mise en œuvre de		Géométrie réalisable	Taux volumique de renfort	Reproductibilité des caractéristiques mécaniques	
	Pièce unique	Production de masse				
Moulage au contact <i>in situ</i>	●●	●	Complexe	●	●	
Projection <i>in situ</i>	●●●	●●●	Complexe	●	●	
Préfabrication	Pultrusion	●	●●●	Profilé	●●	●●●
	Pultrusion et compactage	●	●●●	Plat	●●●	●●●
	Imprégnation mécanique	●●	●●●	Plat	●●●	●●●
	Pompage et injection	●●	●●	Complexe	●	●●●

➤ **Moulage au contact *in situ***

Le moulage au contact, aussi nommé stratification manuelle est l'une des techniques de mise en œuvre la plus accessible. Elle ne nécessite ni matériel onéreux, ni main d'œuvre vigilante et sensibilisée aux défauts potentiels dans le composite de nature à engendrer une dispersion sensible des caractéristiques mécaniques. Ce procédé ne permet pas d'atteindre des taux volumiques de renfort dans le composite aussi importants que dans le cas de composites préfabriqués.

Enfin, le moulage au contact demande un temps de mise en œuvre relativement élevé. Le moulage au contact se réalise dans un moule préalablement conçu ou directement sur la pièce à réparer (notamment dans le cadre du renforcement ou de la réparation des structures en béton ou en maçonnerie par TRC). Une fine couche de matrice est appliquée sur le substrat avant de déposer le renfort textile. Par l'intermédiaire d'outils, tels qu'une truelle et/ou un rouleau débulleur, la matrice doit permettre l'enrobage du renfort en éliminant soigneusement toute inclusion d'air et en imprégnant au mieux les fils de renfort. Le procédé est ensuite répété jusqu'à ce que le nombre de couches souhaité soit atteint (stratification). Enfin, en prenant soin d'éviter la formation de poches d'air, un film plastique est placé sur le mortier afin de limiter le phénomène de retrait prématuré en surface du composite.

➤ **Projection *in situ***

La mise en œuvre par projection est voisine du moulage au contact. La différence entre les 2 techniques réside dans l'application du mortier. Au lieu d'être appliqué à la truelle, le mortier est projeté sur le substrat à l'aide d'une machine (par voie humide ou sèche).

Cette méthode de mise en œuvre semble ainsi présenter nombre d'avantages en commun avec le moulage au contact mais permet en plus d'améliorer considérablement le taux de production. Ce



procédé semble donc être très pertinent en vue de la réparation ou du renforcement de structure par composite TRC. Cependant, par rapport au moulage au contact, ce procédé présente tout de même un risque d'enrobage et d'imprégnation de moins bonne qualité du renfort textile pouvant engendrer une diminution significative des caractéristiques mécaniques du TRC. Une telle matrice doit posséder toutes les propriétés nécessaires au moulage au contact, mais en plus être adaptée à la projection.

➤ **Préfabrication (production de masse)**

Par rapport aux procédés précédemment décrits la préfabrication des composites a comme principal avantage de garantir une faible dispersion des caractéristiques mécaniques du TRC et de permettre la mise en œuvre d'un taux de renfort plus élevé au sein du composite. Elle permet ainsi d'obtenir des composites aux performances mécaniques améliorées. La préfabrication nécessite une matrice de consistance fluide à plastique.

De nombreuses techniques de préfabrication ont déjà été développées pour les composites TRC. Les techniques telles que : pultrusion, pultrusion plus compactage, l'imprégnation mécanique ainsi que pompage et injection, sont des techniques classiques.

D'autres méthodes de production existent cependant, comme la « wellcrete technology » qui désigne une méthode d'extrusion à basse pression permettant de produire des profilés de composite TRC à une vitesse allant, dans le cas de série importante (production de masse), jusqu'à 8m/min (Pachow [PAC(2004)]). Le procédé Durapact est une deuxième technique d'extrusion à basse pression « Module process technologie » (Pachow [PAC(2004)]). Ce procédé permet uniquement la préfabrication de plats TRC mais a pour avantage, par rapport au procédé précédent, de faciliter la modification du composite conçu, d'être à moindre frais et de nécessiter moins de place. Enfin, une méthode de production de profilé TRC quasi continu a été développée à Aachen (Allemagne) au sein du projet de recherche SFB 532. Ce procédé nécessite une matrice suffisamment fluide pour être injectée mais aussi une matrice en adéquation avec le procédé de déshydratation. Une nouvelle matrice « PZ-IN-04 » a ainsi été spécialement développée à cet effet (Brochmann [BRO(2005)]).

(c) ***Mécanique des TRC***

Certains matériaux composites, comme ceux à matrice polymère présentent une forte adhérence fil matrice. Leurs lois de comportement exprimées en contrainte-déformation en traction peuvent alors être modélisées de manière simple et précise en considérant une hypothèse d'adhérence parfaite entre le textile et la matrice. Dans ce cas, les propriétés intrinsèques des matériaux en présence suffisent à rendre compte du comportement.

En revanche, dans le cas des composites textile-mortier, l'adhérence filament-matrice reste généralement très limitée. De plus, l'imprégnation des fils (constitués de certaines de filaments) est essentiellement restreinte aux filaments situés sur le pourtour. Les efforts appliqués à la matrice sont ainsi transmis aux filaments « extérieurs » imprégnés par la matrice (adhérence filament matrice) qui eux-mêmes les redistribuent, en partie, aux filaments « internes » (adhérence filament-filament).

La compréhension de ces mécanismes d'adhérence est ainsi nécessaire à l'appréhension du comportement du TRC en traction. Etant donné la complexité et l'importance de ces mécanismes d'adhérence entre le textile et le mortier, ceux-ci ont été étudiés à différentes échelles.

Aussi, dans le but d'améliorer cette adhérence, les fils peuvent être préimprégnés par divers produits. Leur influence sur le comportement d'adhérence entre les fils et la matrice sera aussi examinée.

➤ **Echelle nanoscopique (adhérence filament-mortier) :**



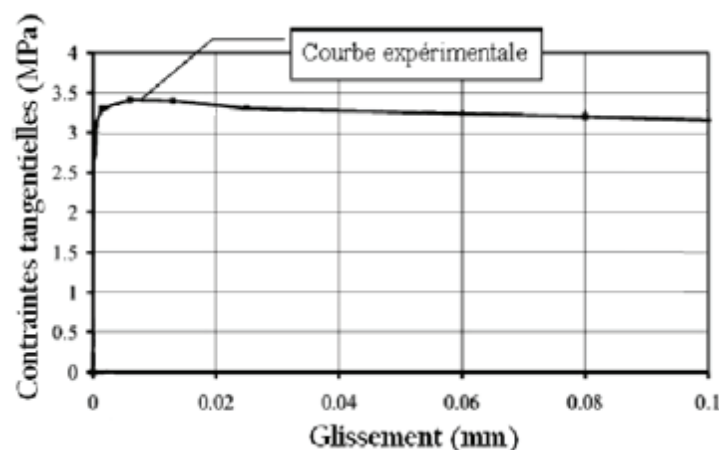
Entre la matrice et le renfort une zone différente de ces 2 phases est observée. Dénommée interphase, elle est issue de processus complexes, et représente alors une zone de transition d'épaisseur non nulle. Les propriétés physico-chimiques et mécaniques de l'interphase diffèrent de celles du renfort et de la matrice.

L'interphase contribue essentiellement à la transmission des efforts mécaniques entre le renfort et la matrice et intervient significativement dans le mécanisme d'amorçage et de propagation des fissures. L'efficacité du transfert de charge est une condition *sine qua non* à l'obtention de composites à hautes performances. Une forte liaison interfaciale entraîne de hautes rigidités et résistances mais elle mène également à une faible ténacité, une certaine fragilité et une sensibilité aux chocs (Ibrahim [IBR(1997)]). Dans ce cas, les fissures se propageront perpendiculairement à l'axe des fibres jusqu'à la ruine du composite. La mise en place de liaisons faibles (interphase souple) peut en revanche permettre l'accroissement de l'absorption d'énergie. La fissure sera dès lors déviée vers l'interphase et l'impact sera limité à quelques fibres uniquement. L'interphase des TRC reste méconnue, en revanche cette dernière a été plus étudiée dans le cadre des composites à matrices polymères (FRP). Pour ces composites, l'épaisseur de l'interphase est un paramètre variable, de quelques nanomètres à une dizaine de micromètres (voire plus dans certains cas de composites thermodurcissables), dépendant de la structure de la matrice, du filament ainsi que de l'ensimage du filament. Différentes techniques d'analyse sont utilisées pour les composites à matrice polymère afin de déterminer la nature physico-chimique de l'interphase et peuvent théoriquement être étendues aux composites à matrice minérale (Degallaix [DEG(2007)]). Ces techniques peuvent être basées sur des analyses optiques (microscopiques et nanoscopiques) permettant de visualiser la zone d'interphase (étude de la nature et la concentration des atomes ainsi que les mouvements de chaînes macromoléculaires).

➤ **Echelle microscopique**

• ***Adhérence filament-mortier :***

La liaison entre les filaments et la matrice cimentaire peut aussi être étudiée de manière simplifiée, à l'échelle microscopique, par le concept d'interface. L'interface représente alors la frontière d'épaisseur nulle entre 2 phases, la matrice et le renfort, qui ne présentent pas d'évolution de leurs propriétés physico-chimiques. L'interface représente alors une notion théorique introduisant une discontinuité entre ces phases.



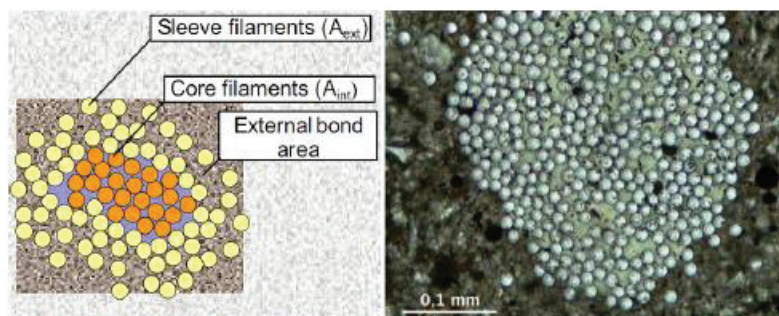
**Figure 1-61 : Comportement d'un monofilament noyé dans une matrice cimentaire [BRA(2003)]**

Brameshuber [BRA(2003)] propose une étude des mécanismes d'adhérence (regroupant l'étude de l'adhésion et la friction) définissant en partie l'interface entre les filaments et la matrice cimentaire. Pour ce faire, des monofilaments ont été noyés dans une matrice cimentaire, puis après

durcissement de cette dernière, le glissement des filaments en fonction de l'effort de traction qui leur est appliqué a été mesuré. La **Figure 1-61** présente un des résultats de l'essai de Brameshuber [BRA(2003)] pour un filament (de 29  $\mu\text{m}$  de diamètre) extrait d'un fil de verre-AR Saint-Gobain Vetrotex 2400 Tex noyé dans une matrice cimentaire PZ-0899-01 (voir **Tableau 1-11**). Sur ce graphique il apparaît que, pour ce composite, la perte d'adhésion n'entraîne qu'une faible diminution de la contrainte tangentielle, ce qui signifie que le transfert de contraintes par friction reste quasi-constant tout au long du glissement (au moins jusqu'à un glissement de 0,1 mm).

- **Adhérence fil-mortier :**

Les fils, destinés à reprendre les efforts, généralement utilisés dans les textiles de renforcement des TRC, sont constitués de 400 à 7000 filaments d'un diamètre compris entre 5 et 30  $\mu\text{m}$ . En fonction de la configuration du textile et de l'ensimage, ces filaments sont plus ou moins serrés les uns aux autres. Cependant l'espace entre chaque filament reste de l'ordre de leur diamètre, la pénétration du mortier à l'intérieur des fils est ainsi limitée (Häußler-Combe [HAU(2007)] ; Krüger [KRU(2002)] ; [KRU(2004)] ; Jesse [JES(2005a)]). De ce fait, les filaments extérieurs du fil (filaments externes) sont ceux qui présentent la section enrobée par la matrice la plus importante. Plus les filaments sont proches du centre du fil, plus leur surface de contact avec la matrice est limitée. Enfin, au cœur du fil (filaments internes), les filaments ne sont généralement plus imprégnés (**Figure 1-62**).



**Figure 1-62 : Illustration d'un filament enrobé dans sa matrice. Visualisation des filaments intérieurs non imprégnés et extérieurs imprégnés [KRU(2002)] et [JES(2005a)]**

- Essais d'arrachement fil-mortier :

Le comportement effort de traction-glissement d'un fil enrobé dans sa matrice peut être déterminé expérimentalement par un essai d'arrachement (pull-out test).

Différents essais d'arrachement propres aux matrices cimentaires ont été développés par différents auteurs. Badanoiu [BAD(2003)] ; Kruger [KRU(2004)] ; Dilthey [DIL(2006)] et Scheffler [SCH(2009)] ont par exemple mis au point des essais d'arrachement à double longueur d'ancrage (**Figure 1-63** et **Figure 1-64**). Un autre type d'essai d'arrachement à simple longueur d'ancrage, mais plus complexe, a été développé par Banholzer [BAN(2004)] (**Figure 1-65**).

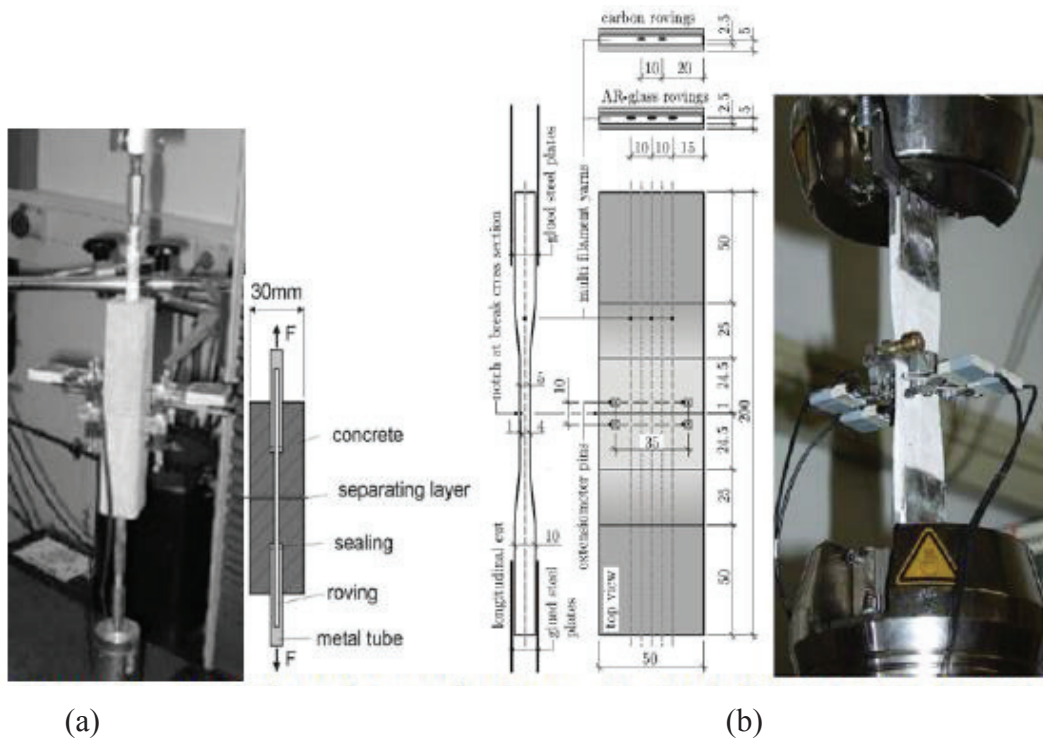


Figure 1-63 : Essai d'arrachement à double longueur d'ancrage de [DIL(2006)] (a) et [SCH(2009)] (b).

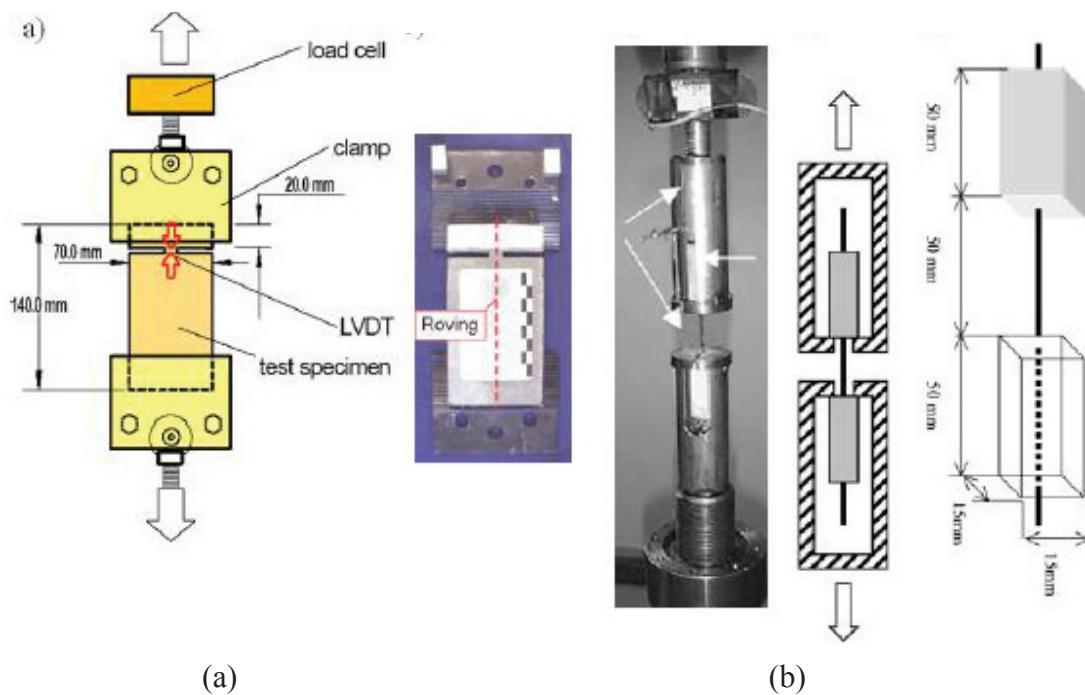


Figure 1-64 : (a)-Essai d'arrachement à double longueur d'ancrage de [KRU(2004)] ; (b) – Photo et schémas présentant l'essai d'arrachement utilisé par Badanoiu [BAD(2003)]

Il est particulièrement intéressant pour étudier le comportement d'un fil de verre-mortier à l'arrachement. En effet, l'auteur utilise les capacités de transmission de la lumière propre au verre pour en déduire, par LSM (Laser Scanning Microscopy), le glissement de chaque filament par rapport à l'extrémité de l'éprouvette. L'évolution de la dégradation des filaments en fonction du chargement peut aussi être relevée par la technique « FILT » (Failure Investigation using Light Transmission properties). Cependant, l'éprouvette est assez complexe à mettre en œuvre, elle est composée de 2 parallélépipèdes (d'époxy et de mortier) dans lesquels est pris le fil (Figure 1-65a).

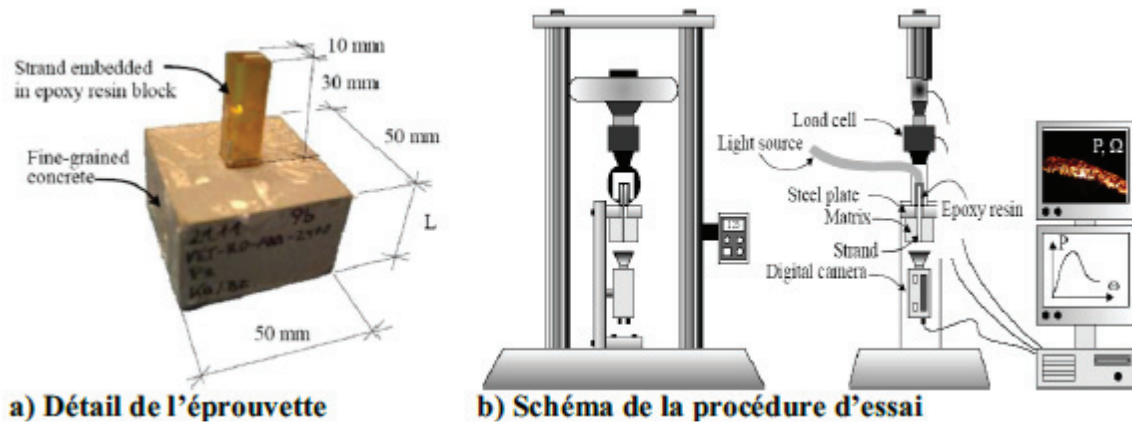


Figure 1-65 : Essai d'arrachement à simple longueur d'ancrage [BAN(2004)]

- Comportement mécanique :

La **Figure 1-66** montre deux allures potentielles du comportement de l'effort de traction appliqué au fil en fonction de son glissement dans la matrice obtenu expérimentalement par les essais d'arrachement (précédemment décrits). La partie pré-pic des courbes présente un comportement quasi-linéaire, suivi d'une non-linéarité jusqu'à l'atteinte de l'effort maximal. Cette non-linéarité, ainsi que le comportement post-pic dépend, selon Krüger [KRU(2003)], de la relation entre l'adhérence des filaments externes avec la matrice (adhérence externe) et celle des filaments internes entre eux (adhérence interne). Cette dernière est par ailleurs discontinue, hétérogène et principalement frictionnelle.

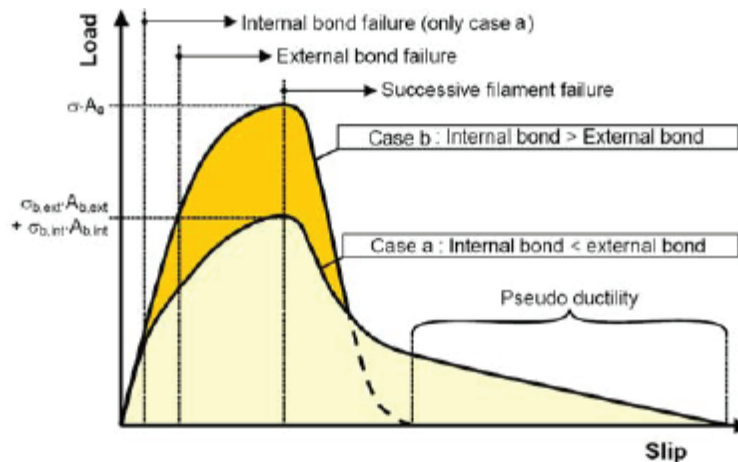


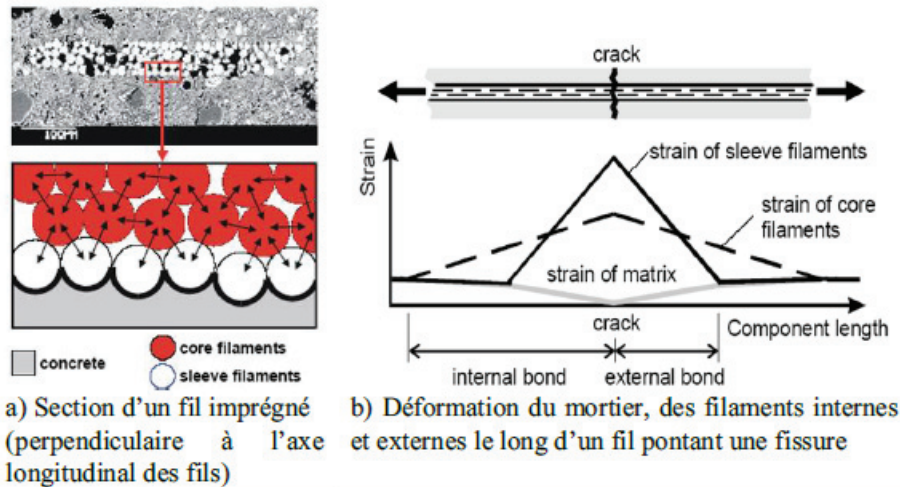
Figure 1-66 : Schémas du comportement à l'arrachement d'un textile (grille tricotée) en fonction de l'adhérence relative entre les filaments externes et internes [KRU(2003)]

✓ « Adhérence interne » inférieure à « l'adhérence externe » :

Les essais d'arrachement sus-présentés ont montré que l'adhérence entre les filaments externes et la matrice est significativement meilleure que celle qui s'exerce entre les filaments internes non enrobés par cette dernière. En effet, pour ces derniers l'adhérence avec le reste du fil se fait uniquement par frottement entre filaments en contact (à l'exception des fils ayant subi un traitement afin d'augmenter l'adhérence inter filaments, avant d'être enrobés dans la matrice).

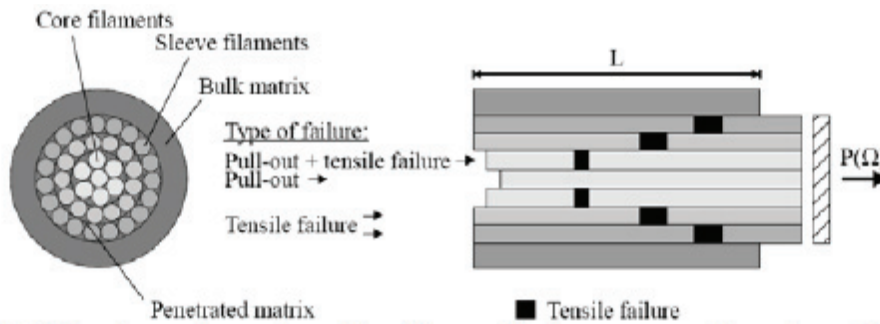
Sur la base de ces essais, différents modèles ont été mis au point. Le plus simple consiste à diviser le fil en 2 zones : filaments externes imprégnés et internes non imprégnés (**Figure 1-67a**). Ce modèle montre que dans la zone entourant une fissure, la déformation maximale des filaments internes est inférieure à celle des filaments externes à cause de la faiblesse de l'adhérence entre les filaments non imprégnés (**Figure 1-67**).





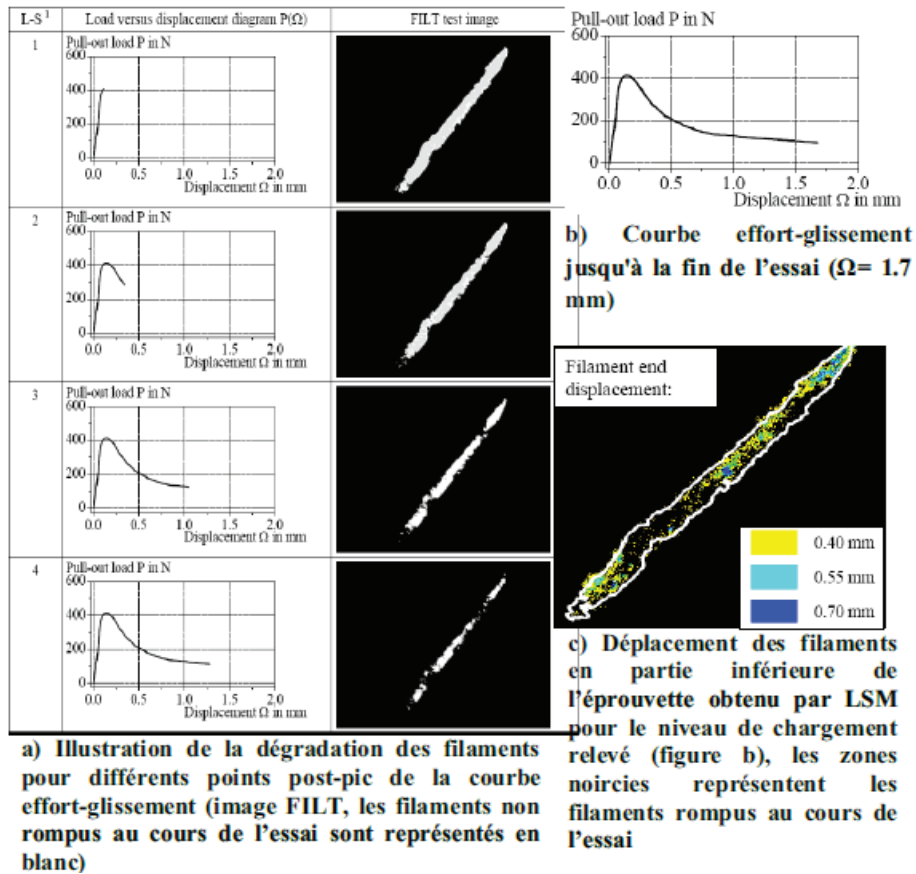
**Figure 1-67 : Evolution des déformations des filaments internes et externes dans un fil [OHN(1994)] ; [JES(2005a)]**

Des conclusions similaires ont été tirées pour un modèle un peu plus complexe (Banholzer [BAN(2004)]), considérant une diminution de l'enrobage des filaments en se rapprochant du centre du fil qui se traduit par une diminution de l'adhérence entre les filaments. Cette réduction de l'adhérence engendre, à l'intersection d'une fissure, une décroissance de la déformation dans les filaments en se rapprochant du centre du fil. C'est cette inhomogénéité de la répartition de la déformation dans le fil qui est à l'origine de la non-linéarité pré-pic mise en évidence sur la **Figure 1-66**. De plus, ce défaut d'homogénéité entraîne les ruptures successives des filaments initiés par les filaments extérieurs (**Figure 1-68**). La rupture prématurée d'un nombre suffisant de filaments extérieurs conduit à une rupture prématurée du fil lui-même. Ce mode de rupture est dit « télescopique ». Ainsi, cette rupture successive des filaments externes puis filaments internes génère une « pseudo ductilité » dans le fil (**Figure 1-66**, « cas a ») et peut, de ce fait, s'avérer très intéressante.



**Figure 1-68 : Mécanisme de rupture d'un fil enrobé dans une matrice cimentaire soumis à un essai d'arrachement [BAN(2004)]**

Le mode de rupture télescopique a clairement été mis en lumière, dans le cas d'un fil de verre-AR, par une étude expérimentale (Banholzer [BAN(2004)]). En effet, la **Figure 1-69a** illustre la rupture progressive des filaments au cours du comportement post-pic. Aussi, **Figure 1-69c** montre le glissement plus important des filaments internes au fil (de 0,7 mm par rapport à la partie inférieure de l'éprouvette) par rapport aux filaments les plus externes non rompus (de 0,4 mm) pour le chargement atteint (**Figure 1-69b**).



**Figure 1-69 : Rupture des filaments constituant un fil (image FILT et LSM) pour différents points post-pic de la courbe effort-glissement [BAN(2004)]**

Lorsque le comportement de « l'adhérence interne » se rapproche de celui de « l'adhérence externe » les déformations des filaments tendent à s'homogénéiser, ce qui mène à une augmentation de l'effort maximal repris par le fil. Le glissement relatif à la rupture des filaments internes devient alors de plus en plus proche de celui relatif à la rupture des filaments externes, diminuant voire gommant la « pseudo ductilité ».

La qualité d'imprégnation des fils constituant le renfort textile intervient ainsi directement sur la qualité de l'adhérence fil matrice, et est de ce fait déterminante dans le comportement mécanique du composite TRC. Il semble dès lors important de définir un paramètre la quantifiant, il sera nommé « taux d'imprégnation des fils ». Ce dernier représente pour une section représentative de fil, le rapport moyen entre le périmètre total de filaments enrobés par le mortier et le périmètre total des filaments constituant de ce fil. Le taux d'imprégnation des fils varie en fonction de la nature de la matrice, de la configuration du textile et de la méthode de mise en œuvre du composite.

✓ « Adhérence interne » supérieure à « l'adhérence externe » :

Au vu des conclusions précédentes, il apparaît clairement que le taux d'imprégnation des fils constitue un levier de choix dans la modulation du mode de rupture et l'accroissement du taux de travail moyen des fils. Cependant, aucun des mortiers et des procédés de mise en œuvre relevés dans la bibliographie ne semble permettre une imprégnation totale des fils (pour des multifilaments classiques dont le nombre de filaments est supérieur à 400 et le diamètre des filaments inférieur à 30  $\mu\text{m}$ ). Ainsi, afin d'augmenter le taux d'imprégnation des fils et leur « adhérence interne », certains auteurs ont choisi de traiter ces fils (ensimage, produits de préimprégnation, traitement de surface) avant leur mise en œuvre dans la matrice. Ces traitements peuvent permettre d'atteindre une « adhérence interne » supérieure à « l'adhérence externe ». Dans ce cas, la non-linéarité pré-pic mise en évidence sur la **Figure 1-66** est imputable à la perte progressive de l'adhésion filaments extérieurs-matrice accompagnée de la rupture éventuelle de quelques filaments extérieurs. La



rupture intervient alors pour un glissement et un effort quasi-identique de l'ensemble des filaments. Le mode de rupture tend ainsi à devenir « fragile » (Figure 1-66, « cas b »).

➤ **Echelle mésoscopique et macroscopique (adhérence structure)**

Les textiles sont souvent uniquement considérés comme un moyen de garantir la stabilité géométrique relative ainsi que l'alignement des fils dans le composite.

Afin d'examiner l'influence du textile sur l'adhérence entre le fil et le mortier, Peled et al. ([PEL(1998A)] ; [PEL(2000)] ; [PEL(2002)]) se sont appuyés sur un essai d'arrachement (pull-out) du textile (Figure 1-70). Ils ont comparé le comportement à l'arrachement d'un fil seul à celui d'un fil faisant partie intégrante d'un textile enrobé dans le mortier (Figure 1-70 d), ou même du textile lui-même (Figure 1-70).

Il en ressort, que pour les tissus (taffetas), la contrainte moyenne maximale de cisaillement fil-matrice (effort maximal repris par le fil ramené à la surface latérale totale des filaments : circonférence d'un filament x nombre de filaments) est largement plus importante pour le textile que pour un fil seul (environ 1000%, Figure 1-70 c). Cela est attribuable à l'oscillation des fils de chaîne passant alternativement sous et sur les fils de trame qui engendre, lorsque le fil est mis en tension, une nette augmentation du frottement inter-filaments à chaque intersection de fil. Ce phénomène améliore significativement l'adhérence du fil avec le reste de la structure. Il est nommé « adhérence structurelle ». Cependant, ce résultat est à relativiser car les filaments constituant le tissu sont en polyéthylène (PE), une nature de filament offrant une excellente résistance au cisaillement transverse.

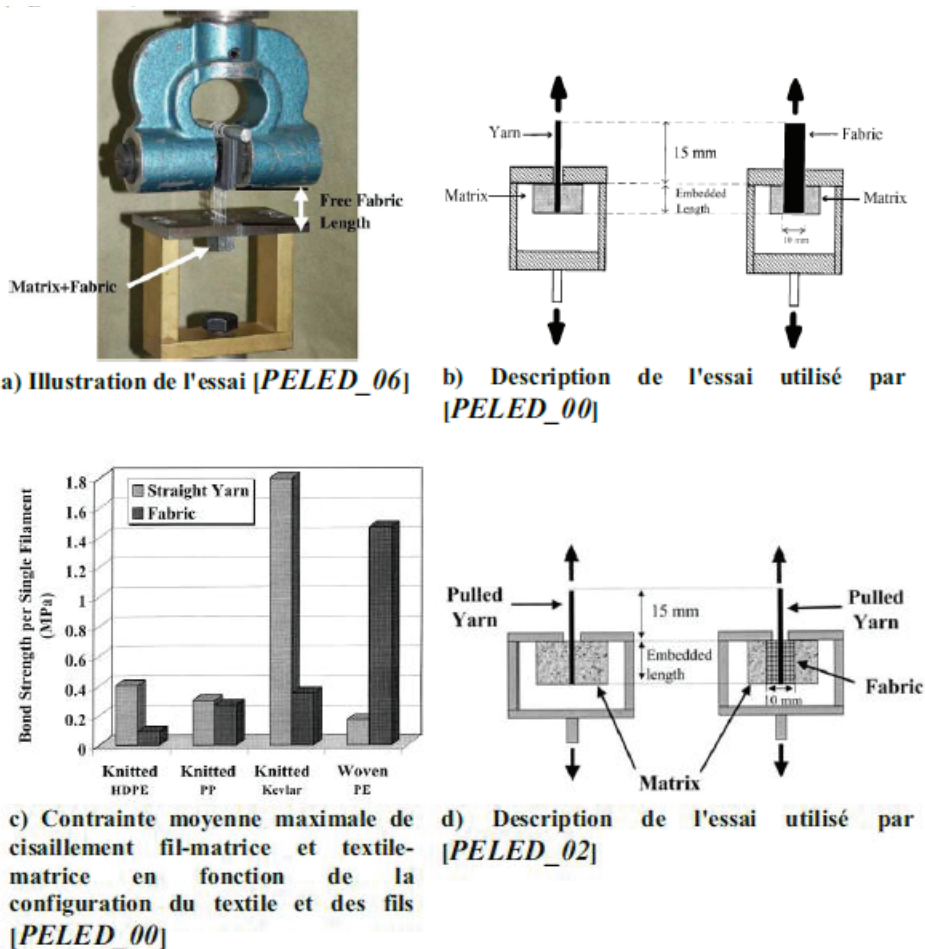


Figure 1-70 : Illustration, description et résultats de l'essai d'arrachement utilisé par Peled.

En revanche, pour l'ensemble des grilles à maille jetée testées au cours de ces essais, la contrainte moyenne maximale de cisaillement filament matrice est de 20% à 85% plus faible que pour un fil seul enrobé dans la matrice (**Figure 1-70c**). Cela s'explique par le fait que l'adhérence entre les fils de chaîne est très faible (contrairement aux tissus où cette dernière est favorisée par l'entremêlement des fils), ce qui réduit significativement l'adhérence structurale. En revanche, la superposition des fils de chaîne et des fils de trame à leur intersection, entraîne localement une diminution du taux d'imprégnation des fils, qui est responsable de la diminution de la contrainte moyenne maximale de cisaillement.

Les essais menés par Peled et al. montrent ainsi que l'adhérence fil-mortier (fil seul et linéaire enrobé dans une matrice cimentaire) est clairement différente de l'adhérence textile-mortier (fil faisant partie intégrante d'un renfort textile enrobé dans une matrice cimentaire). Il a de plus été montré que l'adhérence textile-mortier variait en fonction de la géométrie du textile (technologie de textile (tricoté, tissé,...) et de la configuration de maille (type et largeur de maille).

#### (d) *Comportement mécanique en traction du TRC*

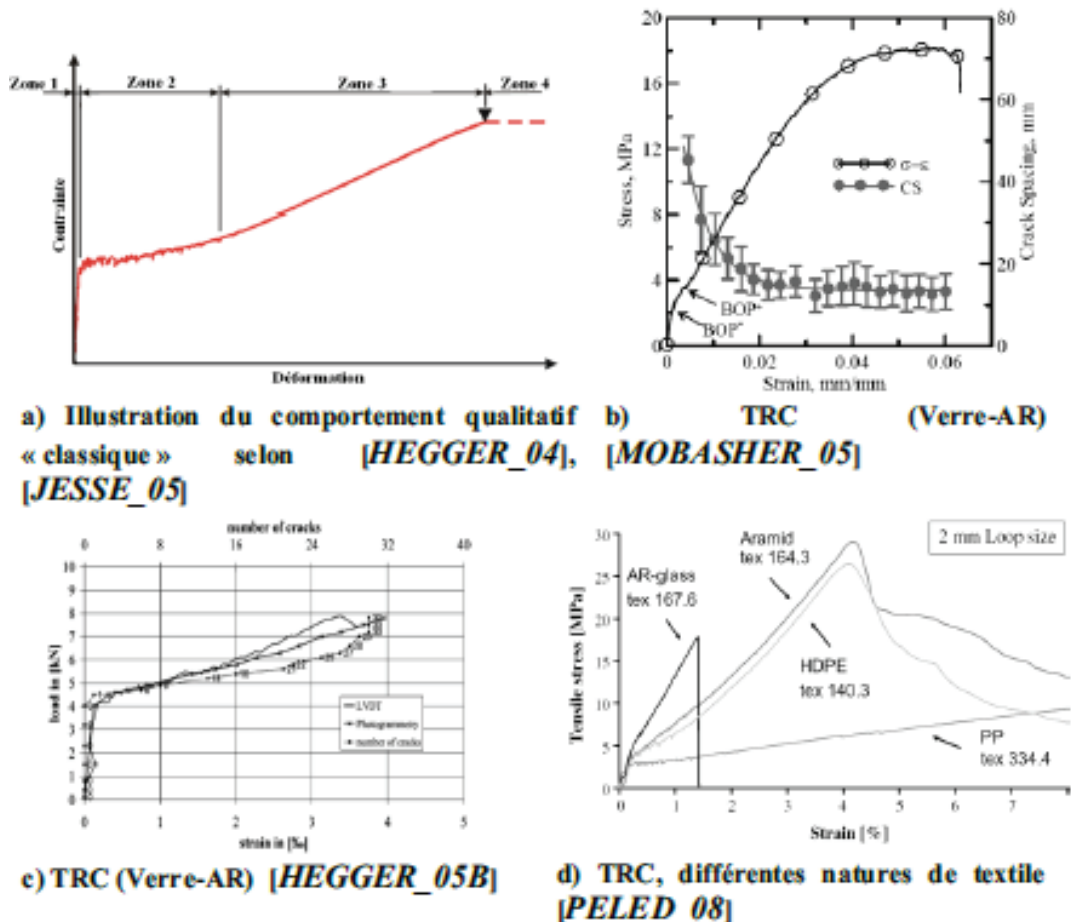
De nombreuses études ont abordé le comportement en traction directe des composites textiles mortier : Mashima [MAS(1990)], Krüger [KRU(2001)], Molter [MOL(2001)], Hegger [HEG(2004)], [HEG(2005)], [HEG(2005a)], [HEG(2005b)], Jesse [JES(2005)], Koeckritz [KOE(2005)]; Mobasher [MOB(2005)], Molter [MOL(2005)]; Richter [RIC(2005)], Dilthey [DIL(2006)], Raupach [RAU(2006)], Roth [Roth(2007)], Hegger [HEG(2008)] et Peled [PEL(2008)].

La grande majorité de ces études montre que la loi de comportement exprimée en contrainte-déformation peut être divisée en 3 zones (lorsque les fibres utilisées ont un comportement fragile) comme cela est illustré sur la **Figure 1-71** (a). D'après le rapport [RILEM(2006)] qui résume en partie les 2 articles (rédigés en allemand) [HEG(2004)] et [JES(2005)], la première zone (zone 1) est linéaire [RILEM(2006)] ou quasi-linéaire [MOB(2005)]. La transition entre les zones 1 et 2 est marquée par un changement brutal de rigidité, associé selon [HEG(2005b)] au développement de la première fissure dans le mortier. La zone 1 est alors suivie d'une zone de non-linéarité de rigidité largement inférieure pouvant présenter de fortes oscillations (Zone 2). Enfin, la troisième zone linéaire présente une augmentation sensible de rigidité (par rapport à la seconde zone) mais demeure inférieure à celle de la première (zone 3). Aussi, certains auteurs remarquent une zone de non-linéarité à la suite de la troisième zone et considèrent l'existence d'une quatrième zone. En effet, selon le rapport [RILEM(2006)] qui résume en partie [HEG(2004)] et [JES(2005)] une quatrième partie **Figure 1-71** (a) peut être observée dans l'unique cas où les fibres sont dotées d'un comportement ductile (plastification des fibres).

Des désaccords existent entre les auteurs sur la correspondance entre le comportement qualitatif des courbes contrainte-déformation (zones 1, 2 et 3) et l'évolution de la fissuration de la matrice. Selon le rapport [RILEM(2006)] (qui résume les 2 articles allemands [HEG(2004)] et [JES(2005)]) et une étude expérimentale d'Hegger [HEG(2005b)] la zone 1 est parfaitement linéaire jusqu'à un changement brutal de rigidité (zone 2) engendré par la première fissure traversant la matrice (**Figure 1-71** (c)). Néanmoins, selon Mobasher [MOB(2005)], cette zone peut être divisée en 2 sous parties, la première étant parfaitement linéaire, puis la seconde légèrement incurvée. La fin de la zone 1 est quoiqu'il en soit marquée par un changement significatif de rigidité. Aussi, d'après [RILEM(2006)] - qui résume les 2 articles allemands [HEG(2004)] et [JES(2005)], la zone 2 s'étend jusqu'à la fissuration complète de la matrice. La zone 3 correspondrait dès lors au comportement post-fissuration : seule une augmentation de l'ouverture entre les lèvres des fissures (ouverture des fissures) existantes est supposée. Mais toujours d'après l'étude expérimentale de Mobasher [MOB(2005)], il semblerait que la fissuration de la matrice puisse intervenir au-delà de la zone 2 et empiéter largement sur la troisième zone qui est linéaire. Ce résultat est illustré sur la

**Figure 1-71** (b) présentant la courbe contrainte-déformation et la courbe espacement de fissure-déformation.

Enfin, des divergences considérables peuvent être observées entre le comportement contrainte-déformation qualitatif obtenu par les différents auteurs. Ainsi, contrairement au comportement contrainte-déformation relevé par une imposante majorité des auteurs, Mobasher [MOB(2005)] a par exemple observé une non-linéarité en fin de courbe pour un composite renforcé par des fibres de verre-AR (comportement fragile) ( **Figure 1-71** (b)). De même, selon Peled [PEL(2008)] un comportement post pic peut être observé (**Figure 1-71** (d)), alors que cela n'est quasiment jamais le cas dans les autres articles. Même dans le cas de 2 composites TRC renforcés par des grilles tricotées de verre-AR, des divergences flagrantes peuvent être observées sur le comportement contrainte-déformation. En effet, la **Figure 1-71** (b) présente par exemple selon Mobasher [MOB(2005)] un comportement « classique » pour un composite verre-AR mortier. Sur cette courbe, il est remarquable que le « palier » (zone 2) situé entre les 2 parties linéaires (zones 1 et 3) est fortement réduit par rapport à celui de la **Figure 1-71** (a). De plus un comportement non-linéaire peut être observé avant la rupture du composite. La courbe représentée sur la **Figure 1-71** (c) présente aussi le comportement pour un composite verre-AR/mortier [HEG(2004)], mais contrairement au comportement du composite détaillé précédemment (**Figure 1-71** (b)), seulement 2 zones (zone 1 et zone 2) sont observables et le nombre de fissures augmente jusqu'à la rupture du composite.



**Figure 1-71 : Loi de comportement contrainte-déformation en traction directe de composite TRC relevée expérimentalement.**

**Commentaires**

Contrairement au FRP qui présente un comportement élastique fragile, le TRC présente un comportement qui est susceptible d'être approché par une courbe non-linéaire (**Figure 1-71**).

Concernant le renforcement des structures maçonnées vis-à-vis de sollicitations à fort besoin dissipatif telles que les séismes, l'énergie de déformation absorbée dans les zones non-linéaires est particulièrement intéressante. De plus, le mécanisme multi-fissurant de la matrice cimentaire dans ces zones non-linéaires peut être couplé avec celui des structures maçonnées pour créer un mécanisme dissipatif plus diffus.

#### 1.4.2.2. Renforcement des murs maçonnés par TRC

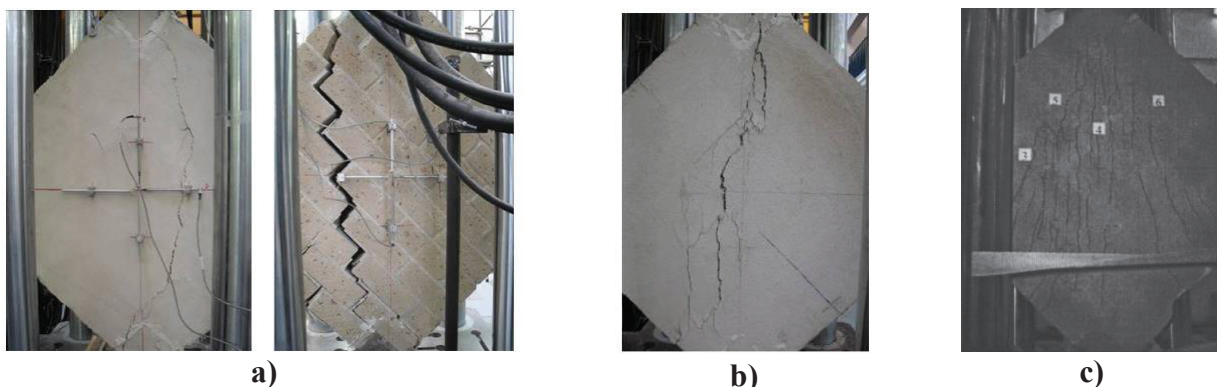
Si les études portant sur le comportement de maçonneries par matériaux composites à base polymère sont foisonnantes, il n'en est rien du renforcement par TRC dans la mesure où le développement et la valorisation de ces composites sont relativement récents, ce qui explique le caractère balbutiant, du moins bénéficiant d'un corpus expérimental sensiblement moins conséquent et une diversité d'approches nettement moins étendue.

##### (a) *Renforcement dans le plan*

###### ➤ Sollicitations statiques monotones

La capacité de renforcement dans le plan de murs maçonnés par TRC a été abordée par Prota et al. [PRO(2006)] ; Faella et al. [FEA(2010)], Parisi et al. [PAR(2013)] sous sollicitations statiques monotones. Ces études ont porté sur des murs maçonnés de tuf de ratio dimensionnel H/L=1, renforcés sur toute leur surface symétriquement ou sur une seule face, **Tableau 1-10**. Les résultats de ces études ont montré que le TRC permet d'améliorer de 1,8 à 6 fois la charge ultime horizontale. La ductilité, qui est un paramètre clé pour les structures antisismiques, est augmentée jusqu'à 6,4 fois (Prota et al. [PRO(2006)] et Parisi et al. [PAR(2013)]), **Tableau 1-13**.

Parisi et al. [PAR(2013)] ont étudié l'efficacité d'un renforcement sur une seule face avec ou sans ancrages renforts- maçonnerie (par SFRP- Steel Fiber- Reinforced Polymer tigre) et un renforcement sur les deux faces sans ancrage. De petites fissures sur la face renforcée, de larges fissures et une flexion- hors plan avec l'allongement maximum sont observées sur la face non-renforcée dans les spécimens renforcés sur une seule face. La flexion hors-plan a été aussi observée par Prota et al. [PRO(2006)] dans le cas d'un renforcement d'un seul côté. Parisi et al. [PAR(2013)] ont observé que les fissures s'initient sur la face non- renforcée (en raison de la plus petite résistance en traction de maçonnerie en comparaison à celle du TRC) puis se propagent à l'autre côté.



**Figure 1-72 : Rupture de murs renforcés par TRC sur une seule face (a) et sur les deux faces (b) [PAR(2013)], (c)- sur les deux faces [PRO(2006)]**

Ce mécanisme initié par l'asymétrie structurelle cause une dégradation plus significative de la résistance, notamment dans le cas sans ancrage (SFRP). La flexion hors plan est moins significative dans les spécimens avec ancrages ce qui reflète l'effet d'ancrage maçonnerie-renfort. Cependant, dans les spécimens renforcés symétriquement, des fissures plus grandes (Parisi et al. [PAR(2013)]) ou des multi-fissures (Prota et al. [PRO(2006)]) sont observées sur les renforts TRC. Cette



fissuration est suivie par l'apparition de fissures moins importantes dans la maçonnerie, et il n'y a pas de déformation hors plan identifiée dans ces spécimens (**Figure 1-72**).

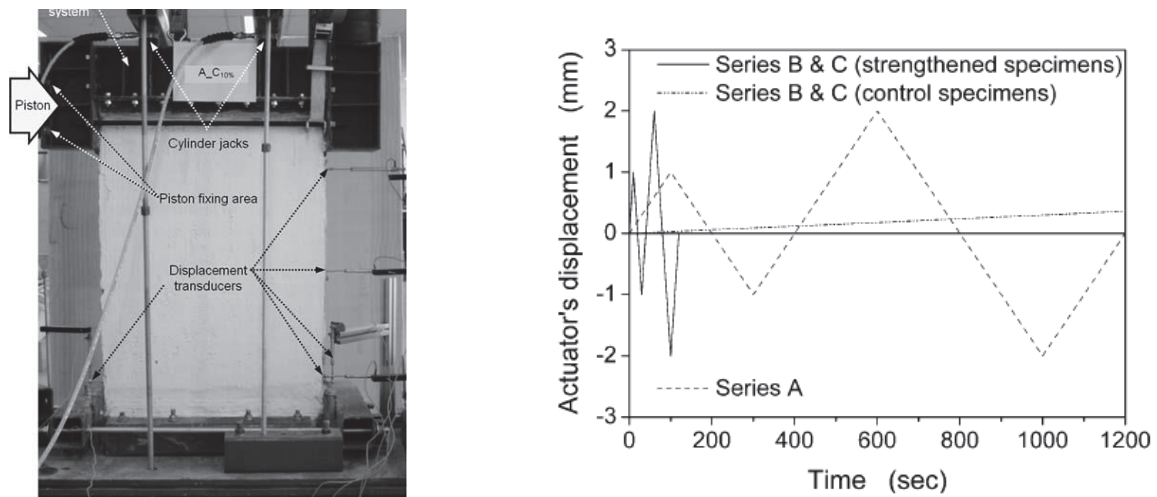
En termes de capacité portante, le renforcement sur deux faces est plus efficace que le renforcement sur une seule face (Prota et al. [PRO(2006)] et Parisi et al. [PAR(2013)]), en raison de la rupture prématurée hors plan du mur. En ce qui concerne la ductilité, elle est augmentée de façon remarquable surtout dans le cas de spécimens renforcés avec ancrages SFRP (6,4 fois) puisque ces derniers permettent de mieux transférer l'effort du substrat de maçonnerie aux renforts TRC, **Tableau 1-13**.

Toutes les études ont montré qu'il n'y a pas de décollement du TRC même dans le cas où aucun ancrage entre renforts et maçonnerie n'est utilisé. Cela est une caractéristique importante puisque la liaison satisfaisante entre le composite et le substrat de maçonnerie est susceptible d'augmenter à la fois la capacité portante et la ductilité des murs renforcés.

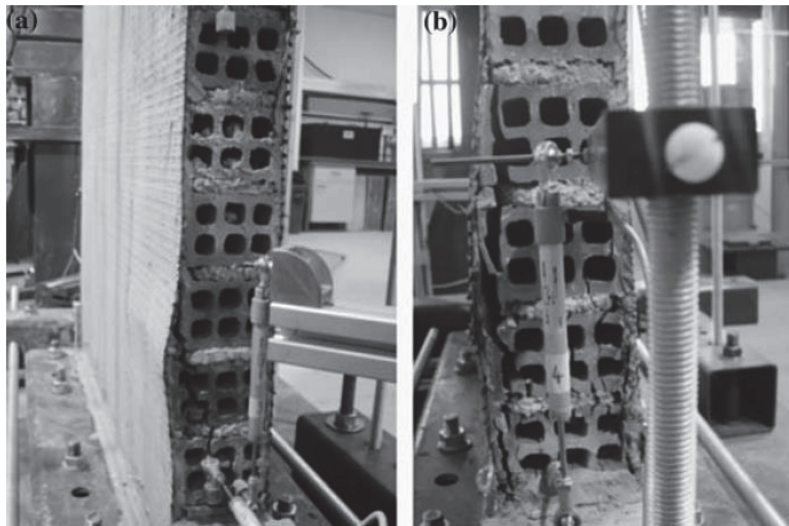
➤ **Sollicitations cycliques**

Le comportement en cisaillement dans le plan de murs renforcés par TRC sous sollicitations cycliques de type compression- cisaillement a été étudié par Aldea et al. [ALD(2007)]; Papanicolaou et al. [PAP(2007)] et Papanicolaou et al. [PAP(2011)] (**Tableau 1-13**).

Sous ce type de sollicitation, le TRC a montré son efficacité puisqu'il permet d'augmenter significativement à la fois la capacité portante (jusqu'à 2442%) ainsi que la ductilité (jusqu'à 1283%). L'amélioration par renforcement TRC est fonction du taux de renforcement (nombre de couches), de la charge de pré-compression et de la qualité de la matrice de mortier (Papanicolaou et al. [PAP(2007)] et Papanicolaou et al. [PAP(2011)]). Selon ces auteurs, le TRC (en fibres de carbone) en double couche améliore de 1,2- 1,4 fois la capacité portante en comparaison avec le renforcement par une seule couche. Néanmoins, il n'y a pas de différence sur la capacité de déformation. En outre, il est également noté que l'efficacité devient moins importante lorsque la charge de pré-compression augmente, **Tableau 1-14**. Toutefois, tous les spécimens présentent le même mode de rupture de type flexion- écrasement associé avec un flambage local du TRC, **Figure 1-74**.



**Figure 1-73 : Essais cycliques de type compression- cisaillement (série A) de murs maçonnés renforcés par TRC [TRI(2007)]**



**Figure 1-74 : Mode de rupture de murs maçonnés renforcés par TRC (spécimen renforcé par 2 couches de TRC, la charge de précompression est égale à 10% de la résistance en compression) dans le sens de la poussée (a) et en sens inverse (b) [TRI(2007)]**

Si la résistance de la matrice de mortier utilisée est diminuée, l'efficacité sur la capacité portante est diminuée, en revanche la capacité de déplacement est augmentée (Papanicolaou et al. [PAP(2011)]). En effet, cette diminution de la résistance du mortier engendre une réduction de l'adhérence entre le filament et le mortier ce qui entraîne la diminution de la résistance du composite TRC mais peut en revanche permettre l'accroissement de l'absorption d'énergie (voir la partie mécanisme des TRC 1.4.2.1(c)).



**Tableau 1-13 : Etudes expérimentales de sollicitations dans le plan de murs renforcés par TRC (essais statiques monotones)**

Auteur	Matériau briques	H/L	Renforcement							Modes de rupture	Amélioration des performances				
			Matériau du renfort	Position	Config	Ancrage		TRC structure	NC/BR		NBR/face	Dimen/ bande	Ri	Cap	Ductilité ( $d_u/d_{cr}$ )
						R-M	R-F								
			Mur de référence							S/ST	89	2,5			
PRO (2006)	tuf	1	2faces	Sur-totale				Bi	2	1		215,35 (140%)	3,3 (30%)		
												1face	Sur-totale		
														148,15 (70%)	2,8 (10%)
														153,1 (72%)	3,45 (38%)
FEA (2010)	tuf	1	2faces	Sur-totale	Non	non	UniHL+V	1	1		(300 -500)%	-			
PAR (2013)	tuf	1	Mur de référence							TD-joints	0,14 Mpa	4			
			1face	Non									TD-mac+ RC +FH	5,8 (40%)	
															Sur-totale
			2faces											RC	0,48MPa (240%)

**Tableau 1-14 : Etudes expérimentales dans le plan des murs renforcés par TRC sous essais cycliques**

Auteur	Matériau briques	H/L	Pre-Comp	Renforcement						Modes de rupture	Amélioration des performances										
				Matériau du renfort	Position	Config	Ancrage		TRC structure		NC/BR	NBR/face	Dimen/bande	Ri	Cap	Dép	Duc ( $d_u/d_{cr}$ )				
ALD (2007)	-			TRC (AR-verre)	1face	Sur-totale	-	-	Bi	2	1		CD	57%	29-44%						
									Tri	2				38%							
									Multi	3				42%							
PAP (2007)	terre cuite	1,6	10%	CFRP	2faces	Sur-totale	-	-	Bi	1	1		RC	600%	-	1149%					
										2				990%							
										1				1820%							
										2				2442%							
				TRC			10%											1		FLE	1043%
																		2			1246%
																		1			1257%
																		2			1283%
2,50%									1		FLE	1220%									
									2			1220%									
3,00%	terre cuite	1		TRC-force/low			-	Bi	1		FLE	310%/		400%	-						
												12%									

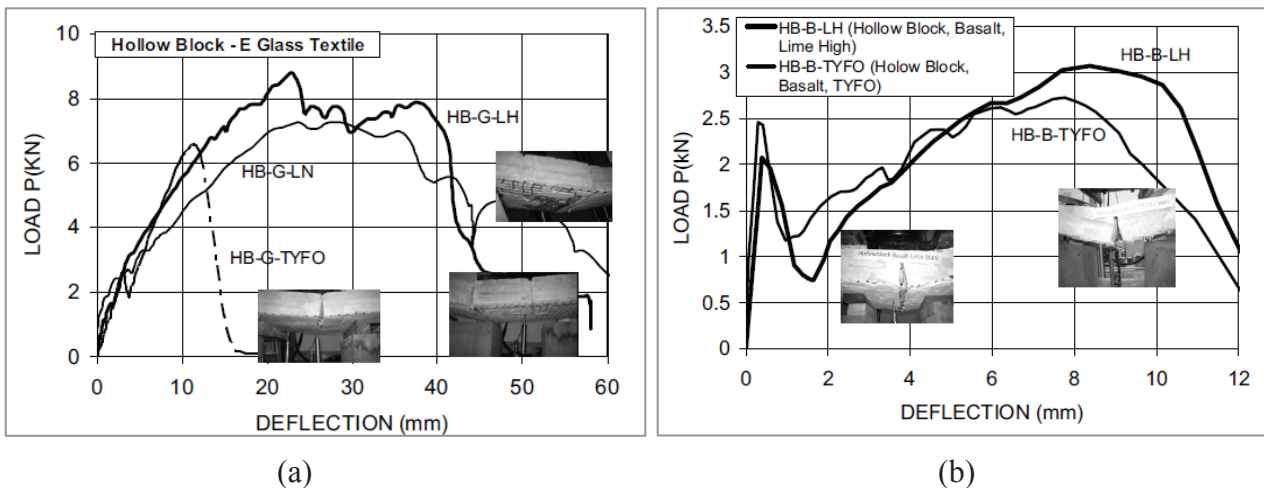
**(b) Renforcement hors plan**

Le TRC a aussi été étudié comme un matériau de renforcement de murs maçonnés sous chargements hors plan. Les **Tableau 1-15** et **Tableau 1-16** sont des résumés des études recensées dans la littérature, respectivement dans les cas de sollicitations monotones et cycliques.

Les résultats présentés dans ces deux tableaux ont montré que la charge ultime ainsi que la déflexion hors plan de murs maçonnés sont améliorées significativement par le renforcement TRC.

Un taux de renforcement (l'épaisseur de renfort et nombre de couches) élevé augmente la capacité portante à la fois sous chargement monotone (Maalej et al. [MAA(2010)]; Bernat et al. [BER(2013)]) et sous chargement cyclique (Papanicolaou et al. [PAP(2007)], Papanicolaou et al. [PAP(2011)]). De plus, Papanicolaou et al. [PAP(2007 et 2011)] ont noté que sous une faible charge axiale, une double- couche génère une augmentation substantielle de la résistance (44%) en comparaison avec une seule- couche mais la déformation est identique. Cependant, pour une charge axiale plus importante, une double- couche conduit à une augmentation marginale de la capacité portante (par 3%) mais la déformation augmente de 36%.

Harajli et al. [HAR(2010)] ont étudié l'influence de plusieurs paramètres sur la capacité de flexion de murs maçonnés sous sollicitations à la fois monotone et cyclique. Concernant l'effet du type de mortier, l'auteur a trouvé que l'utilisation de haute résistance ou de résistance normale (mortier à base de chaux) conduit à une augmentation légère de la capacité portante et à une même capacité en termes de déplacement (**Figure 1-75**).



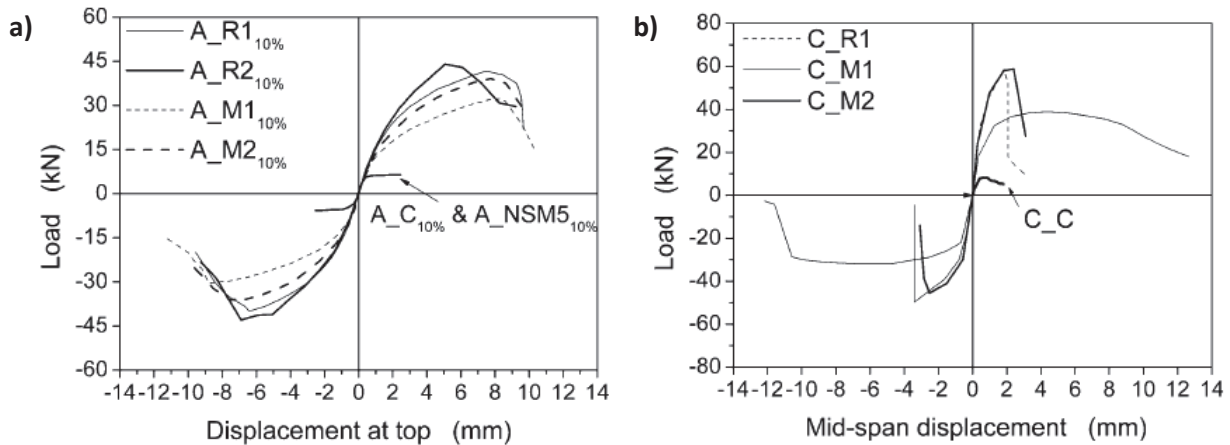
**Figure 1-75 : Comparaison de l'influence du type de mortier sur les performances de murs renforcés sollicités hors plan (essai statique monotone) : (a)-textile verre E (HB-G-LH : mortier à base de chaux haute résistance ; HB-G-LN : mortier à base de chaux de résistance normale ; HB-G-TYFO : mortier industriel de type TYFO) ; (b)-textile basalt (HB-B-LH : mortier à base de chaux haute résistance ; HB-B-TYFO : mortier de type TYFO) [HAR(2010)].**

Toutefois, le passage d'un mortier à base de chaux à un mortier industriel TYFO, qui semble de moins bonne résistance que le premier, conduit à une rupture prématurée à cause de la combinaison de la fracture transversale cisaillement-traction et de la rupture de textile et il conduit donc à une diminution importante en termes de capacité portante ainsi que de capacité de déplacement (**Figure 1-75 (a)**).

### 1.4.2.3. Evaluation comparative des renforcements par FRP et TRC

Les FRP et TRC ont montré leur efficacité dans le cadre de renforcement de murs maçonnés à la fois sous chargements dans le plan et hors plan. Toutefois, quelles sont les différences entre ces deux types de renforcement ?

Pour cette question, Papanicolaou et al. [PAP(2007)] ont effectué une étude comparative de ces deux renforts dans le cadre de renforcement de murs maçonnés de briques d'argile creuses, sous sollicitations cycliques dans le plan et hors plan. Les TRC et FRP sont collés entièrement sur les deux faces en une seule couche ou deux couches.



A- Spécimen  $L \times H \times t = 800 \times 1300 \times 85 \text{ mm}^3$ ; C- Spécimen  $L \times H \times t = 1300 \times 400 \times 85 \text{ mm}^3$ ; R- renforcé par FRP; M- renforcé par TRC; 10% - charge de compression fonction de la résistance à la compression de la maçonnerie

**Figure 1-76 : Performances comparatives de murs renforcés par FRP/ TRC dans le plan (a) et hors plan (b) [PAP(2007)].**

Les résultats ont généralement montré que le TRC est moins efficace en termes de capacité portante (moins de 30%) mais plus favorable sur la capacité de déformation, ce qui est d'une importance cruciale vis-à-vis de sollicitations extrêmes telles que le séisme (15-30% pour la résistance au cisaillement dans le plan et 135- 350% pour la charge ultime hors plan) (Tableau 1-15, Tableau 1-16) et Figure 1-76.

En ce qui concerne les modes de rupture, les ruptures de murs renforcés par FRP peuvent être associées à un décollement important entre le FRP et la maçonnerie (Figure 1-51), à une rupture fragile du FRP ou encore à une rupture fragile du système d'ancrage entre les renforts et la fondation. Ces modes de rupture sont défavorables car ils engendrent une énergie de dissipation limitée. Cependant, dans le cas des murs renforcés par TRC, il est possible d'avoir un mécanisme de rupture plus diffus avec de la multi- fissuration dans le TRC (Figure 1-72).

**Tableau 1-15 : Etudes expérimentales de sollicitations hors plan de murs renforcés par TRC (essais statiques monotone)**

Auteur	Matériau briques	Condition aux limites	Charge	Pré-com	Renforcement							Modes de rupture	Defl (mm) (%amé)	Cap (%amé)							
					Matériau	Position	Config	Ancrage			TRC structure				NC/BR	NBR/face	Dimen/ bande (lxbxt)				
								R-M	R-F	F											
Mur de référence																					
MAA(2010)	Briques d'argile plein	4bords	ligne charge	non	ECC	1face	Sur-totale	-	-	Bi	1	1	t=20	FL-co	1244%	555%					
													Uniforme				t=34	648%	927%		
			ligne charge			2faces									-	-	-			-	t=34
													Uniforme								
BER(2013)	Briques d'argile plein	2bords HL	excentrique	-	GP/GL/Cpo	1face	Sur-totale	-	-	Bi	(1/2)	1	-	C-co	-	69-158%					

**Tableau 1-16 : Etudes expérimentales de sollicitations hors plan de murs renforcés par TRC (essais cycliques)**

Auteur	Matériau briques	LxHxT(mm <sup>3</sup> )	Condition aux limites	Charge	Pré-com	Renforcement								Modes de rupture	Defl (mm) (%amé)	Cap (%amé)					
						Matériau	Position	Config	Ancrage		TRC structure	NC/BR	NBR/face				Dimen/ bande (lxbxt)mm <sup>3</sup>				
									R-M	R-F											
HAR (2010)	pierre/ argile	1200x	2bords HL	4 points	non	Varié	2faces	Sur-totale	-	-	Bi	1			R-TRC	2,5-27mm	2,4-10,8 kN				
PAP (2007)	argile plein	400x1300x85	2bords HL	3points	10% / 25%	CFRP	2faces	Sur-totale	-	-	Bi	(1-2)			Ecras	540% / (59%-116%)	(162-278%) / (140-148%)				
																		TRC			
						CFRP	2faces	Sur-totale	-	-	Bi	1							Ecras	154%	611%
PAP (2011)	argile	400x1300x85	2bords HL	3points	0	CFRP	2faces	Sur-totale			Bi	(1/2)			FL-C	-	15,2%/19,6%				
																		TRC			
						TRC	2faces	Sur-totale			Bi	(1/2)							R-TRC	9,5%/10%	4,3%-8,8%
	pierre	1500x400x98	2bords V	3points		TRC	2faces	Sur-totale			Bi	1		FL-C	19,76%	4,70%					



## 1.5. Synthèse et conclusion

La revue bibliographique a permis de souligner les bonnes dispositions ou la pertinence du recours aux matériaux composites dans le cadre du renforcement des structures maçonnées.

Il va de soi que les conclusions relevées sont étroitement tributaires de nombre de facteurs (rapport dimensionnel (H/L ; nature de murs ; types de sollicitations ; configuration et taux de renforcement ; etc....). Toutefois, quelques grandes tendances se dégagent.

Dans le cas des matériaux composites à base polymère dont la valorisation est relativement ancienne et le corpus expérimental conséquent, les performances ultimes sont très significativement améliorées notamment la capacité portante. Une moindre attention est toutefois accordée aux déformations ultimes peut-être du fait de modes de rupture peu propices à valoriser cet aspect fondamental dans le cadre de sollicitations à fort besoin dissipatif tels que les séismes. En effet, les ruptures observées mettent en lumière des décollements prématurés du renfort et plus rarement, essentiellement lors de l'emploi du GFRP, des ruptures du composite.

Si la faculté de dissiper de l'énergie tire principalement sa source de l'endommagement différé ou plus diffus du mur s'agissant du TRC, dont les études sont sensiblement moins nombreuses, la capacité portante est significativement accrue mais elle n'en demeure pas moins inférieure à celle obtenue via des composites à base polymère. Le faible corpus expérimental ne permet toutefois pas d'identifier clairement des mécanismes de rupture susceptibles d'éclairer les gains de déformation ultime généralement constatés comparativement aux FRP.

Bien que les deux types de sollicitation (dans le plan et hors plan) ont été investigués, c'est bien le comportement dans le plan qui focalise l'attention de la communauté scientifique les enjeux socio-économiques de la réhabilitation. En termes d'approche expérimentale la littérature met en exergue plusieurs échelles de caractérisation de la maçonnerie non renforcée (matériau et « structure »).

A l'échelle du matériau, l'identification des propriétés des constituants de la maçonnerie passe, de manière privilégiée, par l'essai sur muret de manière à intégrer l'interaction brique-mortier.

S'agissant de l'interface, plusieurs dispositifs expérimentaux coexistent avec notamment les couplets et les triplets dont il est délicat, à ce stade, de hiérarchiser en termes de pertinence.

A l'échelle de la structure, il est fait mention de deux approches, l'essai de compression diagonale et l'essai compression-cisaillement. Toutefois, si l'essai de compression diagonale n'est pas sans intérêt, loin s'en faut notamment en termes de commodité et d'évaluation de l'intérêt du renfort seul non procédé (ex : renfort plus ancrage), il se révèle moins adapté pour rendre compte des différents modes de rupture potentielle et totalement inapproprié pour apprécier l'impact d'éventuels ancrages.

Enfin, la littérature distingue trois modalités de sollicitation dans une perspective de réhabilitation sismique (statique monotone, cyclique, dynamique). Bien qu'il convienne en toute rigueur d'opérer des essais dynamiques (restituent les effets dynamiques) les coûts associés sont parfois (c'est notre cas) prohibitifs, les essais cycliques sont de nature à constituer une alternative convenable (notamment pour rendre compte des modes de rupture tels que le flambage localisé). Pour autant, une part non négligeable des études a pris le parti de l'essai monotone statique notamment du fait qu'il s'avère conservateur en termes de capacité portante et plus commode à mettre en œuvre, à quoi il convient de rajouter l'intérêt de le valoriser dans le cadre d'approches exploratrices visant à éprouver des matériaux ou dispositifs innovants.

Fort de ces observations, les principaux objectifs de notre étude sont donc d'analyser comparativement des murs maçonnés renforcés alternativement par TRC/FRP et d'étudier l'incidence des ancrages sur les comportements global et local des murs renforcés.

Afin d'atteindre ces objectifs, une étude expérimentale est indispensable. Si l'objectif à long terme envisagera la possibilité de renforcement de murs maçonnés sous l'aléa sismique dans le plan, il est nécessaire d'étudier au préalable le comportement de murs renforcés sous sollicitation statique monotone par des essais de type compression- cisaillement qui sont plus réalistes que les essais de compression diagonale. De plus, ce type d'essai nous permet d'envisager l'incidence des ancrages entre les renforts et la fondation.

Toutefois, dans le but d'optimiser les méthodes de réhabilitation, il est souhaitable d'effectuer une modélisation numérique qui doit nous permettre, suite à une confrontation avec les résultats expérimentaux, d'étudier profondément les comportements global et local ainsi que la distribution des dommages. Dans cet objectif, une caractérisation fine du « matériau » de maçonnerie à l'échelle intermédiaire est incontournable.

Enfin, dans le but de proposer des méthodes de dimensionnement simplifiées pour des murs maçonnés renforcés par matériaux composites, un calcul analytique prévisionnel sera effectué.

De ce fait, une méthodologie est proposée contenant une approche expérimentale à deux échelles (l'échelle du matériau et l'échelle du composant de structures), une approche par modélisation numérique et un calcul analytique.

Cette méthodologie situe le contexte de notre travail, dont l'objectif général est d'aboutir à une technique d'analyse du comportement des murs en maçonnerie qui puisse contribuer à :

- Des objectifs scientifiques :
  - Caractérisation des propriétés mécaniques du matériau de maçonnerie.
  - Caractérisation du comportement de murs maçonnés renforcés par FRP et par TRC dotés d'ancrages
  - Identification des modes de rupture
  - Identification des mécanismes d'endommagement
- Des objectifs technologiques :
  - Évaluer la faisabilité des ancrages et évaluer la mise en œuvre de renforcement TRC

## CHAPITRE 2: APPROCHE EXPERIMENTALE- ECHELLE MATERIAU

### 2.1. Introduction

L'étude bibliographique a mis en exergue l'importance de l'« effet d'assemblage » (ou interaction) dans le comportement des murs maçonnés : en d'autres termes, les conditions de fonctionnement des composants – briques et mortier – s'avèrent différentes lorsqu'ils sont combinés pour former la maçonnerie, de celles portant sur les éléments considérés isolément. Il devient dès lors difficile de prédire avec justesse le comportement d'une structure maçonnée sur la base de la seule connaissance des comportements de ses unités constitutives. Certes, les normes européennes (Eurocode 6 notamment) s'appuient sur de conséquentes campagnes expérimentales et proposent des corrélations entre les paramètres matériaux et les paramètres de l'assemblage. Une caractérisation mécanique fine des matériaux et assemblages a ici été préférée à une utilisation « brutale » des corrélations empiriques présentes dans la littérature d'autant que les simulations numériques, qui constituent un des volets du présent travail, requièrent des lois de comportement qui débordent le cadre des documents normatifs existants.

Dans la même veine, la littérature a également souligné la pertinence des assemblages **à échelle réduite** pour obtenir des paramètres utiles tant aux modélisations numériques qu'aux modèles analytiques (Mohammed et Hughes, [MOH(2012)]). S'il est évident que les assemblages de dimension réduite sont convoités car ils permettent d'envisager une augmentation substantielle du nombre d'essais, ils autorisent également un meilleur contrôle des conditions aux limites et des sollicitations lors des essais et, partant, enrichissent les connaissances sur les comportements locaux des matériaux. Etudier les assemblages permet de prendre en compte l'interaction entre les matériaux mais est de nature à limiter également les dispersions inhérentes aux réalisations manuelles de ces assemblages.

Dans le présent chapitre seront présentés des essais réalisés sur des assemblages de dimensions réduites d'éléments selon des sollicitations représentatives des conditions de travail des composants (briques et mortier) dans un mur maçonné chargé dans son plan (Figure 2-1).

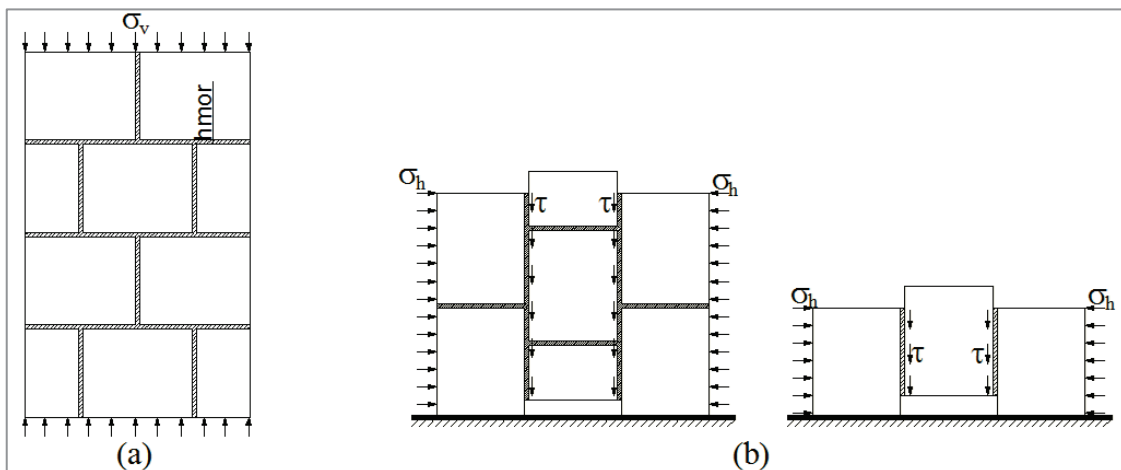


Figure 2-1 : Configuration d'essais des assemblages de dimension réduite en compression uniaxiale (a) et en cisaillement (b)

Ainsi, les deux sollicitations élémentaires identifiées dans le cadre de la bibliographie seront examinées au travers d'essais réalisés d'une part, sur des murets en maçonnerie (compression simple), et d'autre part, sur des assemblages élémentaires de briques en béton et de mortier (cisaillement).

## 2.2. Comportement des éléments constitutifs de la maçonnerie

### 2.2.1. Briques en béton

Les briques utilisées dans la présente étude appartiennent aux briques de béton creux pour cloisons du groupe 2 de dimensions  $500 \times 200 \times 75 \text{ mm}^3$ , de classe B40 (résistance caractéristique à la compression de 4MPa). Toutefois, pour que les dimensions des murets (et par la suite, des murs) étudiés soient compatibles avec les moyens expérimentaux du laboratoire, le choix a été fait de travailler sur des briques de dimensions réduites : les briques, coupées en deux selon leur longueur, sont de dimensions  $250 \times 200 \times 75 \text{ mm}^3$ . Les mesures effectuées au sein de notre laboratoire ont déterminé la résistance en compression de ces briques qui varie entre 3 MPa et 10 MPa (avec un écart-type de 2,33 et une valeur moyenne de 6,5 MPa).

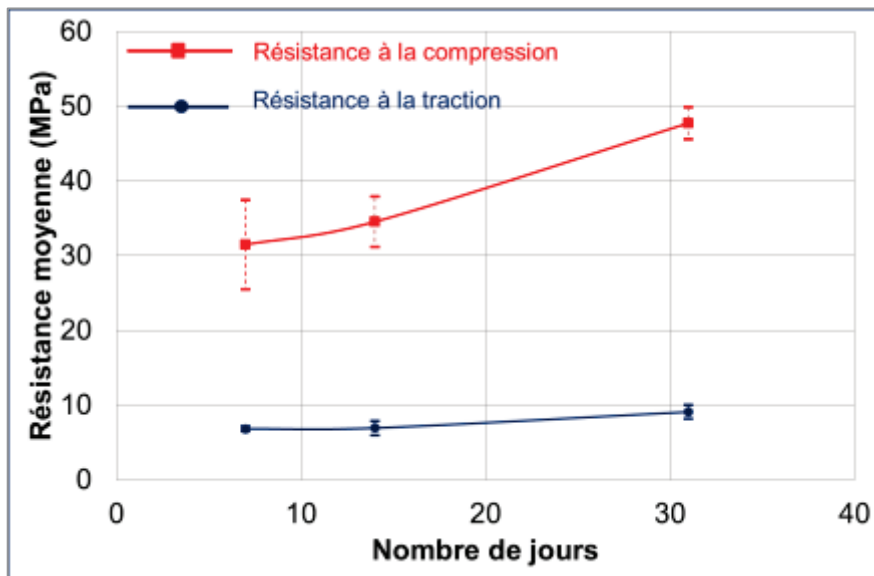
### 2.2.2. Mortier

Le mortier utilisé dans notre étude est un mortier à base de ciment Portland (CEM I 52,5) dont la formulation est présentée dans le **Tableau 2-1**.

**Tableau 2-1** : Formulation du mortier

Type	Proportions		
	Ciment	Sable 0/4	Eau
Mortier à base de CEM I 52,5	1	3	0,5

Ce mortier est en premier lieu caractérisé hors assemblage avec pour objectif l'identification des résistances en compression et à la traction par flexion (norme [EN1015-11]). Neuf éprouvettes prismatiques de dimensions  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  ont été fabriquées et testées. Les résistances obtenues à 7, 14 et 31 jours sont présentées sur la **Figure 2-2**. Il est à noter que, testé hors assemblage maçonné, ce mortier présente une très bonne résistance en compression (48MPa) et à la traction par flexion (10MPa) à l'état durci de 31 jours.



**Figure 2-2** : Résistances à la compression et à la traction par flexion des éprouvettes de mortier  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ .

Il est à souligner que, pour atteindre de telles résistances, les éprouvettes de mortier ont été conservées pendant leur durcissement dans les conditions exigées par la norme, à savoir dans une armoire humide maintenue à une température de  $20^\circ\text{C}$  et à une humidité relative supérieure à 90%. Dans la maçonnerie, les conditions de durcissement du mortier changent considérablement : la

maturation et le durcissement du mortier se font au contact des briques et de nombreuses études (Paulay et Priestley [PAU(1992)], Lateb [LAT(1995)], Delmotte et al. [DEL(1992)]) soulignent le caractère préjudiciable de ces conditions de durcissement sur les propriétés mécaniques du mortier dans la maçonnerie. Les caractéristiques du mortier dans l'assemblage sont fortement corrélées aux propriétés des briques, et notamment aux capacités de succion qu'elles possèdent (étude de Lateb [LAT(1995)]). Dès lors, les propriétés intrinsèques ainsi identifiées plus haut ne sauraient être tenues pour strictement fidèles à celles du mortier issu de l'assemblage brique-mortier mais offrent tout de même des ordres de grandeur susceptibles d'éclairer, au moins en partie, les modes d'endommagement et de rupture des maçonneries.

Il convient donc désormais de s'intéresser au comportement du mortier et à ses propriétés en conditions « réelles », c'est-à-dire en association avec les briques en béton creux envisagés. En conséquence, la prochaine partie porte sur le comportement des assemblages maçonnés en compression et en cisaillement.

### 2.3. Essais de compression sur des murets maçonnés

Comme rappelé plus haut la compression est une sollicitation souvent prépondérante dans le cas des maçonneries, il paraît donc judicieux d'en saisir les implications (mode de fonctionnement, endommagement, rupture, etc.) sur une échelle réduite et d'identifier indirectement certaines propriétés des éléments constitutifs tenus pour plus représentatifs au regard des nombreuses interactions (brique, mortier, interface, endommagement, etc.). Dès lors, l'étude focalisera sur des corps d'épreuve à échelle réduite incarnés par des murets.

#### 2.3.1. Méthodologie de l'essai et géométrie du muret

Les essais de compression sur de petits murs (murets) de maçonnerie sont réalisés d'une part pour déterminer la résistance à la compression de la maçonnerie et d'autre part pour caractériser les propriétés mécaniques élastiques des composants (brique et mortier) comme l'ont effectué (Hossain [HOS(1997)] ; Gabor [GAB(2002)] ou Petersen [PER(2009)]).

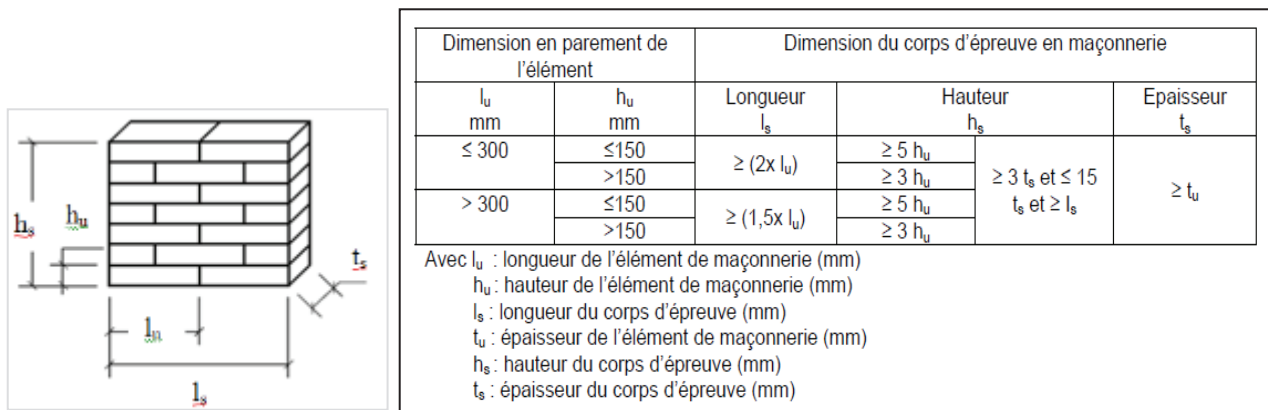


Figure 2-3 : Géométrie de murets maçonnés selon la norme EN 1052-1 (1998).

Concernant la méthodologie à mettre en œuvre pour effectuer ce type d'essai, il est loisible de s'appuyer sur les recommandations [ASTM E447] ; [RILEM -1994d] ou [EN1052-1 (1998)]. Les deux dernières recommandations sont plus fréquemment utilisées car elles semblent plus représentatives pour étudier le comportement des maçonneries : en effet, contrairement à l'ASTM, elles reposent sur l'utilisation d'assemblages présentant des joints horizontaux mais également des joints verticaux, ce qui est plus en adéquation avec les maçonneries réelles.

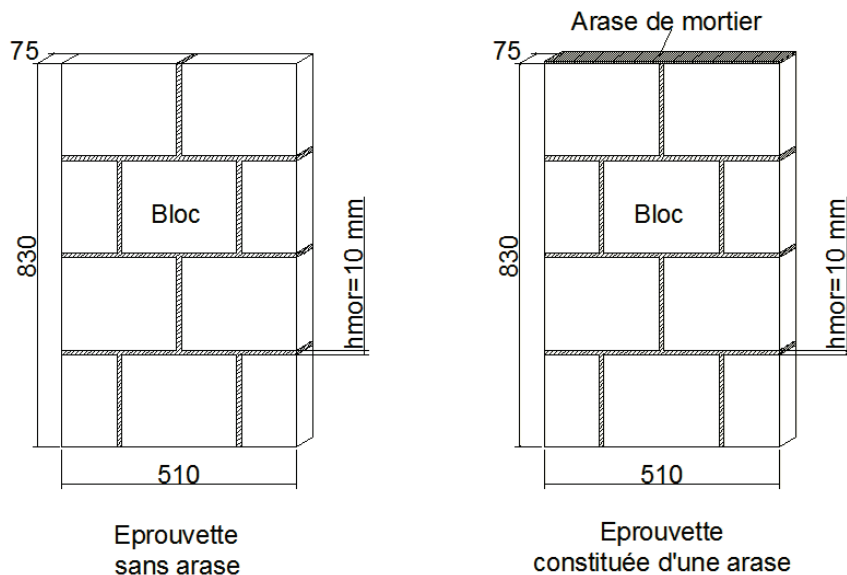
En accord avec les spécifications sur les dimensions de la norme (EN 1052-1) illustrées sur la Figure 2-3, des murets contenant quatre briques en hauteur et deux briques en largeur sont fabriqués. Les briques mesurent  $(250 \times 200 \times 75 \text{mm}^3)$  et sont connectées par une épaisseur voisine de

10 mm de mortier ( $h_{\text{mor}}=10$  mm). Les dimensions totales des murets sont donc très proches de  $510 \times 830 \times 75$  mm<sup>3</sup>.

Il convient de préciser que l'ensemble des éprouvettes ont été édifiées par un seul maçon professionnel de sorte à considérer des corps d'épreuve réalistes aux imperfections de mise en œuvre à la fois limitées et courantes.

Une première série d'essais a été réalisée sur des murets tels que décrits précédemment, sans arase, (voir les résultats en **annexe 2.1**) toutefois les résultats obtenus ont été jugés non recevables, du moins très difficilement exploitables en raison d'une très grande dispersion dans les paramètres obtenus : 60% sur le module d'Young de la maçonnerie et jusqu'à 260% sur le module d'Young de la brique. Cette dispersion est probablement imputable à un problème de concentration de contraintes très marquée liée à une répartition non uniforme du chargement sur les parois des briques en béton creux du fait d'une surface de contact, entre la traverse de chargement et les briques, sensiblement discontinue en l'absence d'une arase confectionnée de manière soignée de sorte à assurer, autant que faire se peut, l'horizontalité de la surface de contact.

C'est fort de cette conjecture qu'une couche mince de mortier identique à celui des joints, a donc été coulée sur la face supérieure des murets afin d'uniformiser la distribution de l'effort de compression (**Figure 2-4**).



**Figure 2-4 : Géométrie des murets pour les essais de compression uni-axiale (les dimensions sont données en mm)**

### 2.3.2. Procédure expérimentale

#### 2.3.2.1. Banc d'essai

Le banc d'essai de compression uni-axiale se compose de deux profilés métalliques très rigides (dans la mesure où les éprouvettes testées sont en maçonnerie, il n'est pas abusif de les tenir pour infiniment rigides) : l'un, fixe, en partie inférieure sur lequel est posé le muret, et le second mobile, par le biais duquel le pilotage de l'essai est effectué, qui est « supporté » par le muret. La force de chargement est transmise par un vérin hydraulique de grande capacité (20 tonnes) et mesurée par un capteur de force, **Figure 2-5**.



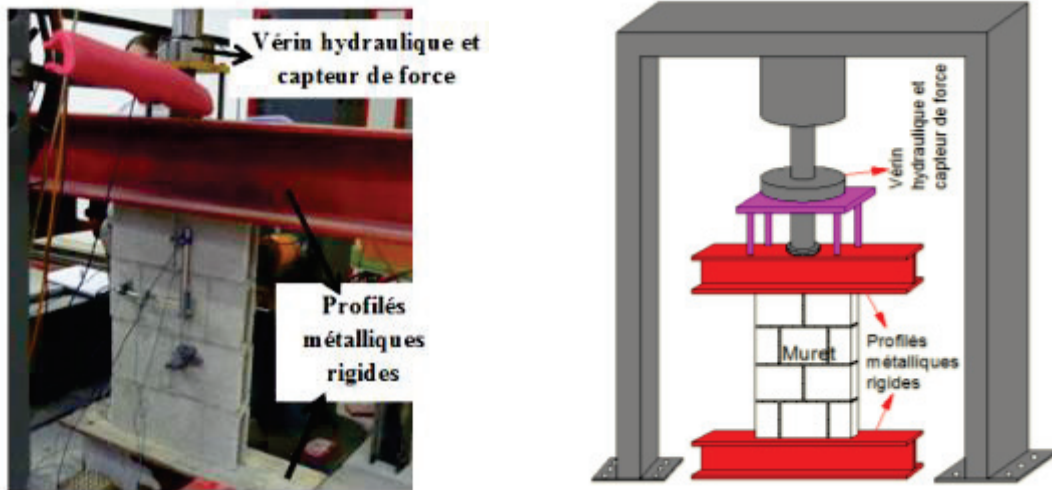


Figure 2-5 : Dispositif de l'essai de compression des murets maçonnés

### 2.3.2.2. Instrumentation des essais

Dans le but de caractériser le comportement en compression de la maçonnerie et indirectement de ses éléments constitutifs, des capteurs de déplacement LVDT ( $\pm 10$  mm) sont mis en place de manière centrée sur les corps d'éprouve le long de deux directions verticale et horizontale (la longueur de mesure comprend systématiquement deux joints de mortier en plus de la brique). A partir de ces essais, il est aussi envisagé de déterminer les propriétés élastiques des briques que sont le module d'Young et le coefficient de Poisson. Par conséquent, des jauges de déformations sont collées au droit des briques (au centre) pour mesurer les déformations horizontale et verticale.

Afin de vérifier la symétrie du chargement appliqué, les instrumentations sont mises en place symétriquement sur les deux faces du mur, **Figure 2-6**.

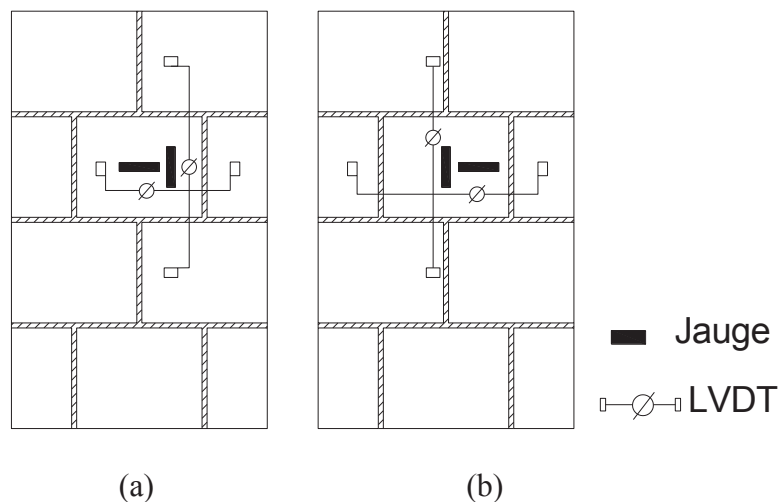


Figure 2-6 : Définition de l'instrumentation sur les murets avec arase :  
(a)-vue de face ; (b)-vue de dos

Il est utile de préciser que l'essai est asservi en déplacement correspondant à une vitesse de montée en charge de (0,05 mm/min). Le nombre de corps d'éprouve retenus est de trois éprouvettes.

Tableau 2-2 : Eprouvettes retenues sous charge de compression uniaxiale

Eprouvettes (constituée d'une arase)	E1	E2	E3
Type d'essai	Monotone	Monotone	Un cycle charge/décharge

### 2.3.3. Résultats

#### 2.3.3.1. Les modes de rupture

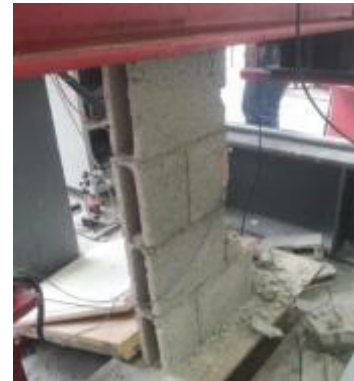
Les assemblages présentent à la rupture des fissures parallèles à la direction de chargement (**Figure 2-7**) et les faciès de rupture observés ne présentent pas de dissymétrie (pas de rupture localisée des briques notamment), ce qui souligne *a posteriori* l'efficacité des arases dans l'uniformisation de la transmission des contraintes. En outre, ces ruptures montrent un mécanisme de rupture par fendage vertical consécutif à l'atteinte de la limite en traction des briques. Cela veut dire que l'effet de fretage/contrefretage mentionné dans plusieurs études de la littérature (paragraphe 2.2.1.3- Chapitre 1), se manifeste également dans le cas des maçonneries de béton creux (ce résultat a également été mis en évidence par Mohamad et al (2007)). Il nous semble que dans le cas d'espèce, le mortier est moins rigide que les briques. En effet, la rupture de type fendage vertical observée est due aux capacités de déformations différentes de briques et du mortier, ce qui conduit à l'apparition d'une contrainte de traction dans les briques, provoquant, à terme, leur fissuration verticale. Les faciès de rupture des éprouvettes E2 et E3 (**Figure 2-7**) tendent à montrer que les joints verticaux des assemblages gouvernent (notamment en termes de localisation) l'apparition de la fissuration. L'expansion latérale des briques y est facilitée, le remplissage des joints verticaux étant plus délicat que celui des joints horizontaux.



**Eprouvette (E1)**



**Eprouvette (E2)**



**Eprouvette (E3)**

**Figure 2-7 : Modes de rupture des spécimens constitués avec des arases**

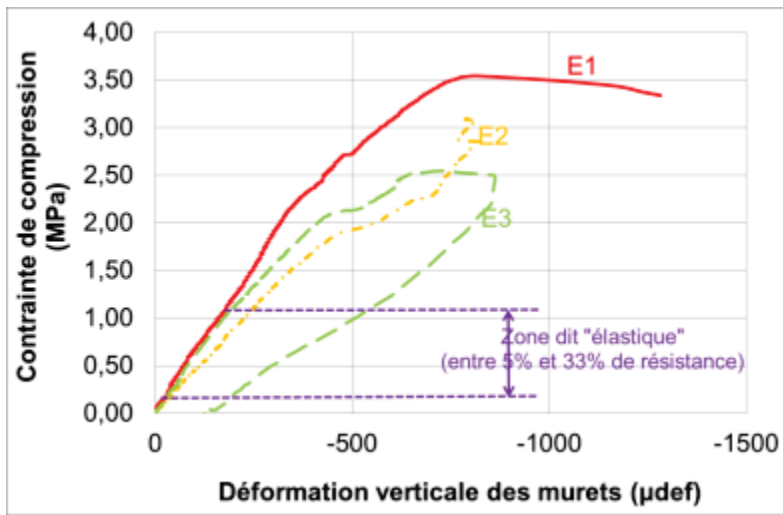
Les modes de rupture présentés ci-dessus sont donc conformes aux attentes, en ce sens que l'arase se révèle, a minima en termes d'implication sur les modes de rupture, judicieuse, ce qui nous autorise à poursuivre le post-traitement de ces essais.

#### 2.3.3.2. Identification des propriétés

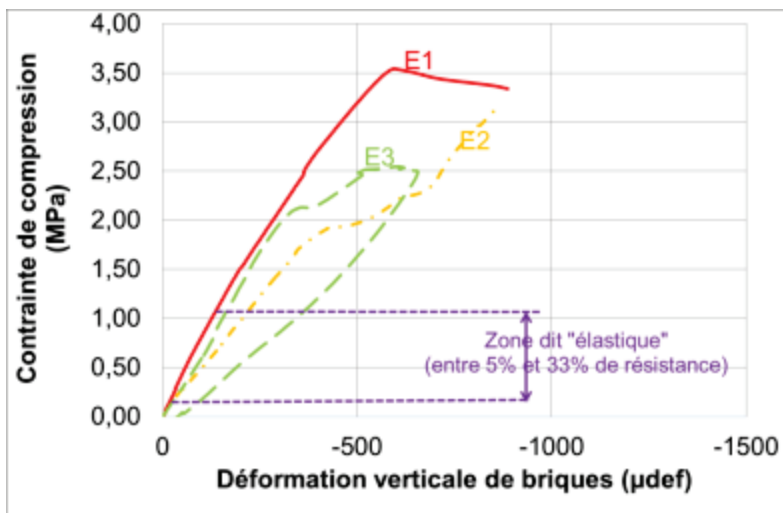
La contrainte de compression ( $\sigma$ ) ici considérée est la contrainte apparente des briques en béton creux, calculée par rapport à la surface totale ( $38250\text{mm}^2$ ), obtenue en multipliant les deux dimensions apparentes, largeur et longueur, dans une section horizontale.

En cours de chargement, les déformations verticale ( $\varepsilon_b^v$ ) et horizontale ( $\varepsilon_b^h$ ) de la brique sont mesurées directement à l'aide de deux jauges positionnées comme illustré dans la **Figure 2-6**. Les déformations de la maçonnerie ( $\varepsilon_{mac}^v$  et  $\varepsilon_{mac}^h$ ) sont calculées indirectement à partir des allongements (ou raccourcissements) ( $\delta_{mac}^v$  et  $\delta_{mac}^h$ ) enregistrés par des capteurs LVDT positionnés, l'un selon la verticale du muret, l'autre selon l'horizontale.

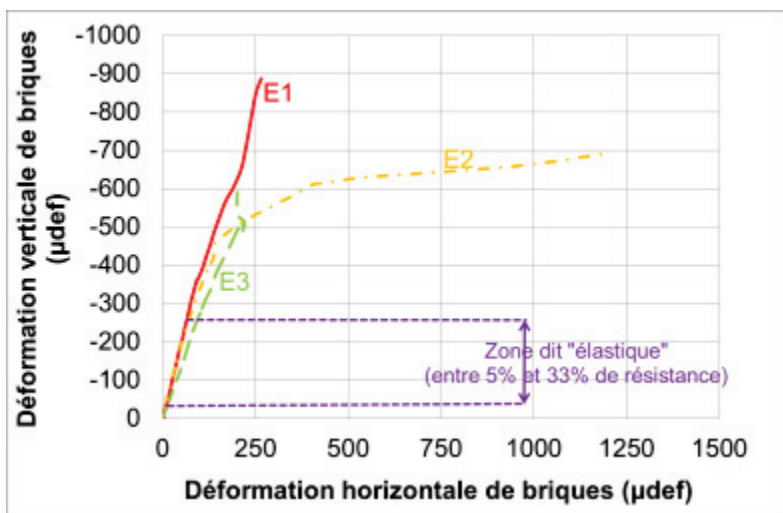
La **Figure 2-8** présente les résultats des essais de compression uni-axiale effectués sur les assemblages briques/mortiers avec arase.



(a)



(b)



(c)

Figure 2-8 : Courbes contrainte de compression – déformation verticale de la maçonnerie (a) et des briques (b) des spécimens constitués avec arases et l'évolution de la déformation verticale d'une brique en fonction de sa déformation horizontale (c).

Sur les courbes de la **Figure 2-8**, les déformations verticales (respectivement horizontales) correspondent aux moyennes des déformations mesurées avec les deux capteurs LVDT verticaux (respectivement horizontaux) situés de part et d'autre du muret.

Il est à noter que l'essai sur l'éprouvette E3 sera exploité différemment des deux autres (**Tableau 2-2**). En effet, cet assemblage a subi un cycle de charge/décharge – il est donc possible de déterminer les caractéristiques élastiques des matériaux sur la base de cet essai mais les caractéristiques à la rupture ne seront pas valorisées car potentiellement impactées par le cycle de chargement.

Le module d'Young du « matériau » « maçonnerie homogénéisée » (respectivement de la brique) peut être déterminé à partir de la courbe de la contrainte verticale en fonction de la déformation verticale du muret (respectivement de la brique) en mesurant la pente sécante entre les contraintes à 5 et à 33% de la résistance maximale de compression (Mohamad et al. [MOH(2007)]). Seule cette gamme de contraintes est considérée car au-delà, les déformations inélastiques deviennent significatives.

On peut également estimer le coefficient de Poisson des briques à partir de la pente de la partie linéaire de la courbe de la déformation horizontale en fonction de la déformation verticale de la brique.

Les courbes de la **Figure 2-8** nous conduisent à certaines propriétés élastiques de la maçonnerie homogénéisée et des briques (**Tableau 2-3**).

**Tableau 2-3 : Propriétés élastiques de la maçonnerie et des briques en compression**

Corps d'épreuve	Module Young E (Mpa)		Coefficient de Poisson de briques	Résistance (Mpa)	Déformation ultime ( $\mu_{def}$ )
	Maçonnerie ( $E_{mac}$ )	Brique ( $E_b$ )			
E1	6250	7500	0,28	3,63	1300
E2	4550	4680	0,33	3,27	850
E3	5900	6000	0,28	- (*)	- (*)
<b>Moyenne</b>	<b>5567</b>	<b>6060</b>	<b>0,3</b>	<b>3,45</b>	<b>1050</b>
<b>Ecarte type</b>	<b>733 (13%)</b>	<b>1152 (19%)</b>	<b>0,02 (8%)</b>	<b>0,17 (5%)</b>	<b>320 (30%)</b>

(\*) : Cet essai a été effectué en charge-décharge donc les caractéristiques à la rupture ne seront pas valorisées car potentiellement impactées par le cycle de chargement/déchargement.

Les résultats obtenus se trouvent dans des intervalles de valeurs comparables à ceux existant dans la littérature : le module d'Young de briques en béton creux de même classe B40 a été trouvé égal à 5676 MPa suite à des essais de compression uniaxiale sur des prismes maçonnés constitués de deux briques [BUI (2013)].

La résistance moyenne en compression moyenne du matériau homogène de maçonnerie trouvée dans notre étude est de 3,45 MPa soit environ 55% de la résistance moyenne des briques utilisées. Ce résultat est assez proche des résultats des travaux issus la littérature. (M. Lateb [LAT(1995)] a trouvé un rapport  $\frac{f_{mac}}{f_{cb}}$  compris entre 0,6 et 0,68 tout en notant que ce résultat est en accord avec les travaux de M. Hurez et F. Herrera [HUR(1986)] ; J. Shumacher [SHU(1972)] ; J.B. Read et S.W. Clements [REA(1977)]).

Le module d'Young du mortier n'est pas déterminé directement à partir de ces courbes expérimentales. Toutefois, il est possible de l'estimer indirectement à partir de celui de la maçonnerie et des briques en émettant les hypothèses suivantes :

- ✓ La distribution de contrainte est uniforme dans une section horizontale
- ✓ Les briques et le mortier sont des matériaux homogènes et isotropes

- ✓ La liaison entre les briques et le mortier est parfaite
- ✓ Les joints verticaux sont négligés
- ✓ L'épaisseur du joint est constante et bien identifiée

Sur la base de ces hypothèses, la connaissance des modules d'Young de la maçonnerie  $E_{maç}$  et de la brique  $E_b$  permet d'évaluer le module d'élasticité du mortier de la manière suivante :

- Le déplacement vertical total de l'assemblage ( $\Delta L_{maç}^v$ ) est égal à la somme du déplacement dû à la brique ( $\Delta L_b^v$ ) et à celui dû au mortier ( $\Delta L_{mor}^v$ ):

$$\Delta L_{maç}^v = \Delta L_b^v + \Delta L_{mor}^v \quad (2-1)$$

- En termes de déformation, l'équation (2-1) peut s'écrire :

$$\varepsilon_{maç}^v L_{maç}^v = \varepsilon_{mor}^v L_{mor}^v + \varepsilon_b^v L_b^v \quad (2-2)$$

Où

$L_{maç}^v$ , désigne la longueur du capteur de déplacement (LVDT) vertical,

$L_b^v$ , la longueur totale des briques au droit du capteur,

Et  $L_{mor}^v$ , la longueur totale des mortiers au droit du capteur.

- La déformation du mortier peut être déduite de l'équation (2-2) :

$$\varepsilon_{mor}^v = \frac{\varepsilon_{maç}^v L_{maç}^v - \varepsilon_b^v L_b^v}{L_{mor}^v} = \frac{\varepsilon_{maç}^v (L_b^v + L_{mor}^v) - \varepsilon_b^v L_b^v}{L_{mor}^v} = \alpha (\varepsilon_{maç}^v - \varepsilon_b^v) + \varepsilon_{maç}^v \quad (2-3)$$

Où:  $\alpha = \frac{L_b^v}{L_{mor}^v}$

- La contrainte de compression est la même dans tous les composants :

$$\sigma_{maç} = \sigma_b = \sigma_{mor} \quad (2-4)$$

Dans ces conditions et conformément à la loi de Hooke, à partir de l'équation (2-3), on peut déterminer le module élastique du mortier par la formule (2-5) en connaissant les modules d'élasticité de l'assemblage et de la brique :

$$E_{mor} = \frac{E_{maç} E_b}{\alpha (E_b - E_{maç}) + E_b} \quad (2-5)$$

Les modules d'Young du mortier calculés à partir de cette formule figurent dans le **Tableau 2-4**.

**Tableau 2-4 : Module d'Young du mortier calculé**

Corps d'épreuve	Module d'Young E (Mpa)		Longueur du capteur LVDT vertical (mm)	$\alpha = \frac{L_b^v}{L_{mor}^v}$	Module d'Young du mortier (Mpa)
	Maçonnerie ( $E_{maç}$ )	Brique ( $E_b$ )			
E1	6250	7500	335	16,75	1650
E2	4550	4680	365	18,25	3020
E3	5900	6000	360	17,75	4550
<b>Moyenne</b>	<b>5560</b>	<b>6060</b>			<b>3070</b>
<b>Ecart-type</b>					<b>1184 (39%)</b>

Les valeurs importantes de l'écart-type dans les tableaux (**Tableau 2-3** et **Tableau 2-4**) traduisent une forte dispersion de ce matériau qui a été aussi remarquée dans la littérature. (HB. Kaushik et al.

[KAU(2007)] ont mis en évidence une dispersion correspondant à un écart-type de 49% pour le module d'Young d'un type de maçonnerie, valeur à peine moins importante dans les travaux menés par Mohamed et al. [MOH(2011)] (26,9%). L'importance de l'écart-type peut trouver sa justification dans la simplicité de l'approche analytique et dans le fait que l'étude repose sur des déformations mesurées en surface. En fin, la dispersion affectant les matériaux constitutifs n'est pas négligeable

Les valeurs moyennes des paramètres élastiques ainsi déterminées seront utilisées, par la suite, dans la modélisation par éléments finis. Toutefois, bien qu'incontournables, ces paramètres ne sauraient être dissociés des écarts types mis en évidence en grande partie dus aux spécificités des maçonneries mais aussi à la qualité variable des briques voire aux conditions expérimentales (défaut de planéité d'autant plus préjudiciable que les matériaux sont fragiles, et aux propriétés limitées en traction).

## 2.4. Essais de cisaillement de type push-out

### 2.4.1. Méthodologie et géométrie des spécimens

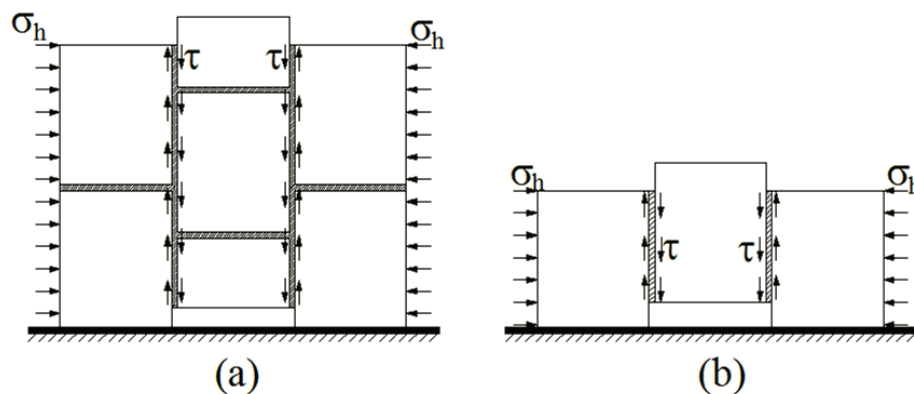
L'objectif de cette partie est d'étudier le comportement en cisaillement des joints de mortier dans les assemblages de briques en béton avec pour finalité ultime l'identification des propriétés.

L'étude bibliographique a montré que de nombreuses configurations d'essais sont proposées dans la littérature pour caractériser le comportement au cisaillement des structures maçonnées. Les configurations se distinguent notamment par le dispositif de chargement des assemblages, par la quantité de briques assemblées, par le nombre et la position des joints d'assemblage. Ces nombreuses configurations résultent de la recherche d'un compromis, difficile à trouver, entre une simplicité de réalisation des essais et la volonté d'assurer des distributions uniformes des contraintes normales et de cisaillement dans les assemblages (Popal [POP(2013)]).

Parmi toutes les configurations proposées, nous avons choisi de réaliser une étude comparative entre deux types d'essais de cisaillement : l'un établi selon la recommandation RILEM [RILEM (1991d)], l'autre reposant sur l'étude de triplets, conformément à la norme [NF EN1052-3(2003)].

La principale différence entre ces deux types d'assemblages est qu'il y a des joints de mortier horizontaux dans les éprouvettes selon la recommandation RILEM (1991d) tandis qu'ils sont absents dans les éprouvettes fabriquées selon la norme NF EN1052-3(2003), **Figure 2-9**.

Les sollicitations sont identiques pour les deux types d'assemblages qui sont d'abord sollicités par une compression latérale ( $\sigma_h$ ) à laquelle vient s'ajouter une contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) relative à une force exercée de manière monotone et statique jusqu'à leur rupture, **Figure 2-9**. La contrainte de compression latérale ( $\sigma_h$ ) est maintenue constante tout au long de l'essai.

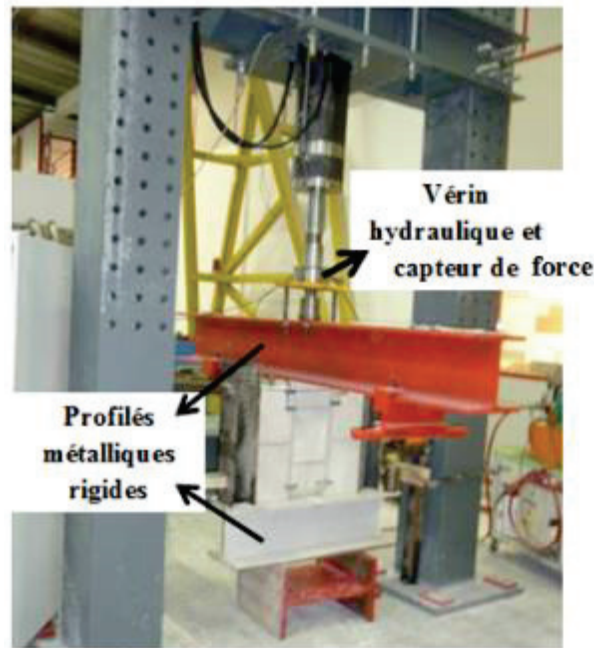


**Figure 2-9 : Spécimens des essais de push-out : (a)- avec joints de mortier horizontaux, (b) – sans joints de mortier horizontaux**



### 2.4.2. Banc d'essai et instrumentation

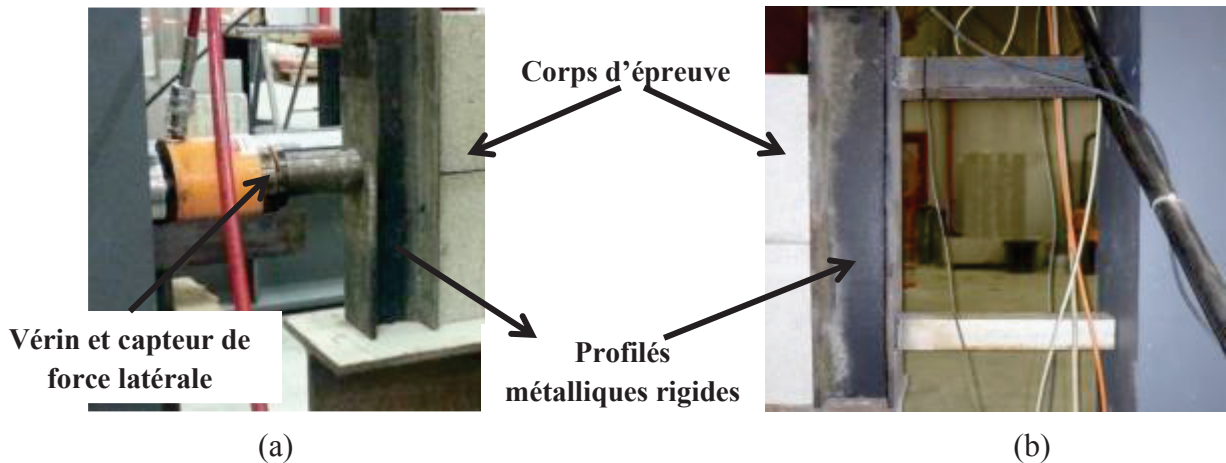
Le banc d'essai apparaît sur la **Figure 2-10**



**Figure 2-10 : Dispositif de l'essai de cisaillement de type push-out**

Le banc d'essai permet donc de soumettre simultanément l'assemblage de briques à une contrainte de compression latérale et à un effort de cisaillement.

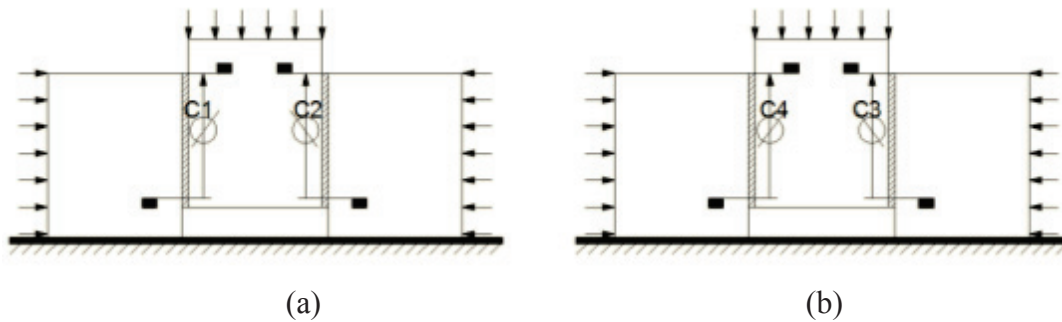
- Le dispositif d'application de la force de compression consiste en un vérin hydraulique d'une capacité de 20 tonnes, mis en série avec un capteur de force, prenant appui sur le cadre rigide (**Figure 2-11a**). Des profilés IPE, rigides sont positionnés de part et d'autre des assemblages pour répartir uniformément l'effort horizontal appliqué (**Figure 2-11b**).



**Figure 2-11 : Dispositif d'application de la charge de compression latérale du côté gauche (a) et du côté droite (b).**

- Dispositif de cisaillement : La charge verticale de cisaillement est assurée grâce à un cadre de chargement très rigide sur lequel prend appui un vérin hydraulique d'une capacité de 50 tonnes, associé à un capteur de force verticale. Cette charge verticale est appliquée et distribuée uniformément sur la face supérieure de la brique centrale de l'éprouvette à l'aide d'une poutre métallique très rigide. Le chargement est asservi en déplacement (0,05mm/minute).

L'instrumentation adoptée vise à mesurer le déplacement relatif entre deux briques adjacentes au cours du chargement : quatre capteurs LVDT  $\pm 10$  mm (référéncés C1 à C4) sont positionnés sur les deux faces des éprouvettes, **Figure 2-12**. Chaque capteur est associé à un joint vertical : deux prennent appui sur la face avant, les deux autres sont collés sur la face arrière de manière à pouvoir vérifier la symétrie du chargement appliqué.



**Figure 2-12 : Position des capteurs LVDT : (a)-vue de face ; (b)-vue de dos**

Au total, dix-sept essais ont été effectués sur les spécimens présentant des joints de mortier horizontaux et quinze essais ont été conduits sur les spécimens sans joints de mortier horizontaux (**Tableau 2-5**). Les contraintes de compression latérale ( $\sigma_h$ ) appliquées varient dans une gamme comprise entre 0 et 1,2MPa (à savoir entre 0 et 30% de la résistance à la compression des briques en béton de sorte à s'affranchir de tout endommagement significatif susceptible d'attacher la validité les résultats).

**Tableau 2-5 : Résumé de la campagne expérimentale**

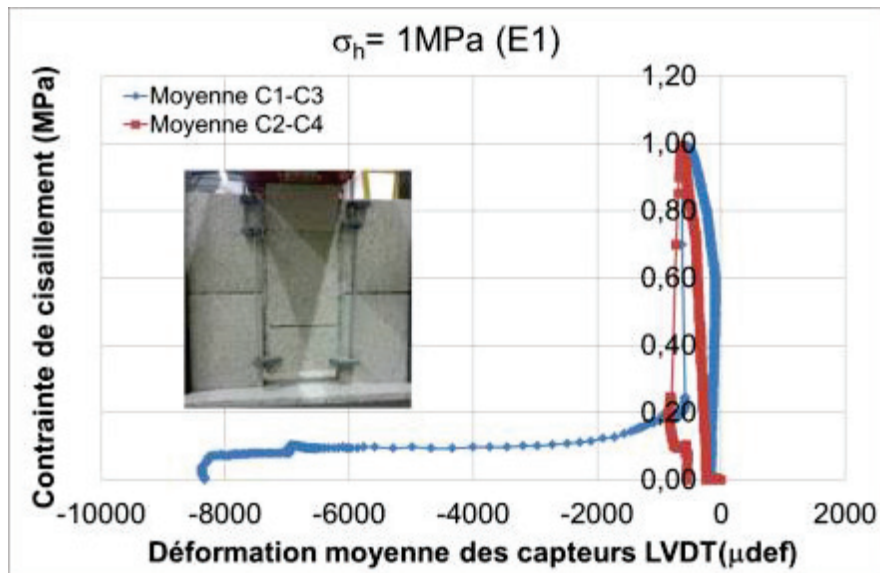
Contrainte de compression latérale $\sigma_h$ (MPa)		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,7	1	1,2
Nombre de corps d'épreuve	Avec joints horizontaux	3	1	3	-	3	-	4	3	-
	Sans joints horizontaux	1	-	-	3	-	3	-	5	3

### 2.4.3. Résultats

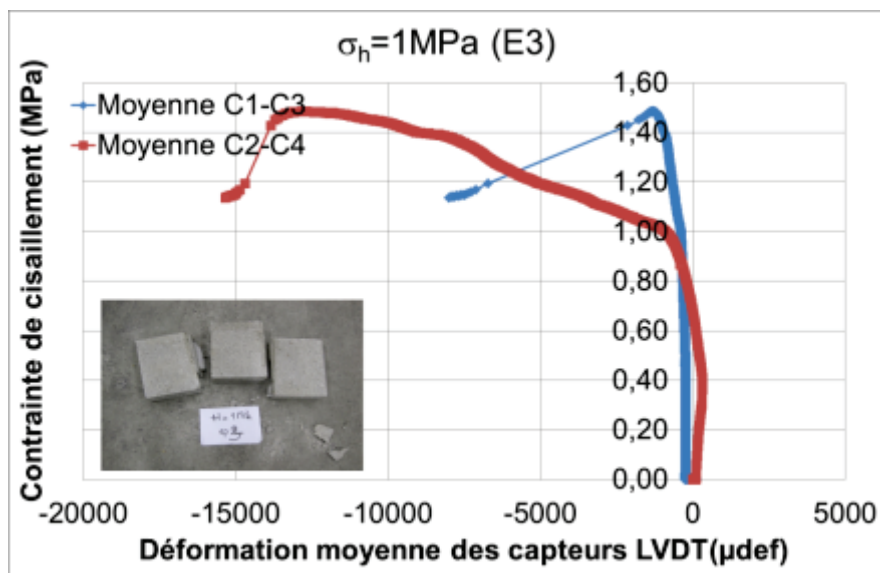
#### 2.4.3.1. Courbes contrainte de cisaillement – déformation

L'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation moyenne des capteurs LVDT est présentée sur la **Figure 2-13** pour deux essais parmi les 32 réalisés et les autres courbes d'évolution figurent dans l'**annexe 2.2**. Chacune des deux courbes présentées sur la **Figure 2-13** est relative à un joint vertical et correspond à la moyenne des déformations des deux capteurs qui lui sont associés.

La rupture en cisaillement des assemblages à base de briques creuses n'est pas soudaine mais s'effectue par « saccades » qui se traduisent par plusieurs pics dans les courbes d'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation. Les « saccades » peuvent correspondre à une rupture non simultanée des deux joints verticaux et à l'apparition de différents mécanismes d'endommagement et de rupture tels que des ruptures par cisaillement de l'interface brique-mortier, par cassures des excroissances de mortier insérées dans les creux des briques (Gabor[GAB(2002)]), par cisaillement du joint de mortier, par cisaillement ou écrasement des briques, etc., **Figure 2-14**.



(a)



**Figure 2-13 : Contrainte de cisaillement – déformation moyenne des deux capteurs le long d’un joint des éprouvettes avec joints horizontaux (a) et sans joints horizontaux (b)**

Globalement, si l’on considère l’évolution d’un joint vertical, dans la lignée des travaux de Gabor [GAB(2002)] et d’Abdou [ADB(2006)] portant sur le comportement au cisaillement d’assemblages en briques creuses, trois phases successives peuvent être identifiées sur les courbes de la **Figure 2-13** : une première phase élastique qui se caractérise généralement par une très grande rigidité associée à un déplacement mesuré de l’ordre de quelques microns seulement, suivie d’une phase de rigidification jusqu’à atteindre la contrainte maximale. Ensuite, si une contrainte de compression latérale est appliquée, une phase post-pic adoucissante apparaît, caractérisée par un palier résiduel. Dans la présente étude, ce palier résiduel est plus ou moins marqué ou identifiable selon les corps d’épreuve : ce palier est associé à un mécanisme de glissement entre deux briques adjacentes qui n’a pas toujours été mobilisé dans la présente étude. Souvent observé dans le cas des éprouvettes sans joints horizontaux, le palier n’apparaît qu’à faibles contraintes de précompression pour les éprouvettes avec joints horizontaux. La complexification des modes d’endommagement et de rupture à plus fortes contraintes de compression latérale se traduit par des phases post-pic plus désordonnées.

Par ailleurs, la multiplicité de mécanismes d'endommagement et de rupture conduit à des dispersions importantes tant sur les déformations (**Figure 2-13**) que sur les résistances au cisaillement obtenues pour une valeur de contrainte de compression latérale identique (**Figure 2-15**; **Figure 2-16** ; **Tableau 2-6** et **Tableau 2-7**).

La dispersion sur les déformations dans un même essai peut résulter d'une différence de comportement et donc d'une rupture différée entre les deux joints verticaux. La dispersion sur les résistances au cisaillement pour une compression latérale identique peut s'expliquer par la dispersion inhérente aux matériaux et aux difficultés de réaliser des spécimens strictement identiques (même épaisseur de mortier, mêmes conditions de prise et de durcissement). En effet, le comportement des assemblages à briques creuses est fortement tributaire des excroissances de mortier qui se logent dans les alvéoles des briques lors de la mise en œuvre. Il semble impossible de contrôler ces remplissages et d'assurer une reproductibilité des corps d'épreuve sur ce critère-là. Ainsi, un manque (ou un excès) de remplissage de certaines alvéoles peut engendrer une diminution (ou une augmentation) de la contrainte ultime.

### 2.4.3.2. Modes de rupture

Quatre modes de rupture sont généralement identifiés lors des essais de cisaillement, **Figure 2-14** :

- Mode a, cisaillement des interfaces brique-mortier ;
- Mode b, cisaillement d'une interface brique-mortier accompagné par un cisaillement du joint de mortier ;
- Mode c, cisaillement d'une partie d'interface brique-mortier accompagné d'une fracturation d'une brique ;
- Mode d, écrasement de la brique centrale supérieure, au droit du dispositif de chargement.

Il est à noter que les deux derniers modes ne traduisent pas une rupture en cisaillement du joint de mortier et sont susceptibles de s'apparenter à une borne inférieure de la résistance au cisaillement.

La rupture d'un assemblage peut être une combinaison de ces quatre modes principaux.



**Figure 2-14 : Modes de rupture sous cisaillement des spécimens sans joints horizontaux sur la première ligne et avec des joints horizontaux sur la seconde.**



**2.4.3.3. Relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte de compression**

Un des résultats importants de ces essais de cisaillement est la relation entre la résistance au cisaillement ( $\tau_{max}$ ) et la contrainte de compression latérale ( $\sigma_h$ ).

Les **Tableau 2-6** et **Tableau 2-7** présentent des résistances au cisaillement des joints de mortier selon différents niveaux de compression latérale dans les deux cas envisagés (avec et sans joints horizontaux).

**Tableau 2-6 : Résistance au cisaillement de la maçonnerie obtenue dans des spécimens avec joints horizontaux**

Contrainte de compression (Mpa)	0,00			0,10	0,20			0,40			0,70				1,00		
	E1	E2	E3	E1	E1	E2	E3	E1	E2	E3	E1	E2	E3	E4	E1	E2	E3
Résistance au cisaillement (Mpa)	0,28	0,24	0,20	0,72	0,68	0,83	0,97	0,78	0,95	0,68	0,61	0,51	0,93	1,03	1,00	1,03	0,76
Ecart type	0,03			-	0,12			0,12			0,22				0,12		
Mode de rupture (*)	(a)+ (b)	(b)	(a)	(c)	(b)	(b)	(b)	(b)	(a)	(b)+ (d)	(c)+ (d)	(d)	(d)	(a)+ (c)	(b)	(d)	(d)

**Tableau 2-7 : Résistance au cisaillement de la maçonnerie obtenue dans des spécimens sans joints horizontaux**

Contrainte de compression (Mpa)	0,00	0,30			0,60			1,00					1,20		
	E1	E1	E2	E3	E1	E2	E3	E1	E2	E3	E4	E5	E1	E2	E3
Résistance au cisaillement (Mpa)	0,18	0,99	0,72	0,65	1,28	1,03	1,4	1,44	1,3	1,49	0,9	1,75	1,61	1,5	1,34
Ecart type	-	0,15			0,15			0,28					0,11		
Mode de rupture (*)	(a)	(a)+ (b)	(a)+ (b)	(b)	(a)+ (c)	(b)	(a)+ (b)	(a)+ (d)	(b)	(a)+ (b)	(a)+ (b)	(d)	(c)	(a)+(d)	(a)+(b)+ (c)

(\*), les modes de rupture (a,b,c,d) sont définis dans la partie précédente

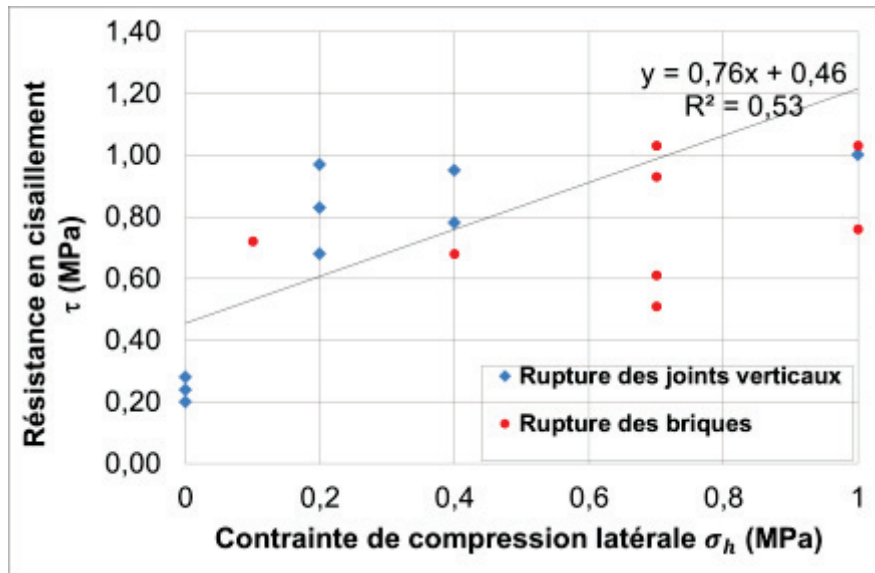
Il ressort des **Tableau 2-6** et **Tableau 2-7** qu'à fortes contraintes de compression latérale, le cisaillement de l'interface s'accompagne de manière quasi-systématique de fissures diagonales dans les briques. Ces mécanismes de fissuration des briques tendent à apparaître à de plus faibles niveaux de précompression pour les arrangements avec joints horizontaux (au-delà de  $\sigma_h = 20\% f_{mac}$ ) que pour des arrangements sans joints horizontaux (le nombre d'occurrences des fissures diagonales augmente au-delà de  $\sigma_h = 35\% f_{mac}$ ). En effet, il est probable que cette multiplicité des modes de rupture dans le cas des assemblages à joints horizontaux soit également liée aux difficultés de remplissage de ces joints lors de la mise en œuvre des assemblages. Ainsi, le manque de remplissage de certains joints peut causer des artefacts dans la distribution des contraintes ayant des répercussions sur le mode de rupture.

Les évolutions de la résistance au cisaillement ( $\tau_u$ ) en fonction de la contrainte de compression latérale ( $\sigma_h$ ) sont présentée sur les **Figure 2-15** et **Figure 2-16**.

Malgré la forte dispersion dans les résultats, les courbes de rupture établies dans le plan ( $\tau, \sigma_h$ ) présentent une tendance croissante pour les deux configurations d'éprouvettes testées, avec ou sans joints horizontaux (**Figure 2-15** et **Figure 2-16**) : on retrouve donc un résultat conforme à celui de

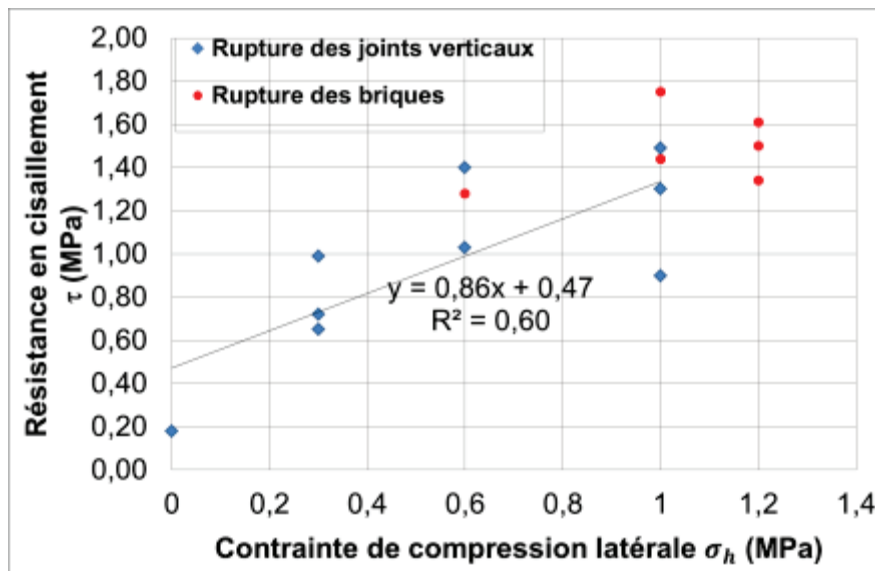
la littérature scientifique selon lequel la résistance au cisaillement du joint augmente avec la contrainte de compression latérale.

En général, les auteurs constatent également que le joint de mortier obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb, établissant une relation linéaire entre la résistance au cisaillement et la contrainte de compression latérale. Les résultats de la présente étude, certes très dispersés, ne tendent pas à accréditer cette conclusion. En effet sur les **Figure 2-15** et *Figure 2-16* sont tracées les courbes de tendance linéaire associées aux corps d'épreuve ayant rompu dans les joints, et pas dans les briques et les coefficients de régression linéaire, qui sont respectivement de 0,53 et de 0,6 pour les éprouvettes avec et sans joints horizontaux, sont relativement faibles.



(La courbe de tendance linéaire tracée est associée aux corps d'épreuve ayant rompu dans les joints (non dans les briques))

**Figure 2-15 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de compression latérale pour les assemblages avec joints horizontaux**

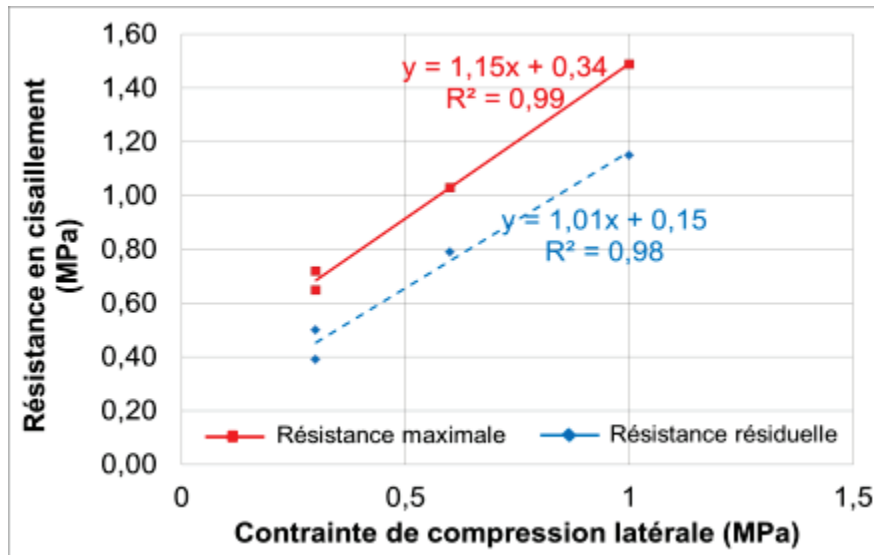


(La courbe de tendance linéaire tracée est associée aux corps d'épreuve ayant rompu dans les joints (non dans les briques))

**Figure 2-16 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte de compression latérale pour les assemblages sans joints horizontaux**



Néanmoins, si l'on affine l'analyse et si l'on considère que seuls les modes de rupture (a) et (b) (rupture des joints verticaux) sont représentatifs d'une sollicitation en cisaillement et que la présence d'un palier résiduel témoigne assurément d'une transmission correcte de la contrainte de compression latérale sur le joint étudié, la même analyse que précédemment, certes ici restrictive en termes de corps d'épreuve, conduit à une vérification du critère de Mohr-Coulomb avec un coefficient de régression de 99% (**Figure 2-17**). L'analyse du palier résiduel conduit également à une évolution linéaire de la résistance résiduelle en fonction de la contrainte de compression latérale.



**Figure 2-17 : Evolution de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle en fonction de la contrainte de compression latérale des éprouvettes sans joints horizontaux.**

Ces relations linéaires reflètent le critère de rupture de type Mohr-Coulomb par les expressions :

$$\tau_u = \sigma_h \cdot \tan(\phi_u) + c_u \quad (2-6)$$

Et

$$\tau_r = \sigma_h \cdot \tan(\phi_r) + c_r \quad (2-7)$$

Où :

$\tau_u$ ,  $\tau_r$  : résistances au cisaillement ultime et résiduelle

$\phi_u$ ,  $\phi_r$  : angles de frottement interne ultime et résiduel

$c_u$ ,  $c_r$  : cohésions ultime et résiduelle

Les valeurs des paramètres sont déterminées à partir la **Figure 2-17** et sont résumées dans le **Tableau 2-8**.

**Tableau 2-8 : Caractéristiques du critère en cisaillement du joint de mortier**

Type des éprouvettes	Caractéristiques	Ultime	Résiduelle
Sans joints horizontaux	Angle de frottement	$\phi_u = 49^\circ$	$\phi_r = 45^\circ$
	Cohésion	$c_u = 0,34 \text{ MPa}$	$c_r = 0,15 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus mettent en lumière des valeurs voisines entre le frottement interne ultime et résiduel en accord avec celles établies par Abdou et al. [ADB(2006)] et Vasconcelos [VAS(2005)].

Ces valeurs caractéristiques déterminées seront utilisées avec prudence et discernement dans le calcul analytique dans le chapitre 5.

## **2.5. Synthèses et conclusions**

Grâce à cette étude expérimentale à l'échelle du matériau, le comportement en compression de la maçonnerie de briques de béton creux ainsi que le comportement au cisaillement du joint de mortier dans l'assemblage ont été étudiés. Ces résultats ont mis en évidence plusieurs aspects de leur comportement local :

### ➤ **Comportement en compression :**

En compression uni-axiale, le comportement de la maçonnerie de briques en béton creux est proche de celui des briques, ce qui montre que les briques jouent un « rôle principal » dans le comportement à la compression de la maçonnerie. De plus, à partir de ces essais, on a déterminé des propriétés élastiques des matériaux constitutifs (briques en béton creux et de mortier) avec des résultats comparables à ceux de la littérature. Aussi, il convient d'insister sur l'ampleur de la dispersion qui, sans être en rupture avec la littérature scientifique, souligne toutefois la nécessité d'en considérer les implications notamment vis-à-vis de considérations liées au dimensionnement et/ou à la modélisation. En outre, les modes de rupture de type fendage vertical reflètent l'effet de « frettage/contrefretage » pour ce cas de maçonnerie.

### ➤ **Comportement au cisaillement :**

Le comportement au cisaillement du joint de mortier a été caractérisé pour la maçonnerie de briques de béton creux par des essais de cisaillement de type push-out effectués sous différents niveaux de contrainte de confinement. Grâce à ces essais, quelques résultats remarquables ont été retirés :

- Les résultats montrent un comportement au cisaillement non-linéaire pour ces joints de mortier avec une rigidité élevée pour le domaine élastique. De même il importe de porter une attention particulière à la dispersion observée.
- Lorsque le cisaillement est concomitant avec la compression, la présence des joints horizontaux peut causer des artefacts qui tendent à impacter le mécanisme d'endommagement et de rupture et donc le critère de rupture.

## CHAPITRE 3: APPROCHE EXPERIMENTALE – ECHELLE DU COMPOSANT DE STRUCTURES

### 3.1. Introduction

La vocation de cette partie est de fournir une base expérimentale à la fois substantielle (nombre de corps d'épreuve) et représentative (reflet fidèle de l'état de sollicitation) dans le but de caractériser le comportement des murs maçonnés renforcés par matériaux composites à l'échelle globale et locale via une instrumentation judicieuse. Par ailleurs, l'analyse comparative des résultats (mur témoin non renforcé/ renfort FRP/ renfort TRC) devrait ouvrir la voie à une meilleure compréhension des mécanismes d'endommagement et de rupture et servir d'appui, le cas échéant, à une modélisation numérique simplifiée mais pertinente.

Dans cette optique c'est l'essai de compression-cisaillement qui a été retenu. Aussi, dans la mesure où il s'agit de l'une des rares études destinées à l'étude du renforcement des murs maçonnés sollicités dans leur plan et mobilisant des ancrages, seuls des essais monotones quasi-statiques seront considérés, notamment pour être en capacité d'éprouver ce type d'ancrages.

### 3.2. Les corps d'épreuve

Dans un premier temps, un soin particulier sera porté à la description détaillée de l'ensemble des éléments constitutifs des murs maçonnés ainsi que des matériaux de renforcement et de l'ancrage.

#### 3.2.1. Murs de maçonnerie

Il convient de préciser que l'ensemble des murs ont été construits par un seul maçon professionnel de sorte à considérer des corps d'épreuve réalistes aux imperfections de mise en œuvre à la fois limitées et courantes.

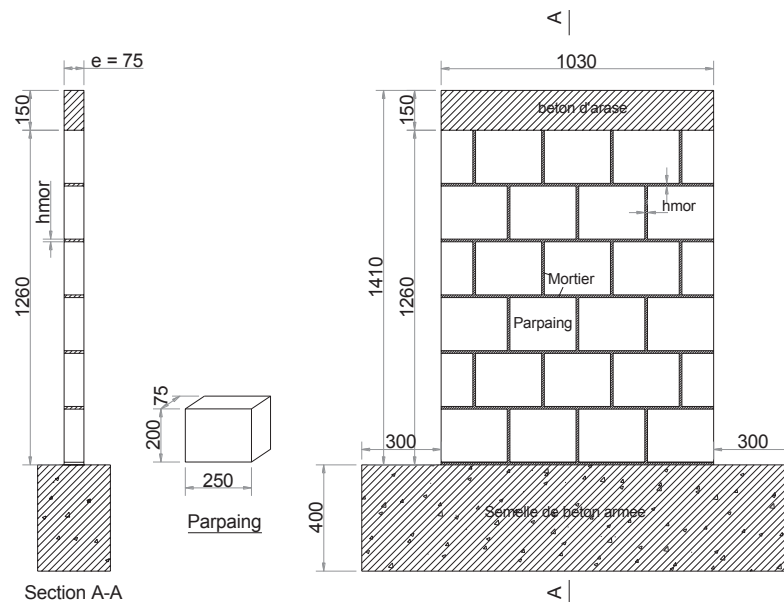


Figure 3-1 : Descriptif du mur de maçonnerie non-renforcée (témoin)

Il s'agit de murs maçonnés de briques de béton creux constitués de parpaings courants qui sont reliés à l'aide d'un mortier de ciment Portland (CEM I). Les propriétés mécaniques de ces deux composants sont données dans la partie 2.2 – Chapitre 2. Les murs sont surmontés d'un linteau en

béton afin d’assurer une transmission convenable des efforts horizontaux et verticaux. Il importe de relever que la totalité des murs reposent sur des semelles en béton armé (sur) dimensionnées pour s’affranchir de tout endommagement susceptible d’altérer la qualité des résultats et *a fortiori* leur interprétation (Figure 3-1)

**3.2.2. Renforcement des murs par matériaux composites FRP et TRC**

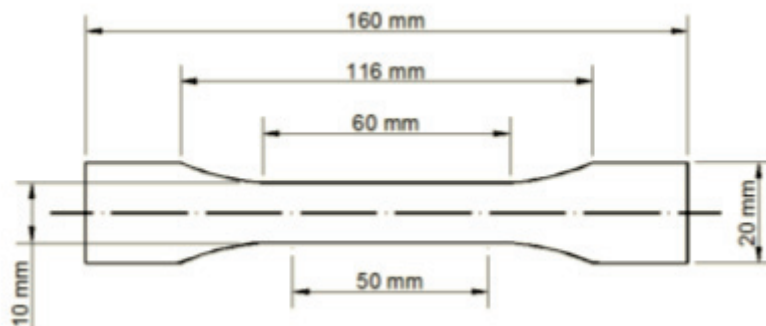
**3.2.2.1. Caractéristiques des renforts composites FRP**

La revue bibliographique a mis en évidence les potentialités des composites polymères époxy-carbone et, dans une moindre mesure, celles de l’époxy-verre. C’est fort de ce constat que les deux natures de composites ont été retenues dans le cadre d’une structure tissée bidimensionnelle *a priori* adaptée à l’état de sollicitation bi-axiale auquel le renfort sera soumis. La résine époxydique est un bi-composant répondant à l’appellation commerciale « EPONAL TFC », Tableau 3-1.

**Tableau 3-1 : Dosage de la résine d’époxy EPONAL TFC**

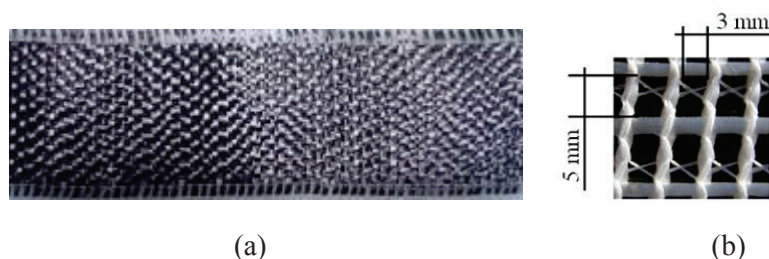
Composants	EPONAL résine	EPONAL durcisseur
Aspect	Liquide épais de couleur beige	Liquide épais de couleur ambre
Densité	1,32 – 1,36	1,00 – 1,40
Ratio de mélange en poids	100	40
Ratio de mélange en volume	2	1

La Figure 3-2 illustre la géométrie et les dimensions des spécimens. Les éprouvettes époxydiques ont été caractérisées en traction directe selon la norme ISO 527-2 et ont été confectionnées selon la norme ISO 178. Les propriétés obtenues sur la base de 6 corps d’épreuve sont les suivantes : résistance à la rupture :  $24 \pm 1,5 \text{ MPa}$  ; déformation à la rupture :  $1 \pm 0,3\%$  ; module d’Young :  $1961 \pm 120 \text{ MPa}$ .



**Figure 3-2 : Spécimens d’époxy pour les essais de traction**

Deux types de renforts composites ont été utilisés, le premier est un composite bidirectionnel à base de fibres de carbone (a) sous forme de bande étroite de largeur fixe 50 mm et le deuxième est un tissu de fibres de verre (b) également bi-directionnel. Le tissu peut être appliqué sur une grande surface de par son conditionnement en largeur de 1 m.



**Figure 3-3 : FRP bidirectionnel à base de fibres (a) de carbone et (b) de verre**

Les caractéristiques des matériaux composites CFRP (pour les fibres de carbone) et GFRP (pour les fibres de verre) ont été établies expérimentalement en considérant 6 spécimens selon la norme ISO 527-1. Le **Tableau 3-2** résume les résultats obtenus.

**Tableau 3-2 : Caractéristiques mécaniques des renforts composites utilisés**

Renfort composite	Epaisseur nominale (mm)	Module d'Young (GPa)	Résistance à la traction directe (MPa)	Déformation à rupture ( $\mu$ def)
CFRP	0,48	105	1700	16000
GFRP	1,7	7,2	100	13800

### 3.2.2.2. Caractéristiques des renforts composites TRC

Le recul sur les composites de type TRC est sensiblement moins substantiel que celui relatif aux FRP. Pour autant, il est désormais établi que l'optimisation des TRC peut mobiliser divers leviers, aux effets parfois conflictuels, dont grand nombre ont été identifiés.

Au-delà de l'état de surface des fibres (ensimage), forcément déterminant, l'imprégnation ou la mouillabilité, le taux de travail, sont aussi en lien direct avec le diamètre du roving et celui du filament (la surface offerte à l'imprégnation). Le procédé de transformation des TRC influence également la qualité du composite obtenu. Dans la même veine, si l'adhésion (physico-chimique) des filaments périphériques-mortier est primordiale, il convient de ne pas négliger l'adhérence filament-filament (cœur du roving) discontinue, hétérogène et principalement frictionnelle et essentiellement conditionnée par l'état de surface des fibres.

Bien que très peu traitée ou même évoquée l'adhérence de type « structurelle » n'en est pas pour autant négligeable ou sans effet et peut même constituer un critère de choix pour améliorer les performances globales du composite textile-mortier. Dans cette optique il est possible d'identifier les paramètres déterminants suivants : dimensions de la maille, type de textile, connexion chaîne-trame, taille et réparation des granulats, etc.

Dès lors, et sur la base des travaux conduits par Contamine et al. [CON(2011)] il a été possible de sélectionner un composite dont les éléments constitutifs sont résumés par le **Tableau 3-3** et qui est le fruit d'un compromis entre les divers paramètres susmentionnés auxquels les dimensions ouvrabilité et thixotropie (à des fins de mise en œuvre adaptée au renforcement) ont été rajoutées.

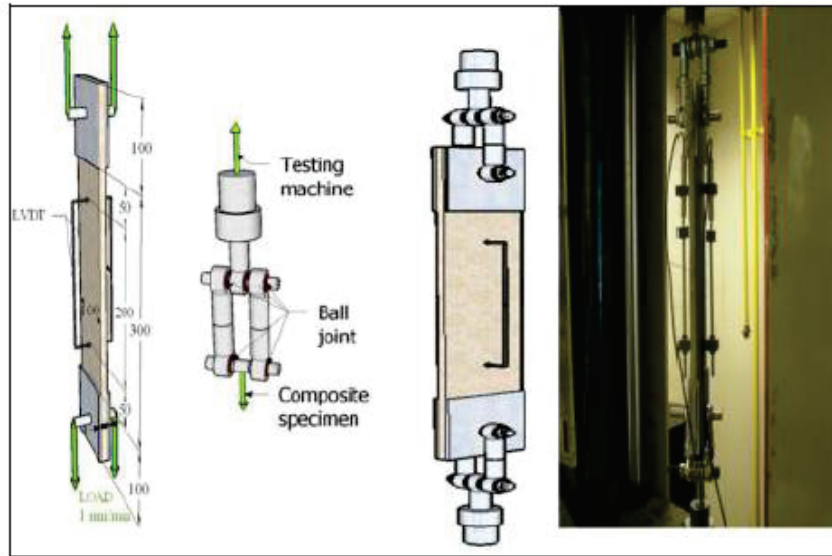
Le pourcentage en volume des fibres de verre (AR fibres) est égal à 4,36% (volume total) correspondant à 2,18% (dans deux directions principales). Le renfort textile retenu est une grille tricotée (maille jetée) bi-dimensionnelle.

**Tableau 3-3 : Formulation du composite TRC**

Renfort textile		Micro-mortier**	
Nature des fibres	Verre-AR	Taille des grains	<2 mm*
TEX	1200*	Fumée de silice	Oui*
Diamètre de fibre	19 $\mu$ m*	Thixotropie	Oui*
Nombre de filament/fil	1600*	Retrait	~ 0*
Taille de maille tricotée	3 mm x 5 mm*	Résistance à la traction	5 MPa**
Résistance ultime (fil)	1102 MPa*	Résistance en compression	40 MPa*
Module d'Young	74000 MPa*	Module d'Young	1700 MPa*

\* propriétés fournisseur ; \*\* caractérisation au laboratoire

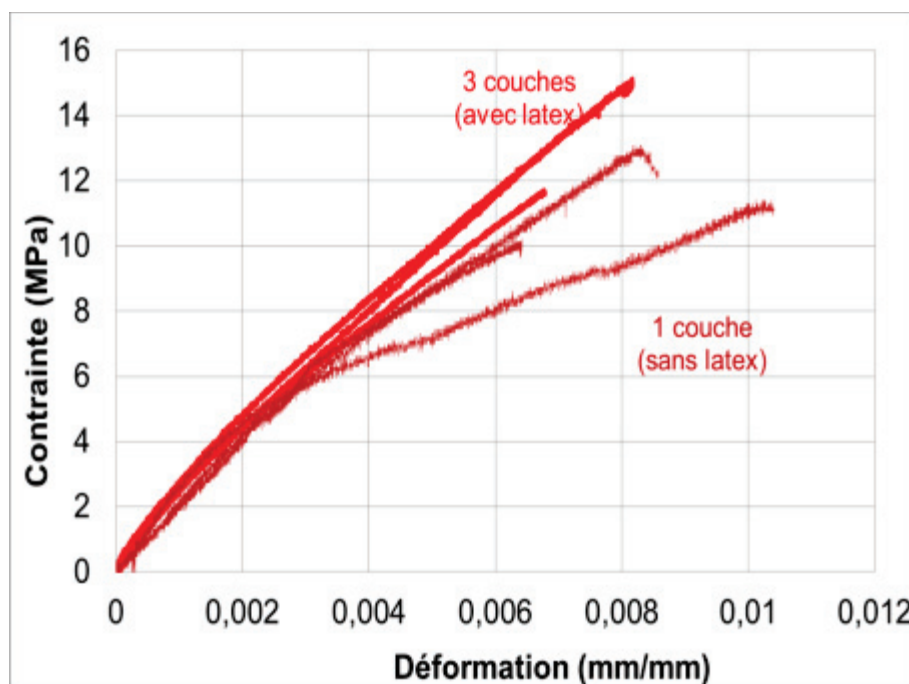
Les caractéristiques mécaniques ont été expérimentalement obtenues au moyen d’essais de traction directe dont le protocole a été validé (Contamine, [CON(2007)]). Il s’agit d’un essai de traction directe adapté aux matériaux composites fissurants (**Figure 3-4**).



**Figure 3-4 : Descriptif des spécimens et du dispositif de l’essai en traction directe**

Les lois de comportement constitutives des TRC données sous la forme contrainte – déformation (moyennes) sont présentées dans la **Figure 3-5**.

Il convient de préciser que les éprouvettes ont été mises en œuvre par moulage au contact. Deux variantes ont été retenues. La première, TRC1, est constituée d’une couche de textile intégrée dans le mortier tandis que dans la deuxième, TRC2, dans l’objectif d’améliorer la performance du TRC, un produit de revêtement (latex polymère) conçu pour faciliter l’impregnation des fibres (Balayssaca et al. [BAL(2011)] ; Almeida et Sichieri [ALM(2007)]) est appliqué pour le textile avant d’impregner dans le mortier. En conséquence, deux lois de comportement ont été déterminées pour ces deux types de TRC.



**Figure 3-5 : Comportement en traction obtenu lors des essais de traction uniaxiale du TRC**



Il est loisible, comme le montre la **Figure 3-5**, de distinguer deux lois de comportement. En effet, si l'absence de résine d'imprégnation (latex) est associée à un comportement potentiellement assimilable à une évolution bi-linéaire, le recours au latex, de par l'effet d'homogénéisation de la contribution des filaments, induit une évolution qui pourrait, en première approche simplificatrice être apparentée à une évolution linéaire (**Figure 3-6**).

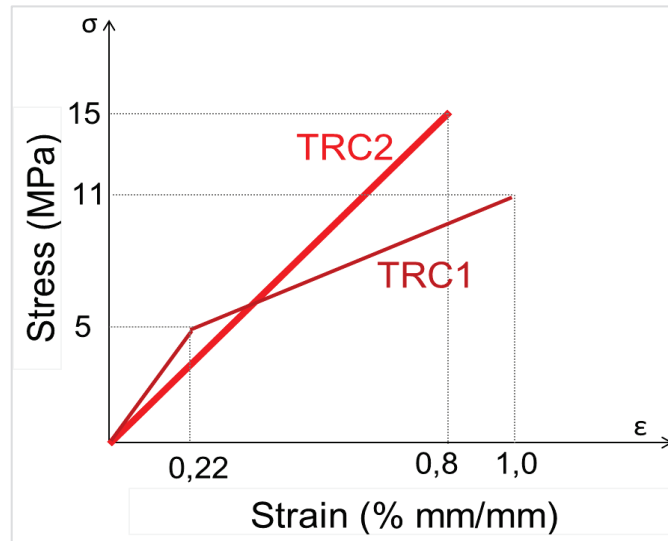


Figure 3-6 : Idéalisations des lois de comportement des TRC

### 3.2.2.3. Caractéristiques des ancrages par composite à base de polymère renforcé de fibres FRP

Aux fins de limiter, idéalement de supprimer, le soulèvement du mur dans le cas d'une sollicitation de type flexion composée et de valoriser au maximum les solutions de renforcement à travers un taux de travail *a priori* amélioré, une connexion, sous la forme d'un ancrage, a été envisagée entre le mur (en partie basse) et la semelle de fondation. Etant donné les solutions existantes et le caractère établi de leurs performances (facilité de mise en œuvre, résistance élevée) seules des solutions d'ancrage carbone-époxy ont été considérées. Il s'agit plus précisément de mèches d'ancrage composées de deux parties :

- l'ancrage : une partie destinée à être enfilée et scellée dans un forage réalisé dans la fondation,
- le fouet : une partie fibreuse destinée à être stratifiée avec le composite.

La mèche d'ancrage (MAPEI) est constituée d'au moins de 36 fils de carbone, comprenant chacun 12000 fibres. La capacité d'ancrage garantie fabricant est de 30kN à l'ELU.

La définition des propriétés des mèches d'ancrage (section et longueur) est le fruit d'un dimensionnement en capacité ultime



Figure 3-7 : Description d'une mèche standard MAPEI

### 3.2.3. Configurations de renforcement

#### 3.2.3.1. Stratégies de renforcement

Bien que les présents travaux se limitent à l'étude, en première approche, des seules sollicitations statiques monotones, ils n'en constituent pas moins le premier jalon d'une approche plus globale dont la finalité applicative ultime porte sur le renforcement vis-à-vis d'excitations sismiques.

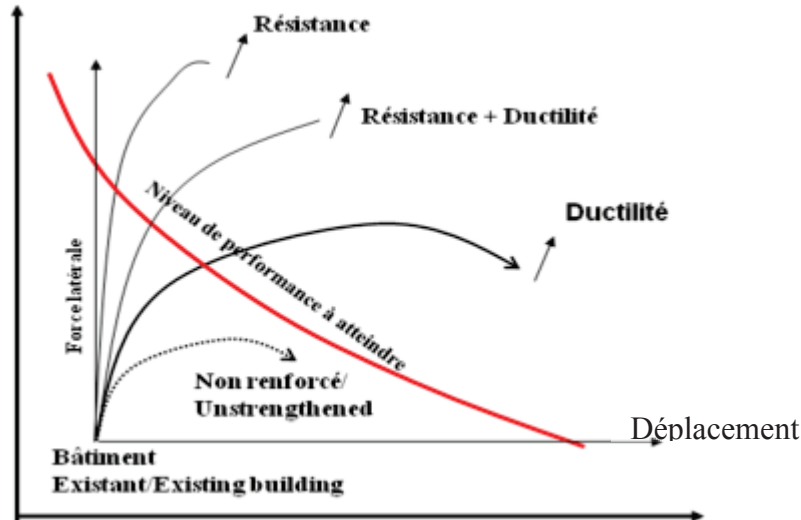


Figure 3-8 : Différentes stratégies de renforcement [Davidovici (1999)]

Dans cette optique, la définition des configurations de renforcement se doit de s'inscrire dans une stratégie visant à « arbitrer » entre la capacité portante (résistance) et la faculté de dissiper de l'énergie (Davidovici [DAV(1999)]). L'objectif d'un renforcement d'une structure est donc soit d'augmenter la résistance globale du composant, soit d'augmenter la ductilité soit d'obtenir un effet combiné (**Figure 3-8**). Dans le cas des maçonneries où le comportement est généralement très fragile, les chaînages en béton armé présents à l'échelle de la structure ont vocation à jouer ce rôle. Il n'en demeure pas moins que la littérature met en avant un manque de résistance au cisaillement des murs et dans certains cas un défaut de résistance à la flexion dans le plan du mur. Le gain de ductilité de ces éléments peut également être intéressant.

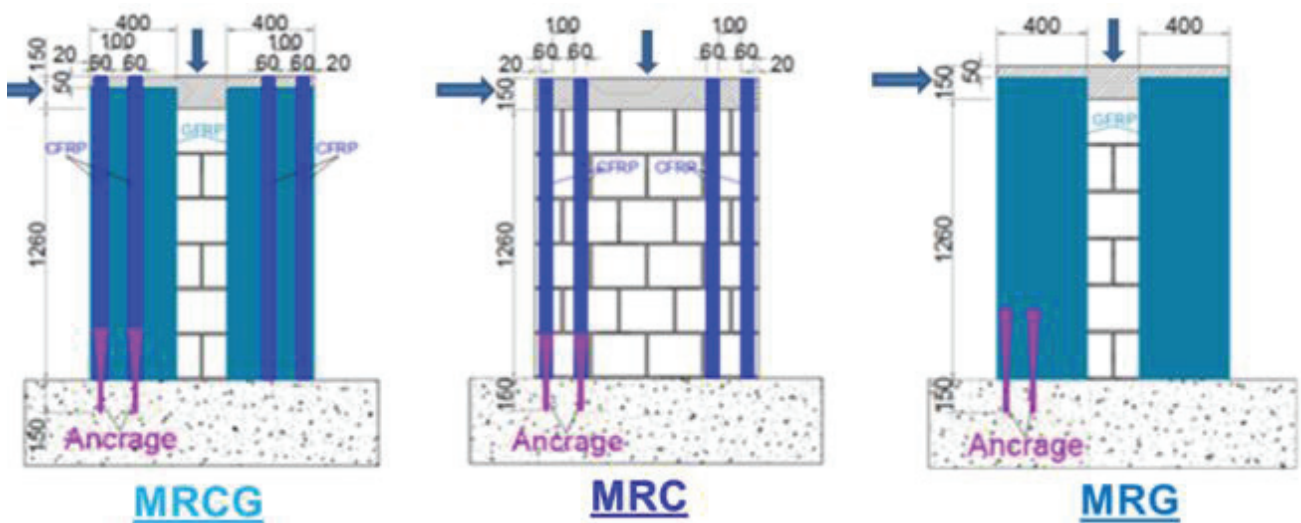
Par ailleurs, dans le but de s'affranchir de sollicitations hors plan, seules des configurations de renforcement symétrique sur les deux faces ont été envisagées. C'est fort de cette réflexion qu'ont été précisées les diverses configurations de renforcement (FRP et TRC).

#### 3.2.3.2. Configurations de renforcement par FRP

Pour les renforts de FRP, trois schémas de renforcement ont été proposés. L'emploi des bandes carbone de faible largeur est plus spécifiquement destiné à l'accroissement de la capacité portante vis-à-vis de la flexion dans le plan, alors que le recours à de larges bandes de verre est susceptible d'œuvrer principalement, bien que non exclusivement, à l'amélioration des capacités dissipatives du mur à travers le pontage supposé des fissures, de nature à affecter favorablement la ductilité du mur. L'utilisation de renforcement combiné de ces bandes de carbone et de verre, dont la rigidité et le taux de renforcement sont très importants, devrait permettre d'évaluer le niveau maximal de performance à atteindre en termes de capacité portante.

Le premier mur, nommé mur MRCG, a été renforcé par une combinaison de composites CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) et GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer). Chaque côté des deux faces est renforcé par une bande continue contenant deux couches de verre mesurant  $1260 \times 400 \text{ mm}^2$  et deux bandes discontinues de carbone ayant les dimensions de  $1410 \times 60 \text{ mm}^2$ , la distance horizontale entre deux bandes est de 100mm. Les deux derniers murs, quant à eux, ont été

renforcés soit par des bandes discontinues de CFRP (mur MRC), soit de GFRP (mur MRG) **Figure 3-9**.



**Figure 3-9 : Configurations de renforcement par FRP (CFRP et GFRP) Tableau 3-4** qui pourrait permettre de clarifier le calcul des taux de renforcement

**Tableau 3-4 : Taux de renforcement des murs renforcés par FRP**

Spécimen	Type de renfort	Epaisseur d'une couche, $t_R$ (mm)	Largeur d'une bande, $b_R$ (mm)	Nombre de bandes	Aire de section totale de renfort ( $\text{mm}^2$ ) $A_R = \sum b_R \cdot t_R$	Aire de section totale du mur ( $\text{mm}^2$ ) $A_m = l \cdot t$	$\rho = \frac{A_R}{A_m}$ (%)
<b>MRCG</b>	CFRP	0,48	60	8	230,4	77250	3,82
	GFRP	1,70	400	4	2720		
<b>MRC</b>	CFRP	0,48	60	8	230,4		0,30
<b>MRG</b>	GFRP	1,70	400	4	2720		3,52

$l, t$ : largeur et épaisseur du mur (mm)

### 3.2.3.3. Configurations de renforcement par TRC

Les facultés dissipatives du matériau composite TRC étant sensiblement plus marquées dans le cas de l'emploi du verre (par rapport au carbone), il nous a semblé pertinent de les mettre à profit dans le cadre du renforcement des murs maçonnés. Le choix des seules fibres de verre nous paraît d'autant plus judicieux qu'il permet de valoriser les TRC comme des matériaux à moindre empreinte écologique et problèmes d'hygiène et sécurité (par rapport au composite carbone-époxy).

Dès lors, on comprendra que sans occulter la capacité portante c'est bien la volonté d'augmenter la ductilité des murs renforcés qui a guidé de manière privilégiée nos choix. Dans le premier schéma (nommé MRTRC1), chaque côté des deux faces est renforcé par une seule couche de TRC qui mesure  $1410 \times 200 \text{mm}^2$ . Cependant, dans la deuxième configuration retenue (MRTRC2), l'objectif principal est d'augmenter la capacité dissipative, une bande verticale de renfort au milieu du mur est mise en place, étant entendu que chaque bande contient trois couches de TRC ayant les dimensions de  $1410 \times 200 \text{mm}^2$ . Ces deux schémas sont représentés dans la **Figure 3-10** et les taux de renforcement de ces murs sont donnés dans le **Tableau 3-5**.

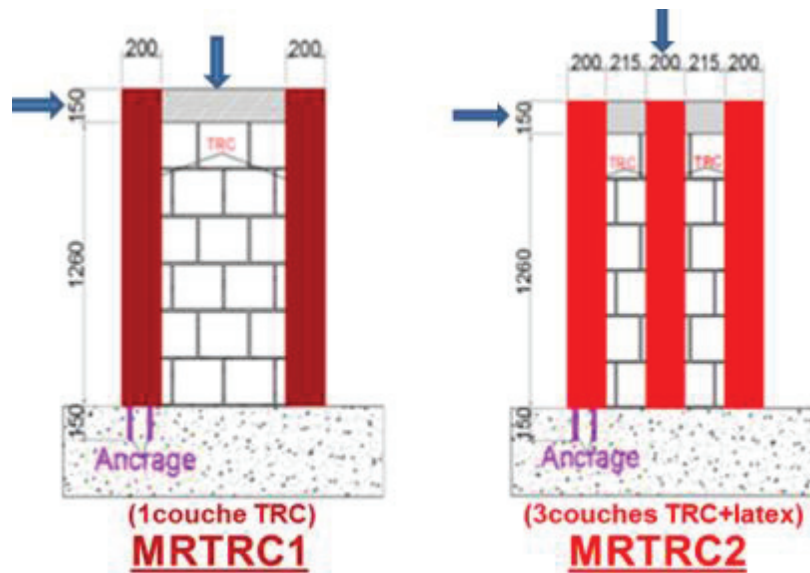


Figure 3-10 : Configurations de renforcement par TRC

Tableau 3-5 : Taux de renforcement des murs renforcés par TRC

Spécimen	Type de renfort	Epaisseur d'une bande, $t_R$ (mm)	Largeur d'une bande, $b_R$ (mm)	Nombre de bandes	Aire de section totale de renfort ( $\text{mm}^2$ ) $A_R = \sum b_R \cdot t_R$	Aire de section totale du mur ( $\text{mm}^2$ ) $A_m = l \cdot t$	$\rho_v = \frac{A_R}{A_m}$ (%)
MRTRC1	TRC	3	200	4	2400	77250	3,31
MRTRC2	TRC	9	200	6	10800	77250	13,98

$l, t$ : largeur et épaisseur du mur (mm)

### 3.2.4. Mise en œuvre des renforts et des ancrages

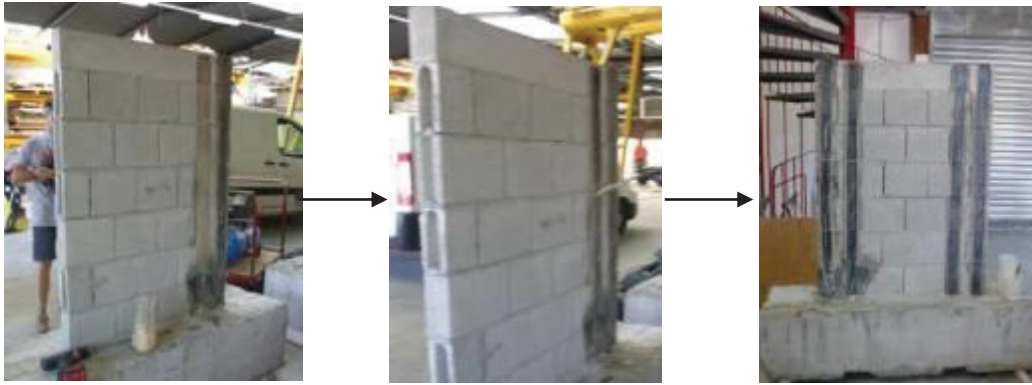
La procédure de mise en œuvre des renforts composites et des ancrages est similaire pour tous les murs renforcés par FRP et par TRC.

#### 3.2.4.1. Mise en œuvre des renforts

##### (a) Renforcement par FRP

La mise en place du renforcement FRP a été réalisée par stratification directe selon les étapes suivantes :

- Préparation des surfaces du mur : avant le collage des composites, les surfaces du mur ont été nettoyées pour homogénéiser le support des renforts et limiter ainsi les défauts d'accrochage.
- Réalisation du collage des tissus composites : le collage est fait par des résines époxy
  - Imprégnation des zones de mur destinées à être renforcées par une couche de résine,
  - Mise en place par plaquage moulage au contact d'une couche de tissu dans les zones préalablement imprégnées,
  - Application d'une deuxième couche de résine afin d'assurer une bonne imprégnation du tissu précédemment mis en place,
  - Pour des murs renforcés par plusieurs couches de renforts, les deux dernières étapes sont répétées autant de fois que nécessaire.



**Figure 3-11 : Procédure de mise en œuvre des renforts composites.**

La **Figure 3-11** vise à illustrer la procédure de mise en œuvre des renforts composites pour tous les murs renforcés par FRP.

**(b) Renforcement par TRC**

La procédure de mise en œuvre du TRC est similaire à celle du FRP avec quelques attentions particulières:

- Application d'une fine couche de mortier (de serrage) destinée à couvrir les irrégularités du support et servir de couche d'imprégnation au renfort textile,
- Mise en place d'une couche de textile par plaquage moulage au contact à l'aide de la truelle en veillant à assurer, autant que faire se peut, une bonne imprégnation du renfort,
- L'opération est reproduite autant de fois que requis.

**3.2.4.2. Mise en œuvre des ancrages**

Comme évoqué plus haut un seul système d'ancrage standard est mis en œuvre.

La **Figure 3-12** illustre les différentes étapes de mise en œuvre des ancrages.



**Figure 3-12 : Procédure de mise en œuvre des ancrages MAPEI**

La procédure de pose, par ailleurs, très soignée, a été conduite de la manière suivante :

- Perçage dans la semelle de fondation en béton armé en bordure immédiate des murs de trous verticaux de profondeur 150 mm et de diamètre 16 mm. Les trous sont centrés sur les bandes de renfort que l'ancrage liera à la fondation dans la semelle de béton armé.
- Nettoyage à l'air comprimé et remplissage des trous percés avec de la résine époxy.
- Introduction des mèches dans « les trous préalablement percés », les fouets sont écartés et collés au mur par le biais d'une spatule en pressant les fibres dans le sens du fil.



### 3.3. Programme d'essais

#### 3.3.1. Dispositifs et procédure d'essais

A l'instar de ce qui a été expliqué plus haut la sollicitation retenue consiste en une flexion composée (compression-cisaillement) quasi-statique et monotone dans le plan du mur. Il va de soi que la qualité des résultats et *a fortiori* les interprétations sont étroitement tributaires de la pertinence du dispositif expérimental, notamment à travers le respect des conditions aux limites (console libre), ainsi que de la finesse de l'instrumentation retenue.

Il convient dès lors de porter une attention particulière aux conditions expérimentales dans leur globalité.

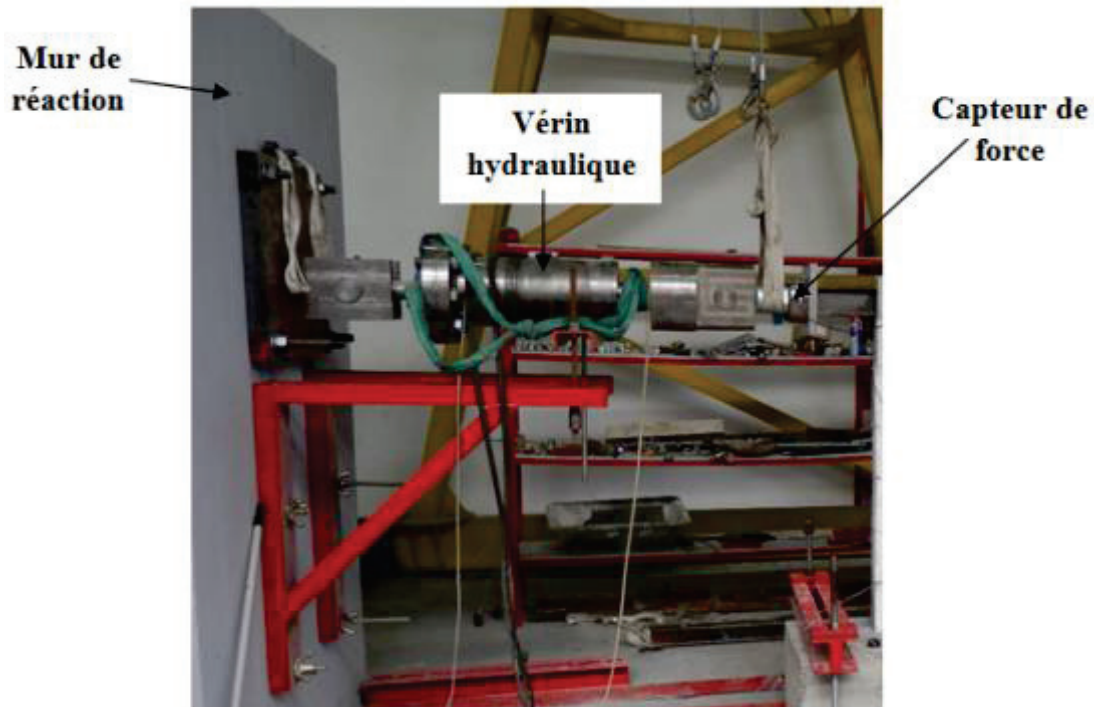
Le chargement vertical (N) est appliqué de manière centrée sur le mur via un vérin hydraulique d'une capacité de 200kN. Ce vérin est associé à un capteur de force positionné sur une plaque métallique très rigide d'une dimension de 100x100x20 mm<sup>3</sup> positionnée sur l'arase du mur. Ces équipements sont tenus par l'intermédiaire d'une traverse métallique reposant sur des tiges ancrées au sol et permettant de moduler l'effort vertical appliqué, **Figure 3-13**. La charge verticale est censée représenter le poids propre. Dans la littérature cette valeur est très variable et dépend notamment de la résistance à la compression de la maçonnerie. Tomazevic [TOM(1997)] a proposé une valeur de 20% de la résistance à la compression pour la maçonnerie en brique confinée; Papanicolaou et al. [PAP(2011)] ont utilisé une large variation de 2,5% à 10% pour des murs rectangulaires et de 10% à 25% pour des murs élancés. Cette valeur est de 11% à 16% dans l'étude de F.da Porto [POR(2008)] pour la maçonnerie armée. Pour une géométrie donnée, l'intensité de cette charge influence les performances globales, notamment l'efficacité des solutions de renforcement. Papanicolaou et al. [PAP(2007)] ont remarqué que les renforcements s'avèrent d'autant moins efficaces que la charge verticale appliquée est élevée. Dans la mesure où nous souhaitons principalement valoriser la contribution maximale de renforts dans les murs de maçonneries renforcées, une valeur assez faible d'environ 6% de la résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie est donc choisie. Elle correspond à une contrainte moyenne de compression de 0,2 MPa (1500 daN). Concrètement l'effort vertical sera très progressivement appliqué jusqu'à atteindre la valeur visée (1500 daN). Cette valeur sera maintenue constante tout au long de l'essai grâce à un pilotage en force du vérin vertical. A ce stade, la charge horizontale sera appliquée de manière quasi-statique monotone assortie d'un pilotage en déplacement (0,015mm/s) à même de permettre la restitution du comportement post-pic. L'application de la charge latérale est stoppée lorsque les murs de maçonnerie présentent une rupture évidente correspondant à une chute sensible de l'effort repris, Tomazevic [TOM(1997)] considérant que la rupture du mur est effective lorsque la chute de l'effort atteint 20%. Ce critère sera donc adopté.



Figure 3-13 : Dispositif de mise en charge verticale

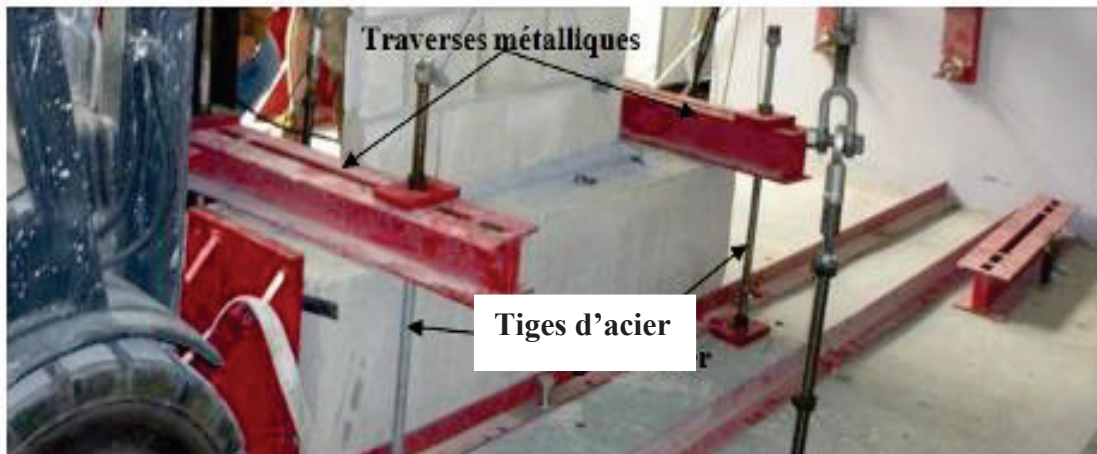


L'effort horizontal ( $V$ ) est appliqué sur la face latérale de l'arase en béton au moyen d'un vérin hydraulique asservi en déplacement de capacité 500 kN. Afin de recueillir l'évolution de cet effort un capteur de force est positionné à l'extrémité du vérin, lequel s'appuie sur un mur à réaction en béton armé en mesure de reprendre un effort de 200 kN. **Figure 3-14.**



**Figure 3-14 : Dispositif de mise en charge horizontale**

Afin de reproduire des conditions aux limites de type encastrement en pied de mur, la semelle en béton armé est fixée à la dalle d'essais et bridée à ses deux extrémités au moyen de traverses métalliques reliées au sol par le biais de tiges dimensionnées à cet effet (**Figure 3-15**).



**Figure 3-15 : Illustration des conditions aux limites en pied de mur**

Enfin, la **Figure 3-16** permet d'avoir une vue globale du dispositif d'essai.



**Figure 3-16 : Banc d'essai**

### 3.3.2. Instrumentations de l'essai

Au-delà des capteurs de force déclinés plus haut par souci de clarté du descriptif du dispositif expérimental, l'instrumentation retenue s'est enrichie de plusieurs capteurs de déplacement ainsi que de jauges de déformations dont il convient désormais de préciser le positionnement et la finalité.

Dans le but de caractériser le comportement global du mur notamment par l'intermédiaire de courbes charge horizontale-déplacement horizontal deux capteurs de déplacement (LVDT  $\pm 100$  mm) ont été disposés en tête (C1) et à mi-hauteur du mur maçonné (C2) (**Figure 3-17**). La validité des conditions aux limites supposées, notamment le non-glissement horizontal de la semelle de fondation, est appréciée au moyen d'un capteur de déplacement (C3) (LVDT  $\pm 100$  mm). En outre, toujours à l'échelle globale, l'ensemble des murs se sont vus instrumentés, sur une seule face, par deux capteurs de déplacement (LVDT  $\pm 10$  mm) disposés le long des diagonales du mur dans le but d'enrichir le recueil de données pour affiner la compréhension du mode de fonctionnement du mur notamment en présence des renforts.

Dans le but d'identifier le comportement des murs à l'échelle locale, des jauges de déformation ( $120 \Omega$ ) sont mises en place sur deux côtés d'une seule face des murs. La géométrie et le niveau de sollicitation verticale (voir plus bas) ayant tendance à induire un comportement du mur maçonné témoin de type console en flexion, toutes les jauges ont été positionnées verticalement. Toutefois, il importe de noter que si l'instrumentation des murs renforcés est très semblable elle n'en demeure pas moins ajustée aux particularités de la configuration de renforcement et à la nature du renfort. La **Figure 3-17** précise schématiquement le positionnement de la totalité des jauges mises en œuvre.

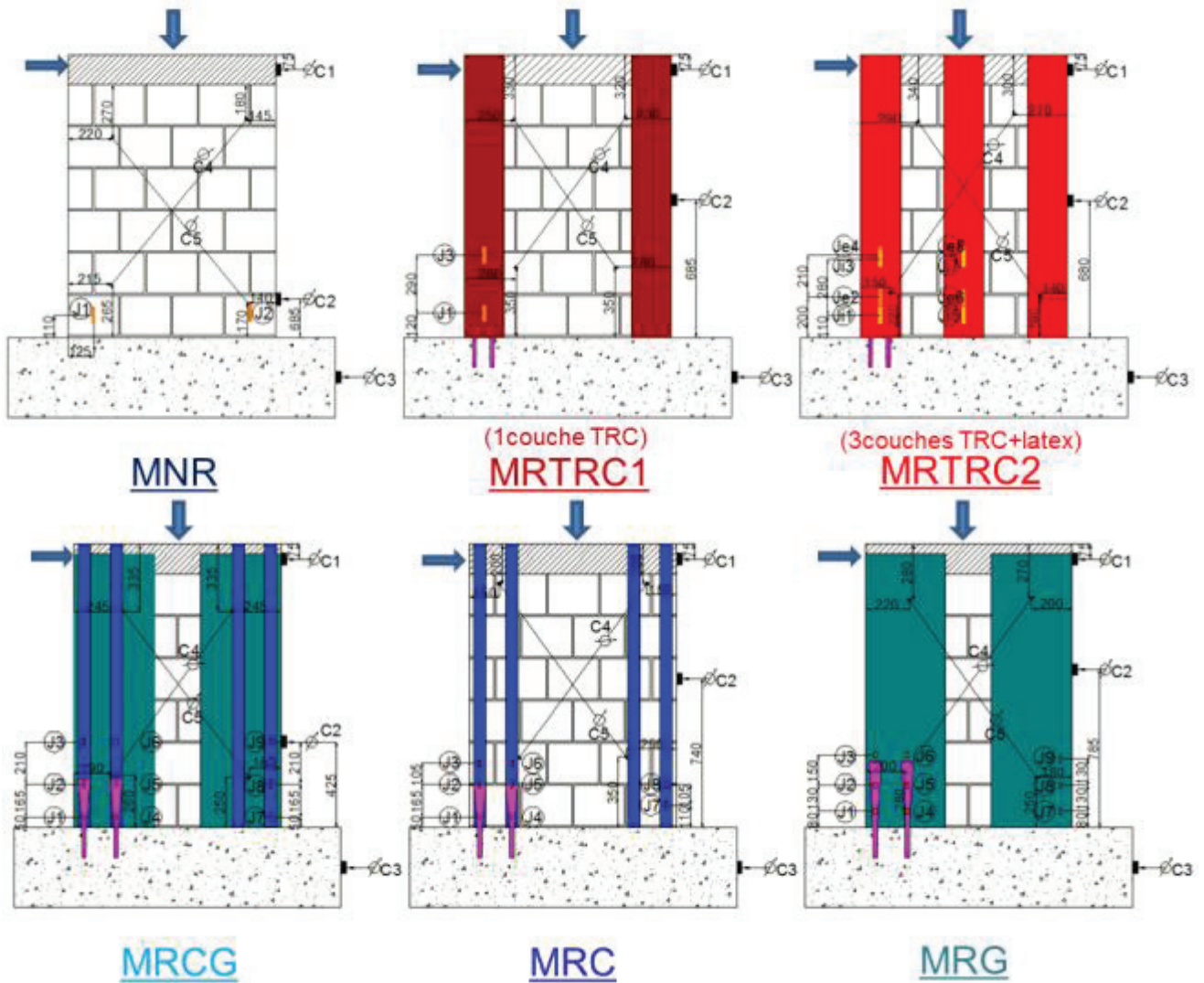


Figure 3-17 : Positions des jauges et des capteurs des différents murs

### 3.4. Résultats et discussions

#### 3.4.1. Comportement global

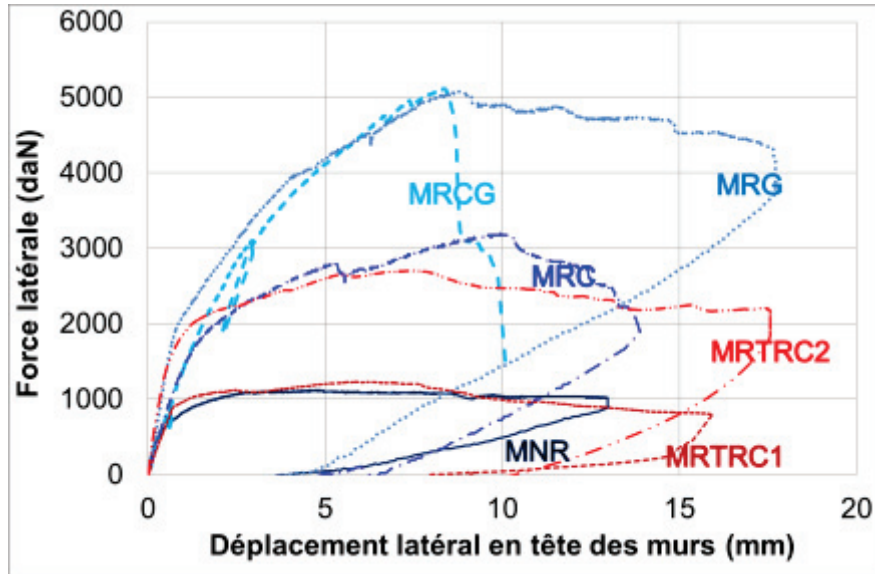
Eu égard au nombre de tiges d'acier mises en place ainsi qu'à l'importance de leur rigidité axiale et aux conditions de serrage, sans omettre la rigidité flexionnelle des traverses de fixation, il est tout à fait raisonnable de considérer l'absence, ou du moins le caractère négligeable, du soulèvement. Enfin, concernant le glissement de la semelle évalué au moyen du capteur de déplacement C3, les résultats obtenus sur l'ensemble des corps d'épreuve testés tendent à montrer que ce dernier est nul. Dès lors, les courbes charge-déplacement horizontal en tête du mur établies sont à considérer sans réserve vis-à-vis des conditions aux limites.

L'ensemble des murs présente un comportement non-linéaire. Chacune des courbes se caractérise par une première phase linéaire d'étendue variable bien que les rigidités soient très voisines. Au terme de cette première phase associée à la préservation de l'intégrité des murs à l'échelle macroscopique, s'amorce une phase non linéaire à l'allure dissemblable. Cette phase n'est pas identique et dépend du type de renfort et peut être mise en rapport avec l'endommagement d'un ou plusieurs matériaux constitutifs de la maçonnerie, du renfort voire de l'interface (ou interphase) renfort/bloc (renfort/joint de mortier).

Il apparaît clairement que l'apport du renfort est manifeste en termes de capacité portante et aussi de rigidité de la deuxième phase (ou bien deuxième pente) bien que conditionné par la nature du



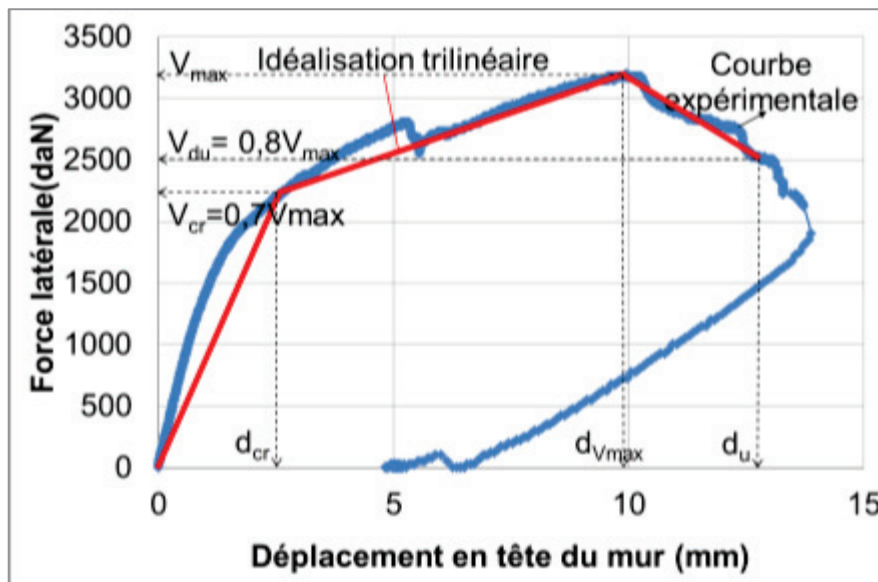
renfort et le type de configuration. De même, les capacités dissipatives se révèlent globalement accrues à des degrés divers qu'il convient d'apprécier et quantifier. On ne manquera pas de constater que seul le comportement du mur MRCG est plutôt fragile (du fait d'une rupture brutale et prématurée) **Figure 3-18**.



**Figure 3-18 : Courbes de force- déplacement latéral en tête des murs**

Afin d'analyser les performances globales de ces murs sur la base d'indicateurs judicieux et objectifs, les courbes caractérisant le comportement des différents corps d'épreuve testés seront idéalisées en s'appuyant sur le diagramme tri-linéaire proposé par [TOM(1997)]- **Figure 3-19**, qui s'avère être plus réaliste, étant donné le comportement observé, que le diagramme bilinéaire proposé par [MAG(1997)].

Ces courbes idéalisées ne seront utilisées que pour le calcul des indicateurs et les courbes expérimentales restent la référence en termes de résultats d'essais (**Figure 3-19**).



**Figure 3-19 : Diagramme idéalisé tri-linéaire**

Les limites des trois phases du diagramme trilineaire constituent les seuils caractérisant le comportement des murs qu'il nous appartiendra de confronter. Aussi, l'énergie déterminée sur la base des diagrammes trilineaires permettra d'apprécier l'adéquation des solutions de renforcement avec les besoins dissipatifs dans le cas des séismes. La première phase, dite élastique, prend fin à la

charge latérale  $V_{cr}$  et au déplacement  $d_{cr}$  qui sont associés à la formation de la première fissure importante à l'origine d'un changement de raideur initiale ([CAP(2011)]).

Cette valeur est déterminée conventionnellement (bien que de manière discutable, ce qui nous amènera à faire l'économie de son emploi eu égard à son caractère trompeur dans le cas des résultats de la présente étude) car le comportement de la maçonnerie est fortement non-linéaire ; Selon l'étude du Tomazevic (1997)  $V_{cr}$  est égale à 70% de la résistance maximale  $V_{max}$ . La deuxième phase s'étend jusqu'à la résistance maximale  $V_{max}$  et le déplacement  $d_{V_{max}}$ . Enfin, la phase ultime ( $V_{du}$ ) est caractérisée par la charge ultime égale à 80% de la résistance maximale et le déplacement maximal ( $d_u$ ) correspondant à la branche de dégradation. Toutes les courbes expérimentales qui sont idéalisées conformément à cette méthode sont représentées dans la **Figure 3-20**.

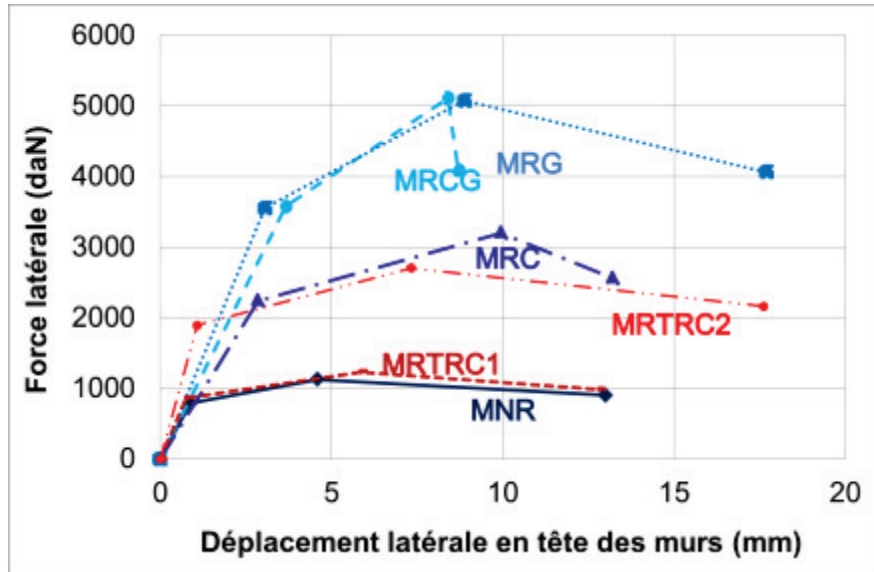


Figure 3-20 : Courbes idéalisées tri-linéaires

A partir de ces diagrammes tri-linéaires, les paramètres de performances globales sont calculés et résumés dans le **Tableau 3-6**.

Tableau 3-6 : Résumé des paramètres associés à l'idéalisation trilineaire

Murs	Types de renfort	Idéalisation trilineaire								
		$V_{cr} = (70\% V_{max})$ (kN)	$d_{cr}$ (mm)	$V_{max}$ (kN)	$d_{V_{max}}$ (mm)	$V_u = (80\% V_{max})$ (kN)	$d_u$ (mm)	$K_{el}$ (kN/mm)	$\mu = d_u/d_{cr}$	$E_{diss}$ (kN·mm)
MNR	-	7,88	0,88	11,25	4,59	9,00	12,98	8,97	14,78	123,90
MRCG	CFRP +GFRP	35,79	3,66	51,13	8,39	40,90	8,70	9,78	2,38	285,30
MRC	CFRP	22,40	2,50	32,00	9,94	25,60	13,20	8,96	5,28	324,26
MRG	GFRP	35,53	3,06	50,75	8,89	40,60	17,70	11,61	5,78	708,24
MRTRC1	TRC	8,61	0,75	12,30	5,85	9,84	12,80	11,48	17,07	133,49
MRTRC2	TRC	18,92	1,07	27,03	7,32	21,62	17,60	17,68	16,45	403,80

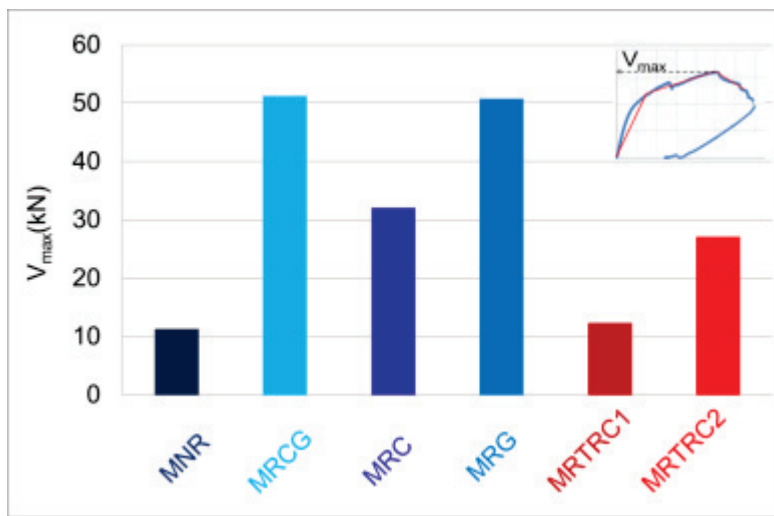
$K_{el}$ ,  $\mu_u$  et  $E_{diss}$  sont respectivement la rigidité initiale (la pente de la première phase « dite » élastique), la ductilité et l'énergie de dissipation. Ce dernier paramètre représente à la fois la

résistance ainsi que la capacité de déformation, en effet il est déterminé comme l'aire de la surface du diagramme idéalisé trilineaire de charge-déplacement et donné par l'équation :

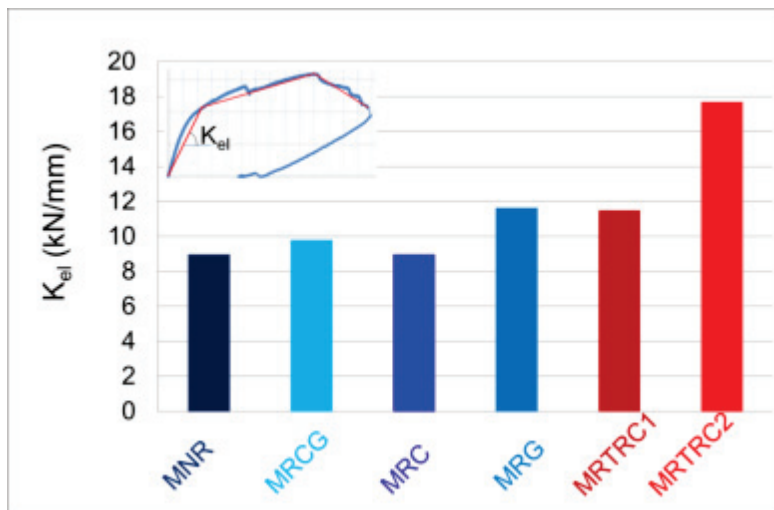
$$E_{diss} = \frac{1}{2} [d_{cr} \cdot V_{cr} + (d_{Vmax} - d_{cr})(V_{max} + V_{cr}) + (d_u - d_{Vmax})(V_{max} + V_{du})] \quad (3.1)$$

Cependant pour la ductilité, capacité de déformation inélastique qui est un paramètre important dans la conception sismique, est généralement déterminée comme le ratio du déplacement ultime ( $d_u$ ) sur le déplacement élastique ( $d_{cr}$ ). Ce concept a été utilisé dans plusieurs études, (par ex. Gouveia et Lourenço [GOU(2007)] ; Capozucca [CAP(2011)] ; Mahmood et Ingham [MAH(2011)] ; Marcari et al. [MAR(2007)]).

A partir de ces résultats, on peut constater que les renforts, indépendamment de leur nature (FRP et TRC) permettent d'accroître de manière importante la capacité portante du mur de 140% (MRTRC2) à 350%(MRCG). On notera toutefois l'exception notable relative au mur MTRC1 qui voit ses performances ultimes peu affectées par le renfort dont on peut penser que le taux de renforcement est insuffisant à cet égard (une seule couche de textile).

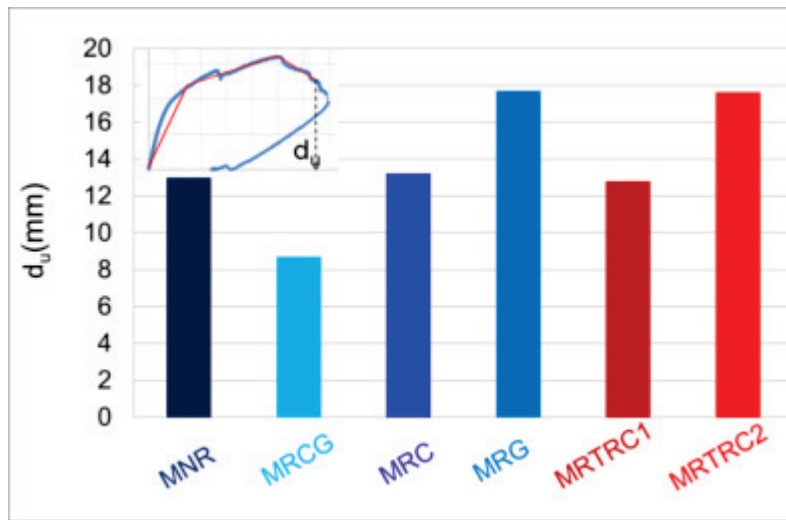


(a)

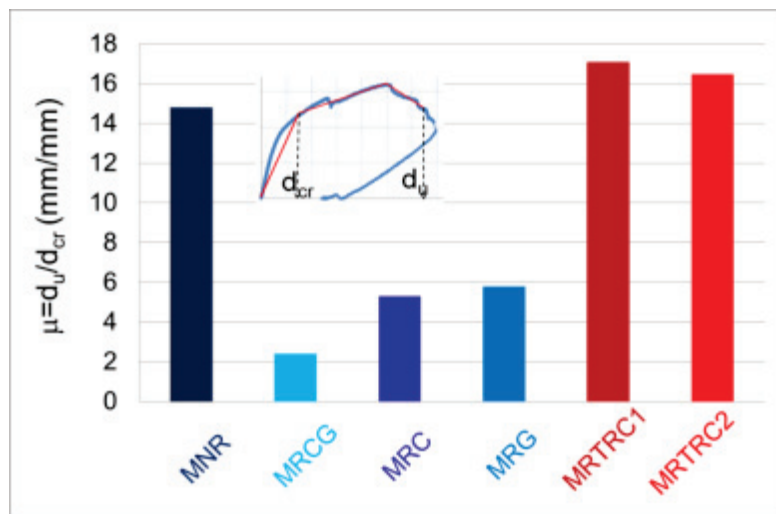


(b)

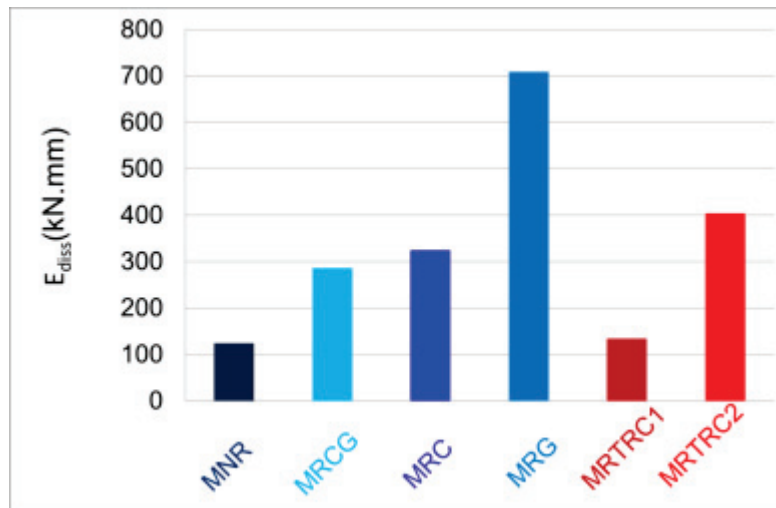




(c)



(d)



(e)

Figure 3-21 : Diagrammes comparatifs des différents indicateurs (a-résistance, b-rigidité, c-déplacement ultime, d-ductilité, e-énergie de dissipation)

Aussi, constate-t-on un faible impact des renforts sur la rigidité initiale. Ce constat peut trouver son origine dans la faible épaisseur des renforts notamment dans le cas des FRP et dans une moindre mesure dans celle du TRC. Toutefois, si la pente initiale est quasiment inchangée il n'en est rien de l'étendue de la zone linéaire qui est subordonnée à la nature et à la configuration de renforcement adoptées. En effet, si l'on s'en tient aux résultats expérimentaux (l'indicateur  $V_{cr}$  nous semblant peu pertinent en tout cas inadapté aux résultats obtenus dans le cas d'espèce déclinés sous forme de graphiques charge horizontale-déplacement latéral du mur), globalement, la dégradation macroscopique du mur est retardée hormis dans le cas du mur MRTRC1 dont le taux de renforcement en TRC est faible.

En première approche, il est loisible d'imputer l'augmentation sensible constatée à la faculté que possède le renfort (essentiellement lorsque sa rigidité axiale est suffisante) à ponter les microfissures ou fissures naissant dans le mur via un transfert de charge convenable.

En outre, il est important de relever que le déplacement ultime est *a minima* (hormis le mur MRCG) préservé comparativement au mur témoin ce qui souligne l'intérêt des solutions retenues et consolide *a priori* l'utilité de l'emploi des ancrages entre la fondation et le mur.

Dans le même registre deux murs renforcés (MRTRC2 et MRG) affichent une augmentation très sensible de la capacité de déplacement ultime de l'ordre de 36%. Partant du principe vraisemblable que les murs sont sollicités de manière non négligeable en flexion, induisant ainsi un effort normal de traction dans les renforts, la faculté de déplacement ultime des murs est, entre autres facteurs, certainement conditionnée, par la rigidité axiale de ces derniers (les renforts) ce qui est de nature à expliquer, au moins partiellement, l'accroissement de rigidité.

Le cas particulier où une diminution du déplacement ultime est observée (mur MRCG) est singulier. Il importe de l'étudier à travers le mode de rupture identifié impliquant les ancrages (voir plus bas). Aussi, la ductilité traduite par le rapport entre le déplacement dit ultime et le déplacement dit élastique ( $\mu = d_u/d_{cr}$ ) représente-t-elle un indicateur d'autant plus judicieux à évaluer que la finalité applicative, dont la présente étude constitue le premier jalon, vise le renforcement vis-à-vis de l'aléa sismique. En effet l'emploi des TRC permet d'avoir le même niveau de ductilité que les éléments non renforcés, contrairement au renforcement par FRP qui voit augmenter de façon importante leur résistance mais dans une moindre proportion leur ductilité.

Bien que la valeur  $d_{cr}$  (au même titre que  $V_{cr}$ ) ne reflète qu'approximativement la réalité physique du comportement des murs, il semble utile d'y avoir recours pour l'évaluation de la ductilité. Pour autant, il s'agira plus précisément d'identifier des tendances réalistes que de tenter de quantifier précisément des indicateurs qu'il convient d'affiner à cet effet.

En effet, on peut constater que globalement les murs renforcés par TRC affichent une ductilité supérieure à celles des murs munis de FRP. Cet état de fait peut être mis en rapport avec la faculté que possèdent, contrairement aux FRP, les composites textile-mortier (TRC) à se fissurer et à s'« adapter » à la déformée du mur et potentiellement « absorber » un endommagement, par ailleurs contrôlé, du mur.

Il va sans dire que l'ensemble des hypothèses requiert un ancrage expérimental plus important pour être validées, pour autant, certaines des pistes avancées seront évaluées à la lumière de l'exploitation des données disponibles, notamment à l'échelle locale.

Enfin, l'énergie de dissipation ( $E_{diss}$ ) nous permettra de positionner, ne serait-ce qu'en termes d'ordres de grandeur, les potentialités des renforts au regard du mur témoin. Il apparaît très clairement que pour les solutions retenues, qu'il s'agisse du TRC (hormis le mur à très faible taux de renfort MRTRC1) ou du FRP, les résultats sont éloquentes dans la mesure où il est possible de viser des augmentations de l'ordre de 200% à 500%.

En conclusion quant à l'efficacité des composites FRP et TRC sur les performances globales, l'analyse précitée nous permet d'avancer que :

- Les renforts, indépendamment de leur nature et des configurations retenues (sous réserve que le taux de renfort soit suffisant), permettent l’extension du domaine de l’intégrité macroscopique des murs.
- Les renforts TRC présentent des performances plus nuancées que les FRP en termes de capacité portante mais permettent d’augmenter substantiellement la ductilité,
- Les TRC et GFRP semblent plus appropriés que les CFRP en termes de déplacement à la rupture,
- Un faible taux de renforcement en TRC n’impacte que de façon marginale les performances globales,
- L’effet des ancrages est globalement satisfaisant.

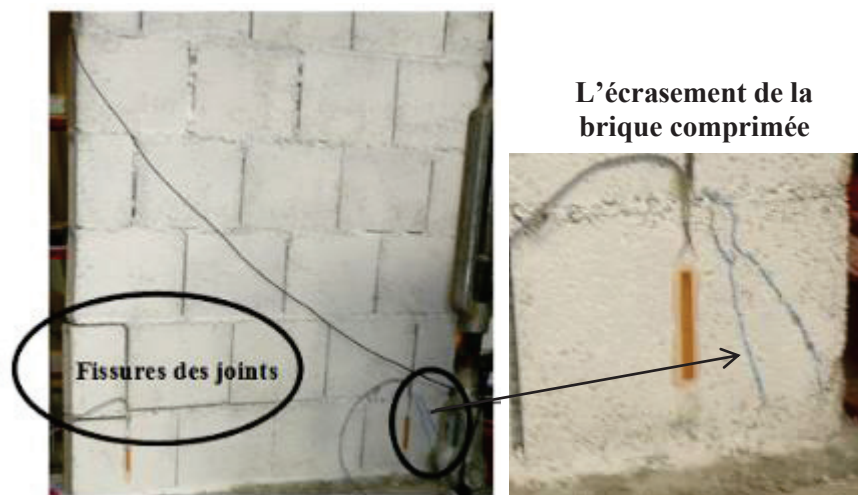
Afin de gagner en compréhension, il importe de mettre en rapport les résultats performantiels déclinés plus haut avec les modes de rupture observés, les mécanismes et les cinématiques d’endommagement constatés, le tout couplé à une analyse à l’échelle locale. C’est l’objet de la suite de ce chapitre.

### 3.4.2. Modes de rupture

Ce volet a vocation à mettre en lumière les modes de rupture des murs selon la nature et la configuration des renforts de sorte à nous éclairer quant à l’apport des renforts sur le fonctionnement global des murs ainsi que sur les mécanismes de dégradation afférents.

#### 3.4.2.1. Mur non-renforcé

La rupture observée de ce mur non-renforcé (**Figure 3-22**) est de type flexion caractérisée par la combinaison entre la défaillance en traction des joints horizontaux en partie gauche (côté de l’application de la charge horizontale) et l’écrasement de la brique inférieure comprimée (côté droit). Ce constat conforte l’hypothèse d’un comportement en console du mur.



**Figure 3-22 : Rupture de type flexion du mur non-renforcé**

Pour mieux appréhender le processus de dégradation, il convient d’évoquer, sur la base du seul constat visuel, l’évolution des zones d’endommagement. En premier lieu c’est le joint horizontal (côté gauche) qui périclète probablement par dépassement de sa résistance à la traction (du fait de l’espacement évolutif des lèvres de la fissure ainsi créée). Si la rupture du premier joint (à partir du bas) peut trouver son origine dans le caractère aléatoire de la rupture (à gauche), il n’est pas exclu que l’amplitude de la contrainte de cisaillement (couplée à la traction) en partie basse soit une source d’explication raisonnable à la localisation de l’amorce de l’endommagement. La fissuration se prolonge dès lors au deuxième lit alors même que l’ouverture de fissure croît à vue d’œil avec

l'augmentation de la charge horizontale. A ce stade, le mur a tendance à subir une rotation autour du coin inférieur droit induisant ainsi une propagation horizontale des fissures (accessoirement des joints verticaux reliant le premier et le deuxième lit sont endommagés) sur les deux lits et générant une compression croissante ayant pour conséquence la dégradation du coin inférieur droit sous l'effet d'un état de contrainte complexe se traduisant par des écrasement localisés couplés à des lézardes à 45° approximativement. **Figure 3-22**

Il convient de souligner que c'est l'observation fine de ce mode de rupture qui a justifié le recours aux configurations de renforcement retenues dans le cadre de la présente étude.

Il s'agit donc plus précisément de contrecarrer, ou du moins de différer, l'endommagement des joints horizontaux principalement tendus via des bandes verticales aux extrémités des murs (zones appelées à être le siège principal de la sollicitation de traction dans le cas d'une stimulation de type cyclique telle que les séismes).

Par ailleurs, le choix de largeurs importantes (voire de bandes centrales) s'explique par la volonté de couvrir une surface plus importante de pontage de fissure tout en veillant à préserver des zones de localisation de l'endommagement, sources potentielles, et bénéfiques, de dissipation d'énergie.

Il va de soi que la bonne tenue des ancrages est de nature à conditionner dans une large mesure le comportement des murs qu'il s'agisse de leur capacité portante ou de leur faculté à dissiper de l'énergie.

#### 3.4.2.2. Murs renforcés par FRP

Les modes de rupture des murs renforcés par FRP sont présentés sur la **Figure 3-23**. Il convient, en premier lieu de noter qu'ils ne sont pas identiques et dépendent, entre autres facteurs, du schéma de renforcement adopté. Le cisaillement des murs semble être prédominant avec pour conséquence des faciès de rupture dissemblables auxquels il est primordial d'adjoindre l'incidence du caractère fragile ou progressif de l'endommagement lequel n'est pas sans effet sur les facultés dissipatives des murs.

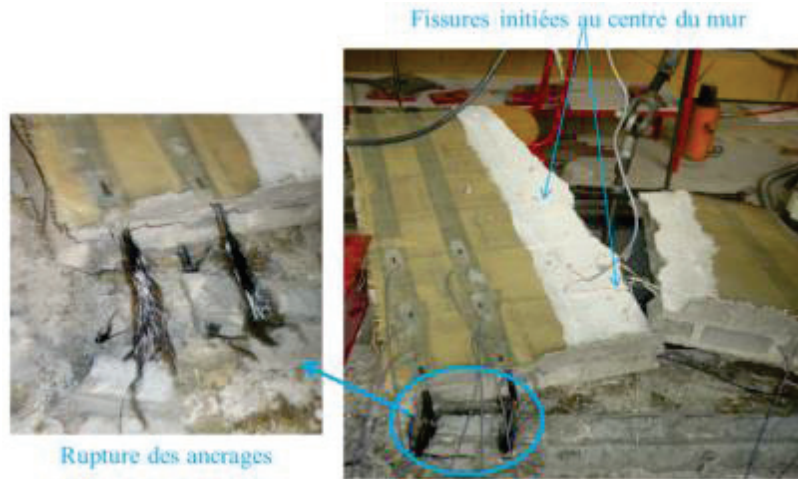
La principale singularité des observations tient à la rupture brutale du mur MRCG qui trouve son explication dans la défaillance prématurée des ancrages, tendus, en partie gauche (côté de l'application de la charge). Il n'est pas anecdotique de souligner que ce mur a fait l'objet d'un renforcement sur une surface importante dans laquelle furent couplés des textiles de verre à ceux de carbone conduisant à une rigidification très sensible (comparativement au mur témoin mais aussi aux autres corps d'épreuve) avec pour potentielle conséquence le comportement **en corps rigide** de nature à induire un cisaillement important en pied du mur qui pourrait expliquer, ne serait que partiellement, le mode de rupture observé.

Dès lors, si l'intérêt du recours aux ancrages est manifeste en termes de capacité portante, ce n'est pas systématiquement le cas au regard des plus faibles capacités dissipatives du MRCG liées à la rupture des ancrages. Ainsi, l'emploi d'ancrages ne peut être découplé de la rigidité du mur renforcé (surface et nature du matériau).

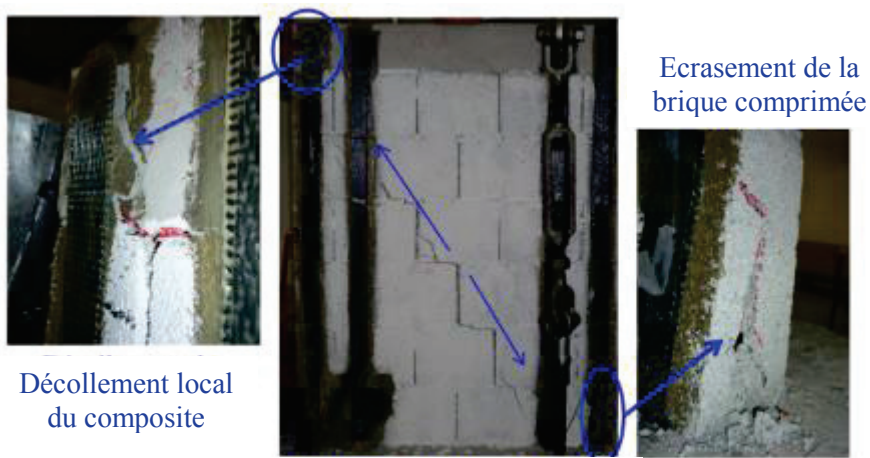
Les deux autres murs renforcés par FRP ne sont pas affectés par la rupture brutale ou la défaillance des ancrages et voient leur processus d'endommagement évoluer de manière semblable.

La rupture de ces murs est caractérisée par le couplage du cisaillement et de la flexion. Elle se traduit par un cisaillement de la maçonnerie qui prend la forme de fissures s'initiant au centre du mur (zone non renforcée) et se propageant le long de la diagonale dite comprimée (très caractéristique de l'endommagement par cisaillement), voire le long de la frontière de la zone non-renforcée (principalement dans le mur MRG) reflétant ainsi la capacité des renforts, au-delà du pontage des fissures, à infléchir le cheminement des fissures.





***(a)- Brusque rupture du mur MRCG à cause de la rupture des ancrages***



Fissures se propageant le long de la diagonale comprimée

***(b)- Rupture par cisaillement- flexion du mur MRC***



Fissures se propageant le long de frontière de la zone non-renforcée

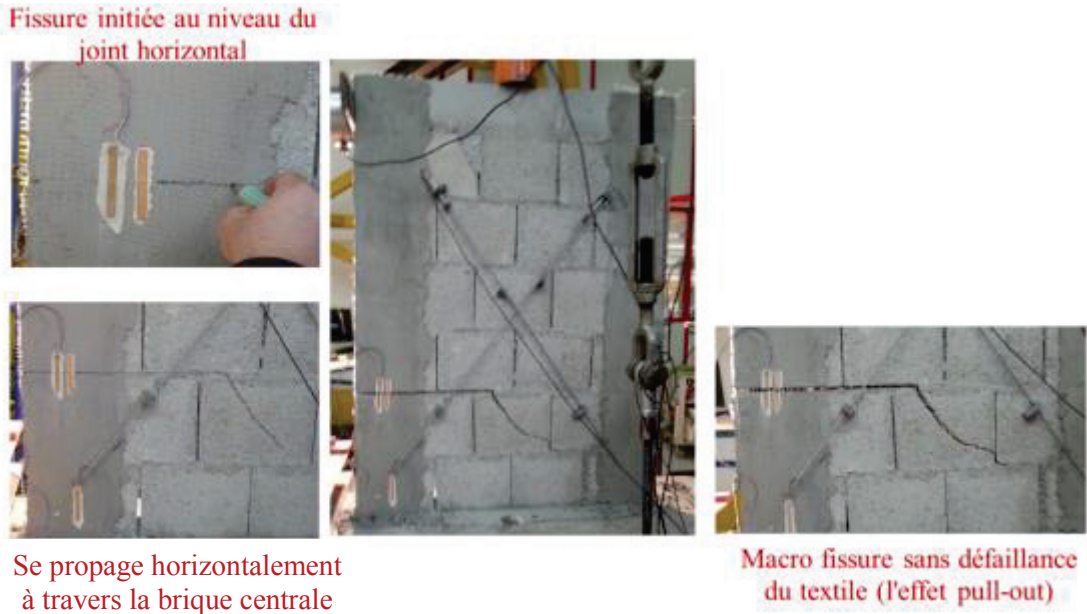
***(c)- Rupture par cisaillement- flexion du mur MRG***

**Figure 3-23 : Modes de rupture et mécanismes de rupture des murs renforcés par FRP**

Toutefois, la rupture (dégradation très marquée) semble se produire lors de l'écrasement du coin inférieur droit (associé dans le cas du mur sollicité dans une large part par de la compression) et qui périclité par le fendage du bloc extrême. A l'identique de ce qui est constaté dans le cas du mur témoin et qui renvoie dès lors à un comportement en flexion, **Figure 3-23** (b) et (c).

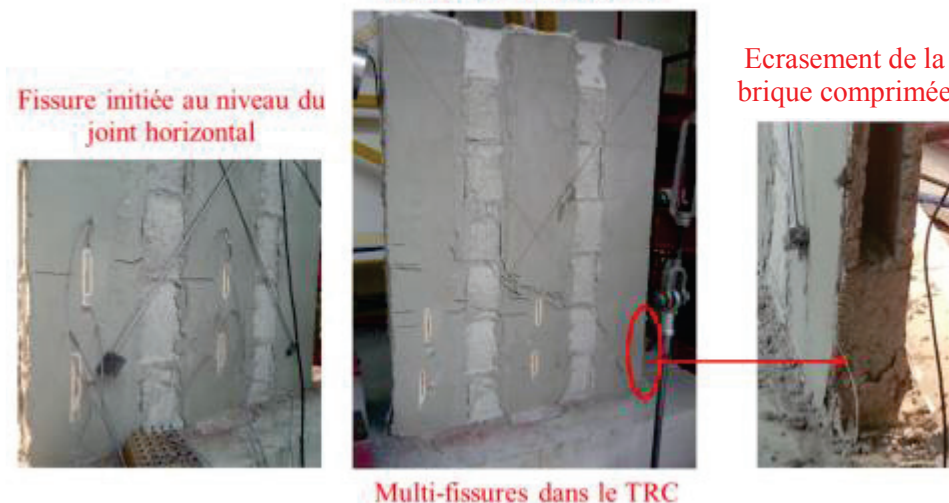
### 3.4.2.3. Murs renforcés par TRC

Comme constaté précédemment dans le cas des murs renforcés par FRP l'adjonction de TRC modifie le mode de rupture. Ainsi, les défaillances observées sont de type combiné flexion-cisaillement, **Figure 3-24**. Les deux configurations de renforcement voient des fissures se produire en partie basse (à gauche du côté de la charge appliquée) et donc dans le renfort (contrairement aux FRP) au niveau du joint horizontal.



**(a)- Rupture de type flexion- cisaillement du mur MRTRC1**

Fissures qui se propagent horizontalement et se multiplient verticalement



**(b)- Rupture de type flexion- cisaillement du mur MRTRC2**

**Figure 3-24 : Modes de rupture et mécanismes de rupture des murs renforcés par TRC**

Dans le cas du mur MRTRC1 (faible taux de renforcement et faible surface de mise en œuvre) les fissures se propagent le long du joint horizontal et traversent le bloc central via une fissure inclinée



qui suggère une sollicitation de cisaillement. A l'état limite ultime, on a observé une macrofissure, très net reflet de l'endommagement du mortier du TRC, sans pour autant induire la défaillance du textile communément tenu dans la littérature scientifique pour un endommagement de type peeling-off (Banholzer [BAN(2004)]) (**Figure 3-24 a**).

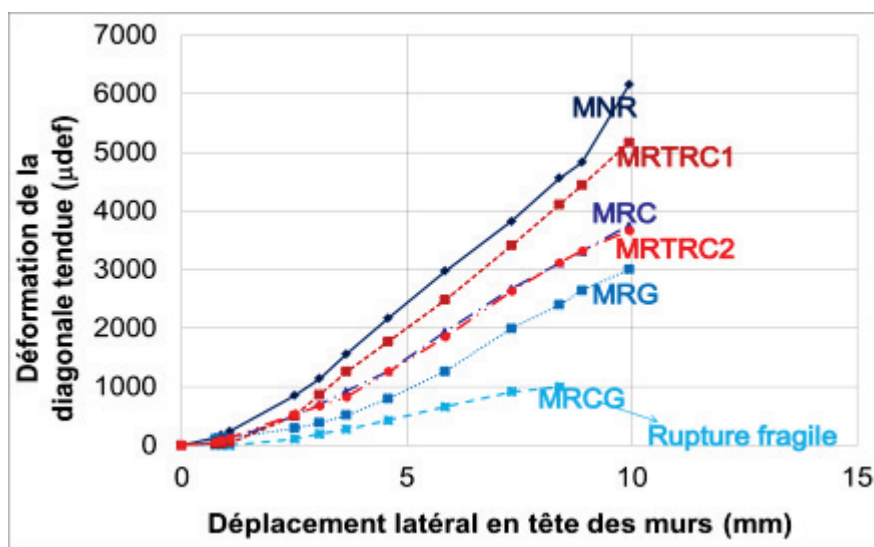
Dans le cas du mur MRTRC2 (renforcé par trois couches de TRC sur une surface plus importante) le processus d'endommagement et de rupture est différent. Les fissures se propagent horizontalement et se multiplient sur la hauteur des bandes. Finalement, l'apparition des multifissures contribue, au-delà de ce qui est observé sur le mur, à l'endommagement global du corps d'épreuve. Il convient de noter que jusqu'à la rupture, qui se produit *in fine* par épuisement de la résistance en compression du coin inférieur droit, l'ouverture unitaire de fissure (sans avoir été mesurée) reste modérée, **Figure 3-24b**.

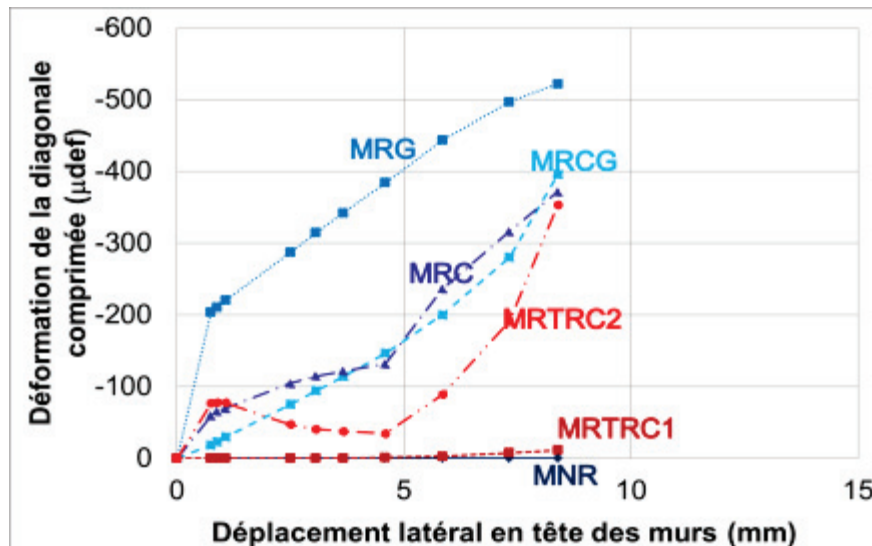
A la lumière des résultats obtenus, il importe de souligner que:

- les renforts modifient le mode de rupture observé passant de flexion à une combinaison de cisaillement-flexion hormis dans le cas du mur (MRGC)
- les ancrages peuvent être tenus pour utiles et performants mais leur emploi ne peut être découplé, à ce stade, de la rigidité globale du mur (nature et surface de renforcement) sous peine de leur défaillance prématurée et brutale
- les mécanismes dissipatifs sont améliorés et concentrés dans le cas de l'ensemble indépendamment de la nature ou de la configuration retenues. Néanmoins, ils sont adjoints à un processus de dissipation contrôlée à même le renfort dans le cas du TRC et une dissipation incontrôlée dans le cas du décollement des FRP
- la capacité dissipative du mur est bornée par les performances, principalement en compression, de la partie extrême en compression sur laquelle le renfort est quasiment sans effet. Dès lors, l'implication risque d'être sensible dans le cas de sollicitations sismiques.

### 3.4.3. Déformation des deux diagonales

Cette partie vise à compléter l'analyse du comportement à l'échelle globale en se référant aux déformations mesurées le long des deux diagonales par le biais des deux capteurs de déplacement LVDT C4 et C5.





**Figure 3-25 : Déformation des deux diagonales tendue et comprimée en fonction des déplacements en tête des murs**

Il convient de dissocier les résultats obtenus, exprimés sous la forme de graphiques déformation de la diagonale-déplacement latéral en tête du mur, sur la diagonale tendue de ceux provenant de la diagonale comprimée d'une part du fait que les ordres de grandeurs sont différents et que les évolutions ne sont pas semblables (**Figure 3-25**).

S'agissant de la diagonale tendue, les graphiques tracés permettent de mettre en lumière une réduction très sensible de la déformation (comparativement au mur témoin **Figure 3-25**) dont l'amplitude est étroitement tributaire à la fois de la nature du renfort et de la configuration retenues. L'évolution de la déformation de la diagonale est par ailleurs globalement quasi-linéaire jusqu'à la rupture des corps d'épreuve. Faute d'un nombre de corps d'épreuve plus important, il importe de se montrer prudent quant aux tendances mises en lumière. En effet, sur la base des résultats obtenus, il semble que pour un même déplacement horizontal imposé, la déformation de traction est réduite grâce à l'effet du renforcement et ce, plus particulièrement dans le cas du renforcement mixte en FRP à base de fibres de carbone et de verre. Quel que soit le renfort, cette efficacité est notable par rapport au mur de référence.

Par contre, la très faible déformation (traction) constatée sur le mur MRGC est de nature à conforter l'hypothèse du comportement rigide du mur ayant pour effet de mettre à contribution le cisaillement des ancrages dans une proportion excédant leur résistance.

Pour ce qui est de la diagonale comprimée, les résultats sont moins tranchés et il est possible de conclure que les renforts externes collés n'ont pas ou peu d'influence sur la compression.

#### 3.4.4. Déflexion latérale

Comme expliqué dans la **section 3.3.1**, tous les murs sont testés sous essais de compression-cisaillement avec les conditions aux limites de type encastrée-libre (console). Dans le but de vérifier le comportement de type flexion console, la déflexion des murs testés sera tracée (grâce à trois capteurs placés sur la face latérale le long de la hauteur du mur) et analysée selon trois états limites du diagramme tri-linéaire (**Figure 3-26**) sur la base d'une mesure globale et de trois capteurs de déplacements latéraux dont les positions sont présentées sur la **Figure 3-17**. L'analyse de ces courbes met en évidence, quelle que soit la phase de chargement considérée, un comportement d'ensemble de flexion. En effet, les déplacements au centre sont continus sans aucune forme de glissement. Par contre la linéarité du déplacement s'explique par l'ouverture d'une fissure principale qui conduit à une rotation du mur autour de cette fissure.

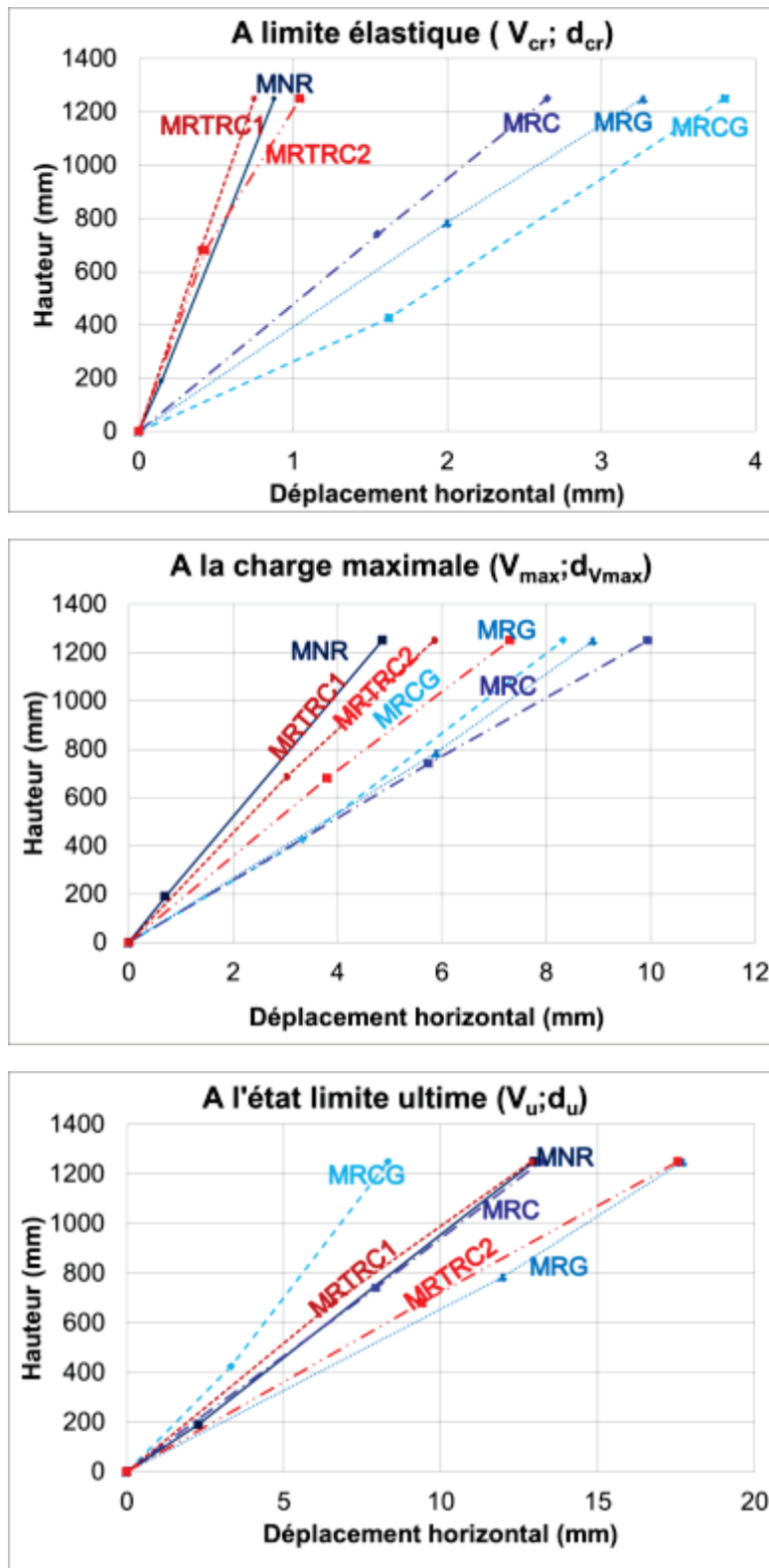


Figure 3-26 : Déflexion latérale des murs selon trois états limites

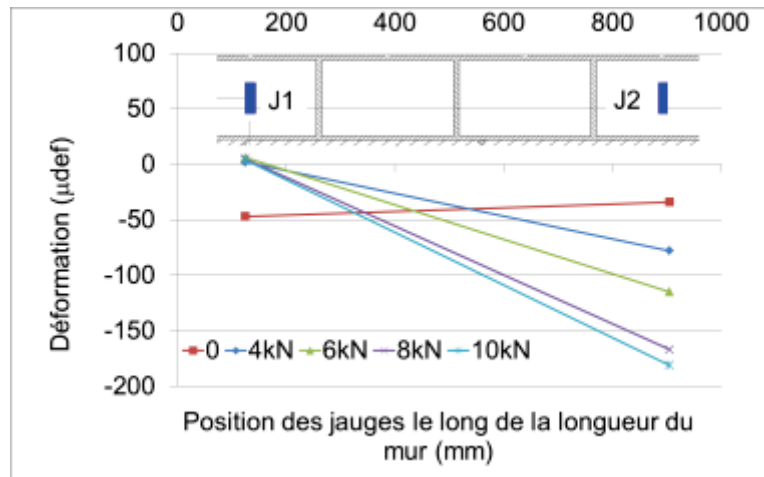
### 3.4.5. Comportement local

Après avoir analysé l'efficacité des renforts sur le comportement global et sur les modes de rupture, nous allons analyser dans cette partie l'évolution de la déformation locale pour tenter de mieux appréhender la contribution des renforts.

### 3.4.5.1. Mur non renforcé

La **Figure 3-27** montre l'évolution des déformations des briques de deux côtés du mur (sur la même face), enregistrées par les deux jauges J1 et J2, selon différents niveaux de charge appliquée.

Initialement, les deux briques sont comprimées sous l'effet de la charge normale. Lorsqu'on augmente la charge latérale, le bloc du côté comprimé continue à être soumis à des efforts de compression jusqu'à la rupture, tandis que le bloc du côté de la charge est soumis localement à peu de déformation (déformation positive). Toutefois, cette déformation reste constante à partir d'une charge latérale égale à 4kN correspondant à la charge d'apparition de la première fissure du joint horizontal sous l'effort de traction. Ces résultats montrent la faible résistance à la traction du joint de mortier dans la maçonnerie.



**Figure 3-27 : Evolution des déformations des briques de deux côtés du mur non- renforcé**

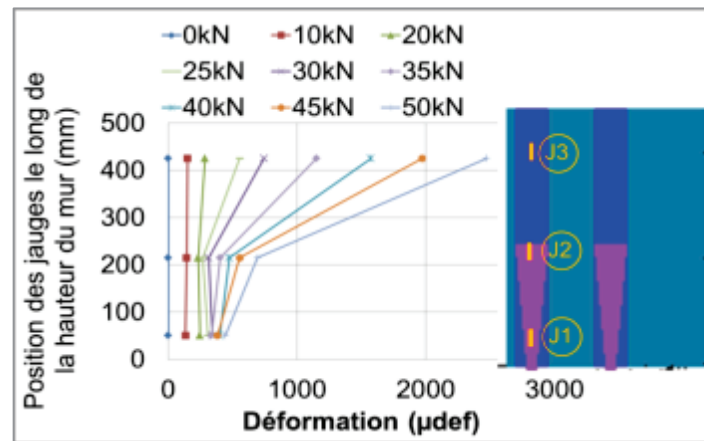
### 3.4.5.2. Murs renforcés par FRP

Il faut rappeler qu'il y a neuf jauges de déformation : horizontalement, ces jauges sont réparties selon trois colonnes par alignement au droit des bandes de renfort ; verticalement, elles sont échelonnées selon trois différentes lignes dont la position diffère selon les murs testés – les graphiques de la **Figure 3-17** permettent notamment de visualiser dans chaque cas si les jauges sont collées au droit de joints horizontaux de mortier ou au droit de briques.

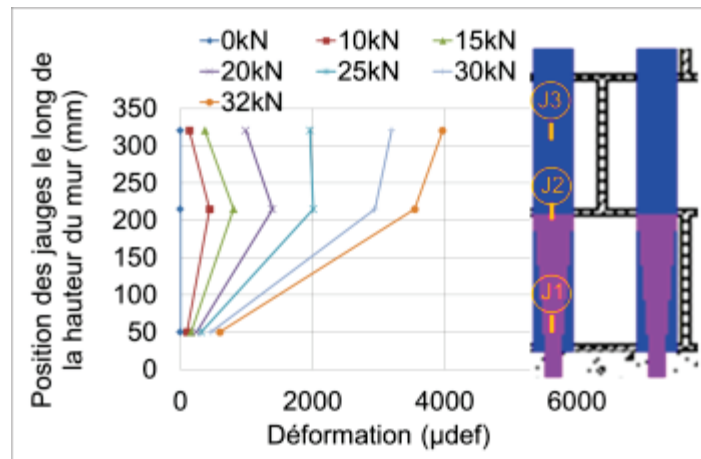
Afin d'analyser la contribution des renforts FRP, les courbes de l'évolution des déformations le long de la largeur et le long de la hauteur du mur sont tracées pour des niveaux de charge latérale variant de 0 à  $V_{max}$ .

L'évolution de déformation longitudinale des renforts le long de la hauteur du mur sur deux extrémités est présentée dans la **Figure 3-28** et dans l'**annexe 3.1**. Premièrement, on peut constater que, globalement (hormis la jauge J4 du mur MRCG), les renforts composites du côté gauche contribuent beaucoup à supporter les efforts de traction tandis que ceux de l'autre côté affichent un faible niveau de déformation en compression ce qui accredit le comportement en console (flexion).

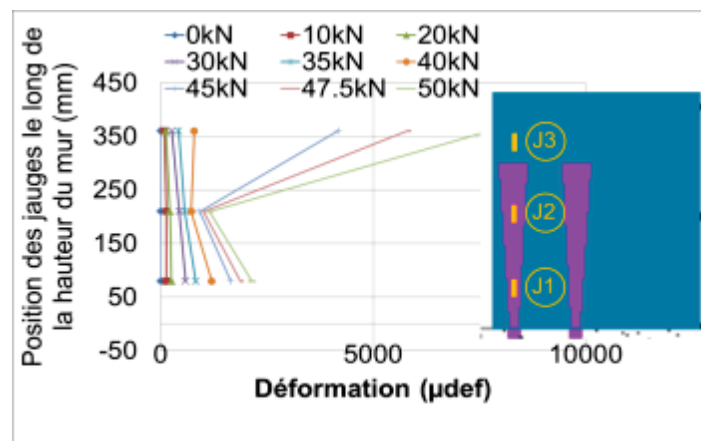
Concernant la zone tendue, les jauges inférieures (J1, J2 et J4, J5) sont localisées dans une zone de renforcement où il y a une couche supplémentaire de renforcement du fait du recouvrement entre mèche d'ancrage et renforcement par rapport aux positions des jauges supérieures (J3 et J6). Par conséquent, les déformations des jauges supérieures (J3 et J6) augmentent plus lorsqu'on augmente la charge latérale du fait de la section plus faible de renforcement (**Figure 3-28** et **Annexe 3.1**). Cependant, sur la partie comprimée du mur, la distribution des déformations des renforts le long de la hauteur du mur est très diverse (voire aléatoire – **Annexe 3.1**) à cause du phénomène d'écrasement du bloc dans ce coin.



(a)- Mur MRCG



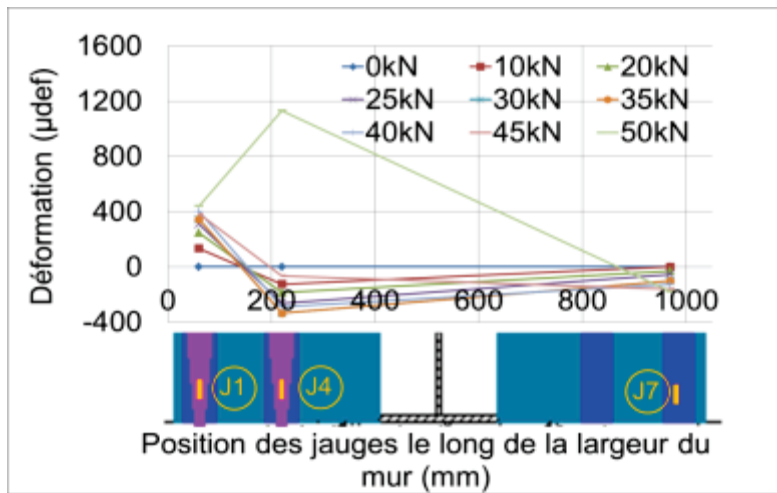
(b)- Mur MRC



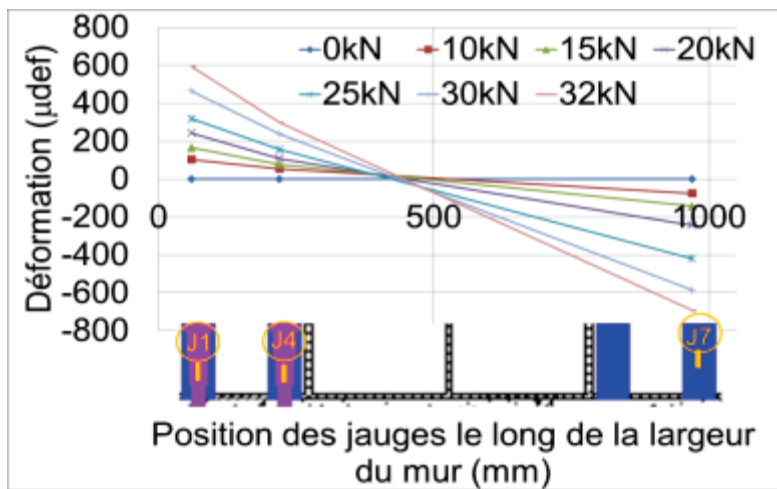
(c)- Mur MRG

Figure 3-28 : Evolution de déformations des renforts FRP le long de la hauteur du mur

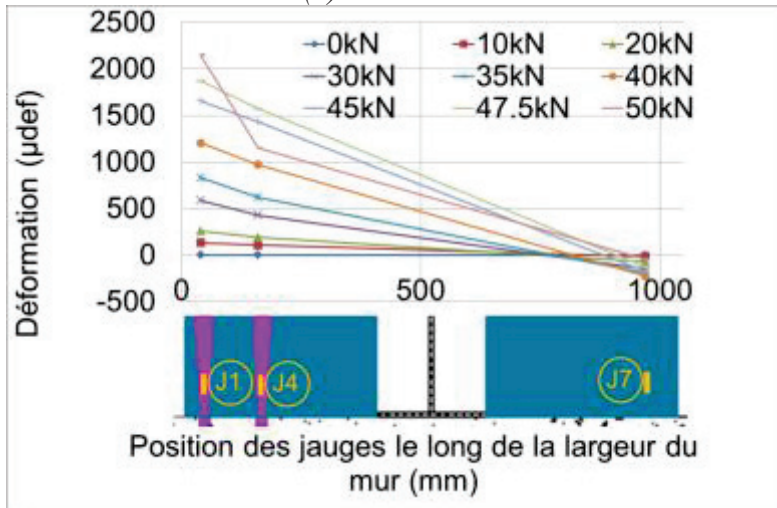
En ce qui concerne l'évolution des déformations le long de la longueur du mur dans la **Figure 3-29** et l'**annexe 3.2**, généralement la valeur maximale de déformation en traction est obtenue pour les jauges qui sont localisées sur l'extrémité de la section la plus tendue du mur et elle diminue progressivement de manière quasi-linéaire jusqu'à la compression sur l'autre extrémité (hormis dans le cas de la jauge 4 du mur MRCG). Ces résultats accréditent l'hypothèse des sections planes qui restent planes malgré l'hétérogénéité du mur.



(a)- Mur MRCG



(b)- Mur MRC



(b)- Mur MRG

**Figure 3-29 : Evolution des déformations des renforts FRP le long de la largeur du mur**

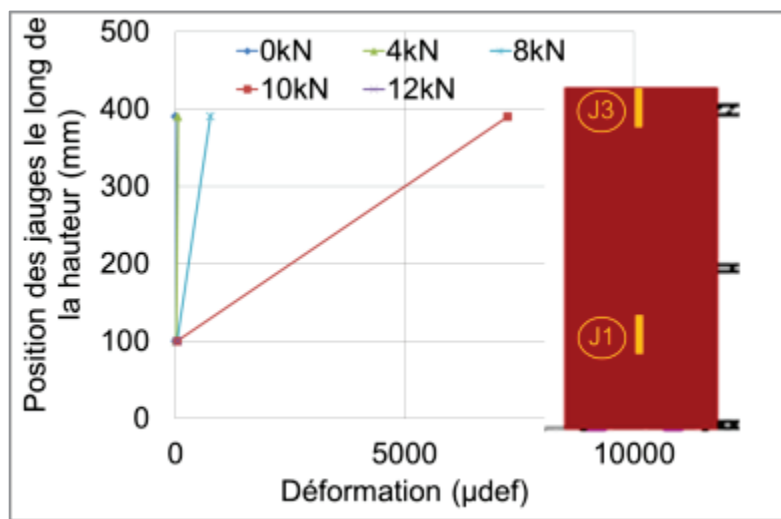
Par ailleurs, en ce qui concerne la déformation maximale du renfort composite à base de polymère renforcé de fibres (FRP) à la charge maximale, il est possible de mesurer des déformations des renforts CFRP (4000 µm/m) et GFRP (9000 µm/m) dans les deux murs MRC et MRG. Ces valeurs sont très proches des valeurs de déformations ultimes pour le renfort à base de fibres de verre et



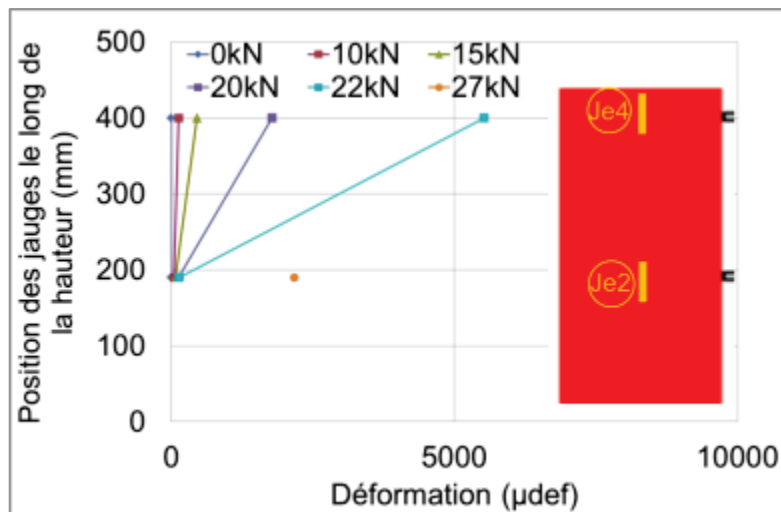
proche de 50% de la déformation du FRP à base de renfort de fibre de carbone. Il est ainsi montré toute l'utilité des fibres de verre qui permettent d'obtenir des taux de déformations des matériaux de renforcement optimaux vis-à-vis de critères de résistance. En revanche, dans le cas de la solution hybride à base de fibres de verre et de carbone, le taux de déformation est plus faible (2500  $\mu\text{m/m}$  - mur MRCG), car il y a rupture des ancrages. Cette déformation limitée des renforts montre que si les ancrages ne sont pas assurés, les renforts ne peuvent pas contribuer significativement à la reprise des efforts. C'est la raison pour laquelle les performances globales de ce mur sont limitées.

### 3.4.5.3. Murs renforcés par TRC

Dans ce cas, pour le mur MRTRC2 qui est renforcé par trois couches de TRC, les jauges de déformation sont mises sur la première couche à l'intérieur (jauges impaires de Ji1 à Ji7) et sur la troisième couche à l'extérieur (jauges paires de Je2 à Je6). L'évolution des déformations des renforts sera donc analysée le long de la hauteur (Figure 3-30), de la largeur (Figure 3-31) du mur et aussi de la couche interne à la couche externe (Figure 3-32) (et dans l'annexe 3.3) pour mieux comprendre la contribution des renforts TRC.



(a)- Mur MRTRC1



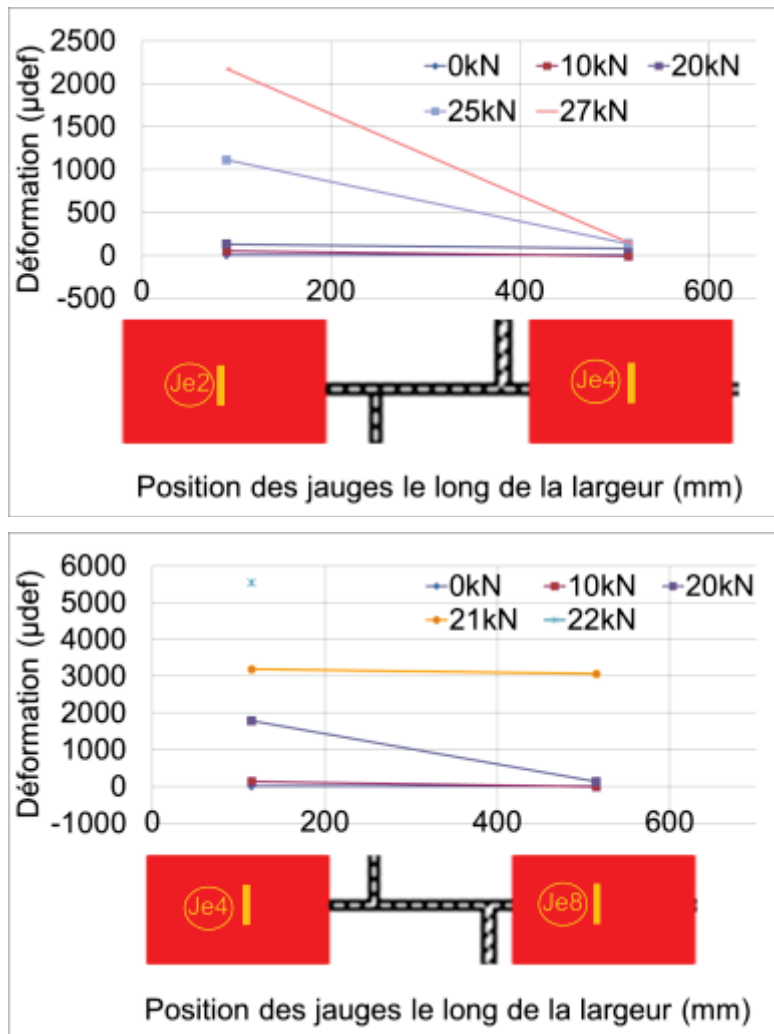
(b)- Mur MRTRC2

**Figure 3-30 : Evolution des déformations des renforts TRC le long de la hauteur du mur**

Comme pour les murs renforcés par FRP, l'évolution des déformations des renforts TRC le long de la hauteur du mur montre que les déformations des renforts affichées par des jauges inférieures sont

faibles tandis que celles des jauges supérieures sont plus significatives et augmente brutalement pour des valeurs de charge horizontale d'environ 15 kN (**Figure 3-30**). Cette évolution des déformations est conforme au processus d'endommagement qui conduit à la rupture. A noter que les jauges après la fissuration se détériorent rapidement sous l'effet de leur rupture.

L'exploitation de l'évolution des déformations des renforts TRC le long de la largeur du mur MRTRC2 dans la **Figure 3-31** et l'**annexe 3.3**, confirme une rotation du mur autour d'une section fissurée qui conduit à obtenir de larges déformations de traction sur la face tendue du mur avec une moindre compression à l'opposé du mur. Cette ouverture de fissure est progressive car les déformations des jauges de la bande TRC centrale commencent à augmenter plus tard (à partir de la charge latérale égale à 20 kN) ce qui est bien cohérent avec le mécanisme de rupture où les premières fissures sont observées au niveau du deuxième joint horizontal sur le côté d'application de la charge latérale puis se propagent horizontalement au centre du mur, **Figure 3-24b**.



**Figure 3-31 : Evolution des déformations des renforts TRC le long de la largeur du mur**

En outre, généralement la déformation des jauges à l'intérieur est plus grande que celle des jauges à l'extérieur (pour une même position et un même niveau de charge) et les couches de renforts TRC internes fissurent en premier, **Figure 3-32**. Il semble alors que les fissures des renforts TRC se propagent de l'intérieur vers l'extérieur ce qui ne peut pas être observé visuellement sur le mode de rupture.

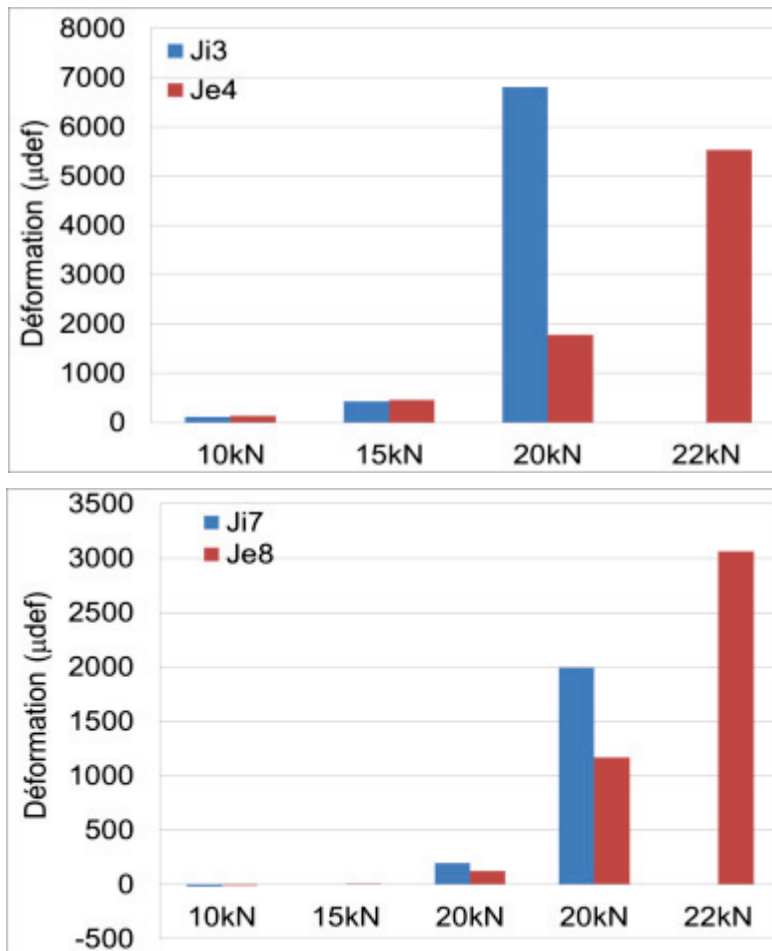


Figure 3-32 : Evolution comparative des déformations du TRC entre la couche à l'intérieur et celle à l'extérieur

### 3.5. Conclusions

Les analyses du comportement global, des modes de rupture et du mécanisme de rupture, du comportement local nous permettent de tirer quelques résultats intéressants obtenus par cette étude expérimentale :

- Les solutions de type TRC semblent adaptées au renforcement parasismique,
- Les ancrages se révèlent opportuns (et technologiquement faisables) en termes d'amélioration du comportement des murs renforcés (FRP et TRC),
- Mise en lumière de mécanismes dissipatifs distincts entre murs renforcés par FRP et par TRC où le mécanisme dissipatif plus diffus du TRC est clarifié,
- L'intérêt des renforts (en sollicitation statique) est « borné » par l'écrasement localisé des briques,
- Les performances en termes de ductilité sont « bornées » par la rigidité des renforts (taux de renfort et nature du matériau),
- Les mécanismes dissipatifs de la maçonnerie sont favorisés par des configurations de renforcement par bandes (discontinuités),
- En première approximation dans le cas d'un dimensionnement l'hypothèse de section plane semble pertinente.

## CHAPITRE 4: MODELISATION NUMERIQUE

### 4.1. Introduction

La modélisation numérique est de plus en plus utilisée pour l'analyse du comportement des structures. Elle permet d'effectuer des calculs élastiques ou des calculs non-linéaires pour mieux connaître certains comportements (statique, dynamique,..) sous chargements quelconques (vents, séisme,...). Ces calculs peuvent servir à l'étude de certains états limites de service ou états limites ultimes. De plus, cette méthode peut apporter une contribution à l'analyse du mécanisme de ruine. La confrontation des résultats numériques avec ceux d'essais permet d'améliorer la compréhension du comportement des éléments testés. Si la corrélation modélisation-expérience est suffisamment précise et les mécanismes bien décrits, le modèle peut offrir son appui à l'élaboration des concepts de dimensionnement, à la calibration et à l'évaluation des règles. De plus, la compréhension du comportement et l'évaluation de la distribution des dommages permettent de visualiser les effets, puis d'optimiser les techniques de réhabilitation.

La maçonnerie est hétérogène à la fois au niveau de ses matériaux constitutifs et de sa géométrie. En conséquence, la modélisation de la maçonnerie n'est pas une tâche facile. Afin de choisir un modèle applicable dans notre étude, dans cette partie nous souhaitons établir d'abord un état de l'art sur les approches de la modélisation de la maçonnerie non- renforcée, ensuite la problématique de l'application de ces modèles dans le cas d'une maçonnerie renforcée par composite sera abordée. Finalement, un modèle adapté à l'objectif de notre étude sera choisi et validé via la confrontation avec les résultats des essais expérimentaux menés dans la présente étude.

### 4.2. Etat de l'art sur la modélisation des maçonneries

#### 4.2.1. Approches de la modélisation d'une maçonnerie non renforcée

Deux stratégies de modélisation sont utilisées pour analyser le comportement mécanique des structures maçonnées : une approche dite « macroscopique » ou « homogène » et une approche dite « micromécanique » ou « hétérogène ».

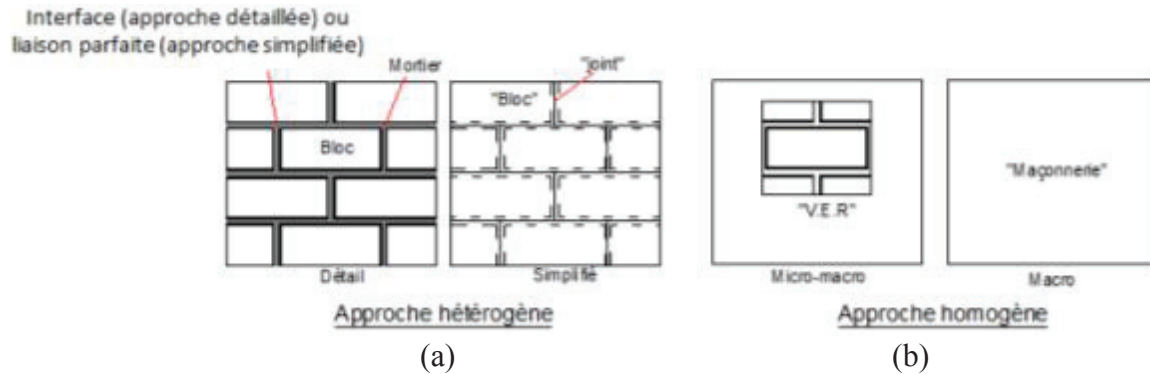
##### ➤ Approche homogène

L'approche de modélisation macroscopique consiste à raisonner sur un milieu homogénéisé équivalent (potentiellement anisotrope) – les briques et le mortier ne sont donc pas représentés individuellement. Ce type de modélisation se prête particulièrement aux études des maçonneries à grande échelle pour lesquelles importe une compréhension globale du comportement de la structure.

##### ➤ Approche hétérogène (micro- mécanique)

Dans l'approche microscopique, tous les constituants de la structure maçonnée – briques et mortier – sont effectivement représentés mais une nouvelle distinction s'opère entre les approches microscopiques détaillées et celles simplifiées. Dans l'approche détaillée (**Figure 4-1a**), les briques et le mortier sont matérialisés par des éléments solides et la liaison brique/mortier est représentée par un élément d'interface, exprimant le fait que cette liaison est le lieu préférentiel de rupture et de glissement. Dans une première approche simplifiée (Lourenço [LOU(1996)], Giambanco et al. [GIA(2001)], Rahman and Ueda, [RAH(2011)]; Petersen et al. [PET(2010)]) (**Figure 4-1b**), seules les briques sont matérialisées par des éléments solides. Un élément d'interface d'épaisseur nulle lie les briques entre elles pour représenter à la fois le mortier et les liaisons briques/mortier adjacentes. Pour conserver une géométrie intacte, les briques voient leurs dimensions augmenter pour pallier la « disparition » de l'épaisseur de mortier. Dans une seconde approche simplifiée [TAO(2013)], les briques et le mortier sont effectivement matérialisés par des éléments solides mais le comportement

des liaisons briques/mortier est « combiné » à celui du mortier pour prendre en compte la faiblesse mécanique de ces liaisons. Cette seconde approche simplifiée trouve notamment son intérêt dans le cadre de la modélisation de maçonneries renforcées où il peut être pertinent d'ajouter un élément d'interface entre le renfort et la maçonnerie : cette approche évite les difficultés numériques liées à la coexistence entre deux éléments d'interface : l'un dans la maçonnerie en elle-même, l'autre entre le renfort et la maçonnerie (TAO [TAO(2013)]).



**Figure 4-1 : Approches de la modélisation des maçonneries (a) : hétérogènes détaillée et simplifiée, (b) : homogène micro-macro et macro.**

Ces approches microscopiques sont coûteuses en temps de calcul et sont donc réservées à des études à plus petite échelle que la modélisation macroscopique, où une compréhension des phénomènes locaux est recherchée.

#### 4.2.2. Modèles macroscopiques pour les maçonneries non renforcées

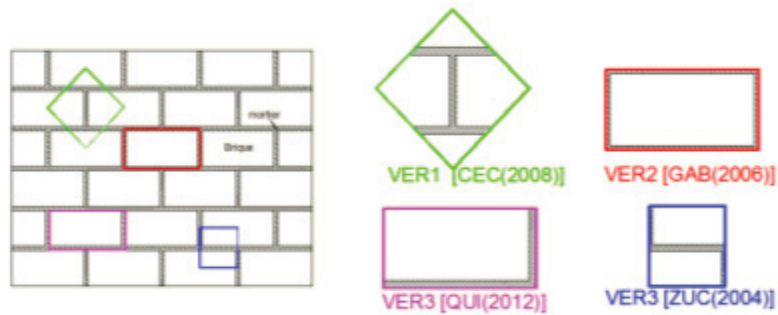
Les « macro-modèles » ne font pas de distinction entre les briques et le mortier mais reposent sur l'utilisation d'une loi de comportement du matériau équivalent homogène qui permet de reproduire le comportement mécanique « moyen » de la maçonnerie. Selon les modèles, cette loi moyennée résulte soit d'une approche selon la théorie de l'homogénéisation, soit d'une approche phénoménologique. Dans la théorie de l'homogénéisation, les propriétés moyennes du milieu équivalent fictif découlent des propriétés des matériaux constitutifs tandis que dans l'approche phénoménologique, les lois constitutives simulent le comportement expérimental des maçonneries, sans nécessairement passer par les propriétés des constituants.

##### 4.2.2.1. Approches selon la théorie de l'homogénéisation

Les techniques d'homogénéisation ont pour objectif de rechercher les paramètres d'un milieu homogène qui aura le même comportement mécanique macroscopique que la maçonnerie hétérogène. Ces approches ont la particularité de définir les grandeurs macroscopiques à partir de leurs homologues microscopiques – c'est pourquoi ces approches sont parfois référencées « approches micro-macro » dans la littérature.

Le principe de base de la technique d'homogénéisation consiste à poser que le matériau hétérogène est considéré homogène si la dimension de la structure est beaucoup plus grande que la taille des hétérogénéités.

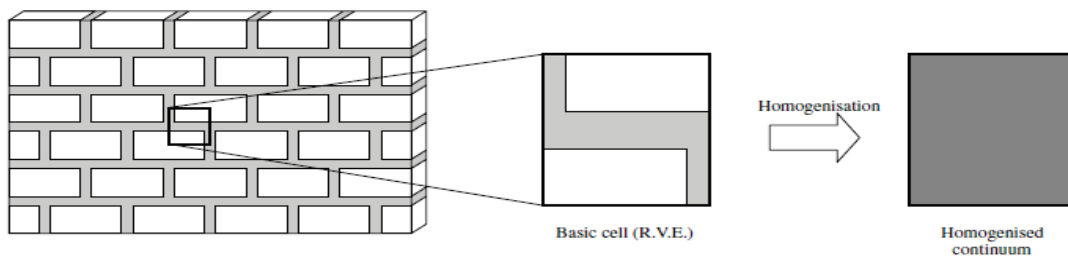
La plupart des techniques d'homogénéisation reposent sur l'hypothèse que la maçonnerie présente une géométrie périodique. L'analyse est alors concentrée à l'échelle d'un « Volume Élémentaire Représentatif » (VER) qui permet de générer la maçonnerie entière par des translations appropriées.



**Figure 4-2 : Différents choix de V.E.R pour la maçonnerie**

Ce VER représente le volume minimal à prendre en compte pour que les résultats de l'homogénéisation soient représentatifs du comportement du milieu hétérogène. Les études bibliographiques (Lucciano et Sacco [LUC(1998)]; Marfia et Sacco [MAR(2000)]) font principalement état de deux méthodes pour générer ce VER, géométriquement complexe dans le cas des maçonneries :

- La première méthode consiste à effectuer successivement différents processus d'homogénéisation avec, à chaque étape, un motif géométrique simplifié (Gambartotta et Lagomarsino [GAM(1997,II)], Pietruszczak et Niu [PIE(1992)], **Figure 4-3**). La plupart de ces approches ne considèrent que deux matériaux, les briques et le mortier, mais des études telles que celle de Rezik et Lebon [REK(2010)] proposent de prendre en compte également l'interface brique/mortier. L'inconvénient ici est que le résultat dépend de l'ordre dans lequel les étapes sont effectuées.
- La seconde méthode consiste à conserver le motif tel qu'il est mais la résolution du problème d'homogénéisation nécessite alors le recours à des méthodes de résolution approchées (éléments finis par exemple) (Anthoine [ANT(1995)]).



**Figure 4-3 : Exemple de définition d'un V.E.R pour la maçonnerie [ZUC(2004)]**

La finalité du processus d'homogénéisation diffère également selon les études : certains auteurs utilisent ce procédé pour connaître les propriétés élastiques du milieu homogénéisé, l'évolution non linéaire du matériau est ensuite gérée par une approche phénoménologique (Gabor [GAB(2006)]); d'autres appliquent le procédé d'homogénéisation en intégrant des lois de comportement plastiques, avec éventuellement une prise en compte d'un endommagement.

La modélisation micro-macro a été utilisée dans les études de Gabor [GAB(2006)] (**Figure 4-4**) et de Ricardo [RIC(2011)]. La confrontation entre les résultats obtenus par cette méthode avec les résultats des autres modèles (qui ont été validés) a montré que cette méthode est une méthode envisageable pour la modélisation des structures de maçonnerie.



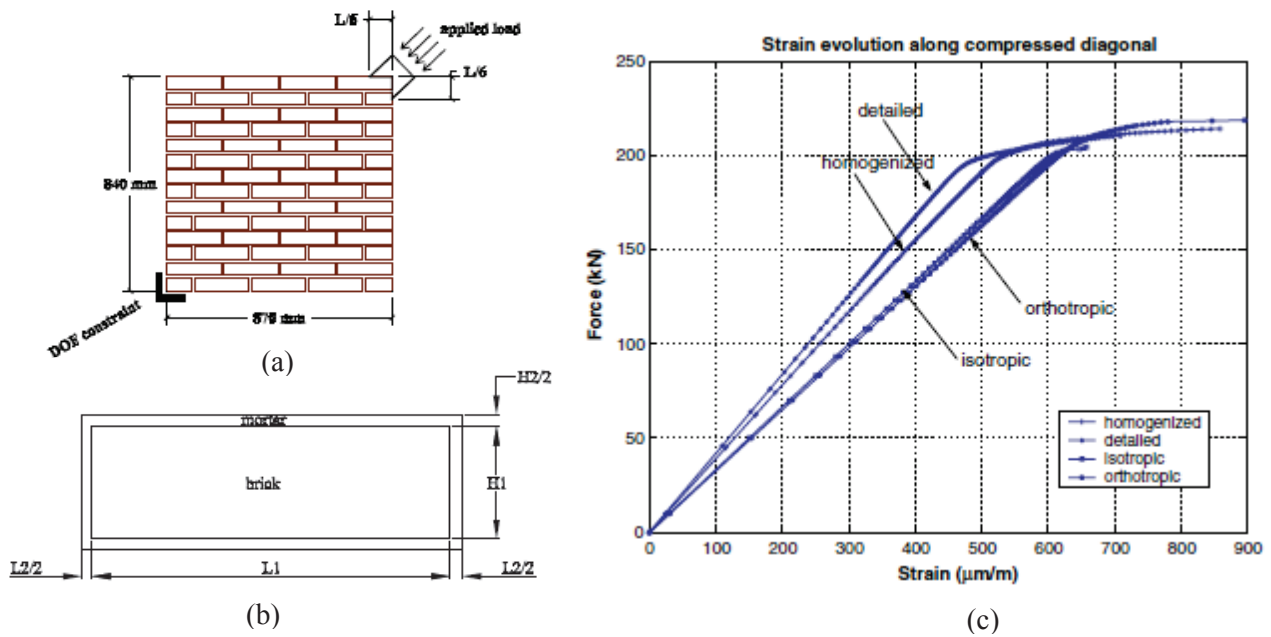


Figure 4-4 : a-configuration géométrique, b- V.E.R choisi, c- Confrontation entre différents modèles numériques [GAB(2003)].

#### 4.2.2.2. Approches phénoménologiques

Si pour étudier le comportement de structures à très grande échelle, certains auteurs ont certes choisi une loi de comportement élastique linéaire (modélisation de la basilique Saint Pierre de Rome par Macchi, [MAC(2001)]), la plupart des lois de comportement utilisées pour la description des maçonneries homogénéisées font appel à la théorie de la plasticité. Les évolutions irréversibles et non linéaires du matériau peuvent ainsi être reproduites.

##### (a) Modélisation en élasto- plasticité (loi de Drucker-Prager)

Ce modèle de plasticité de Drucker Prager a été utilisé dans l'étude d'Aron Gabor ([GAB(2002) et [GAB(2006)]). Dans ce modèle, la surface seuil dépend de la pression. De cette manière, en présence de contraintes de compression sur les murs maçonnés, leur résistance s'accroît.

Dans ce modèle, il y a « rupture » quand le second invariant du tenseur des contraintes déviatoriques est tel que :

$$\alpha \cdot I_1 + \sqrt{J_2} - k \leq 0 \quad (4-1)$$

Où

$$I_1 = 1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (4-2)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}\{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2\} \quad (4-3)$$

k et  $\beta$  sont deux constantes du matériau :

$$\beta = \frac{2 \cdot \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad k = \frac{6c \cdot \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (4-4)$$

Où :

$\phi$ , l'angle de frottement interne

c, la cohésion

Un troisième paramètre intervient dans ce modèle : l'angle de dilatance  $\psi$  qui décrit l'écoulement potentiel (déformation inélastique volumique). Cet angle peut prendre une valeur comprise entre 0

et l'angle de frottement. Quand  $\psi=\phi$ , la loi d'écoulement est associée, la déformation plastique se produit perpendiculairement à la surface seuil et il y a une expansion volumétrique du matériau avec déformation plastique. Si  $\psi<\phi$ , il y a moins d'expansion volumétrique et si  $\psi=0^\circ$ , il n'y a pas d'expansion volumétrique.

Pour les maçonneries, Avossa et Malangone [AVO(2013)] recommandent une gamme de valeurs de  $\psi$  entre 1/3 et 2/3 de l'angle de frottement.

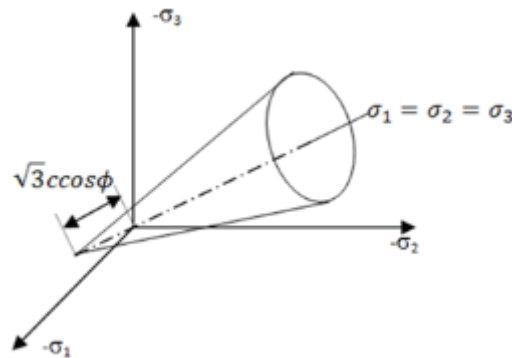


Figure 4-5 : Surface seuil de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales

Ce cône de DP est le cône de révolution circonscrit dans la pyramide hexagonale du critère de Coulomb. Ainsi, dans l'espace des contraintes principales, le critère de Drucker-Prager est plus régulier donc mieux adapté aux calculs par éléments finis.

(b) *Modélisation en élasto-plasticité avec adoucissement*

Lourenço, dans ses études [LOU(1996)], Lourenço et al. [LOU(1998)], [LOU(2000)], a développé un **modèle de plasticité orthotrope avec adoucissement** pour la maçonnerie : la maçonnerie est considérée comme un matériau homogène continu et orthotrope sous l'hypothèse de contraintes planes. Ce modèle est basé sur une approche qui consiste à développer des formulations conventionnelles pour les matériaux quasi-fragiles isotropes pour décrire le comportement orthotrope. Ces formulations considèrent différents critères en traction et en compression. Feenstra et De Borst [FEE(1996)] ont utilisé cette approche pour le béton avec le critère de Rankine et le critère de Drucker-Prager. Afin de modéliser le comportement du matériau orthotrope, un critère de Tsai Hill en compression et un critère de Rankine en traction sont proposés.

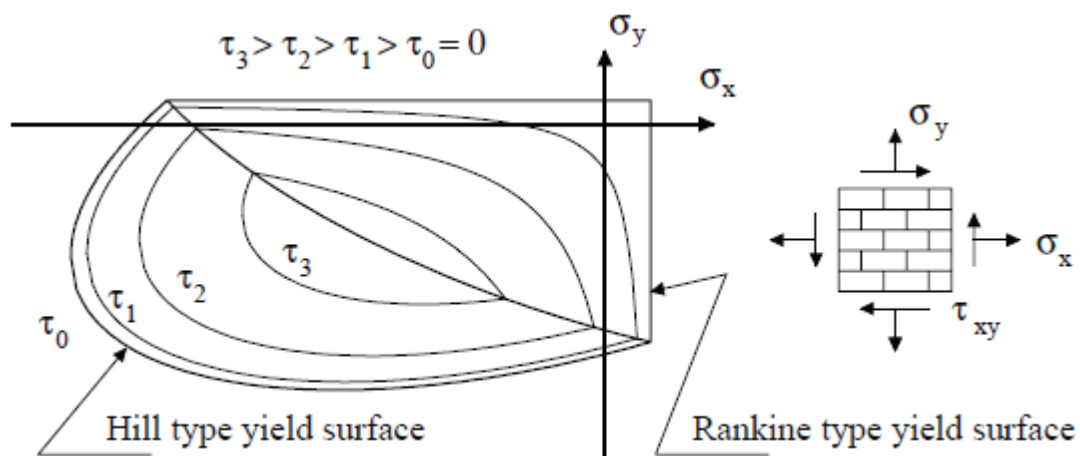
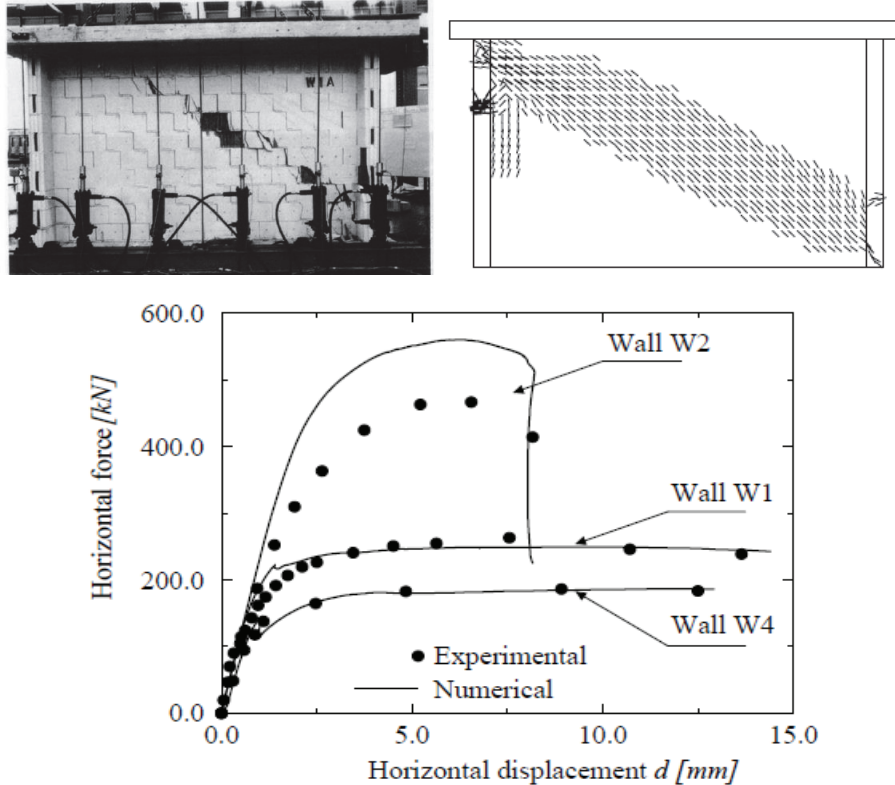


Figure 4-6 : Critère de plasticité composite pour les maçonneries [LOU(1996)]

### ➤ Validation du modèle

La validation de ce modèle a été effectuée par Lourenço [LOU(1996)] par une comparaison avec des résultats expérimentaux tirés de la littérature (Ganz et Thülimann [GAN(1984)], Lurati et Thülimann [LUR(1990)]). Ainsi la réponse d'un mur ayant les dimensions de 3600x2000x150 (mm<sup>3</sup>) à des sollicitations horizontales et verticales dans le plan est analysée. Tous les résultats numériques sont en bon d'accord avec les résultats expérimentaux, **Figure 4-7**.



**Figure 4-7 : Un exemple de validation du modèle de plasticité orthotrope par une comparaison des résultats numériques et expérimentaux [LOU(1997)]**

### ➤ Commentaires

Dans ce modèle, il y a des difficultés dues non seulement à la complexité de la formulation du comportement anisotrope, mais aussi à la difficulté de détermination des paramètres du modèle. Cette détermination est particulièrement onéreuse, car 12 paramètres sont à déterminer par 7 essais différents: 7 paramètres de résistance et 5 paramètres inélastiques à déterminer par des essais sur des corps d'épreuve en maçonnerie relativement larges. De plus les essais de compression/traction doivent être contrôlés en déplacement afin de pouvoir déterminer des énergies de rupture.

#### (c) *Modélisation en endommagement avec le modèle « concrete »*

Ce modèle, implémenté dans le logiciel ANSYS, considère le comportement élastique linéaire du matériau délimité par une surface de rupture proposée par William & Warnke [WIL(1975)] pour des matériaux fragiles (voir le détail de ce modèle plus loin – section 4.5.1.2)

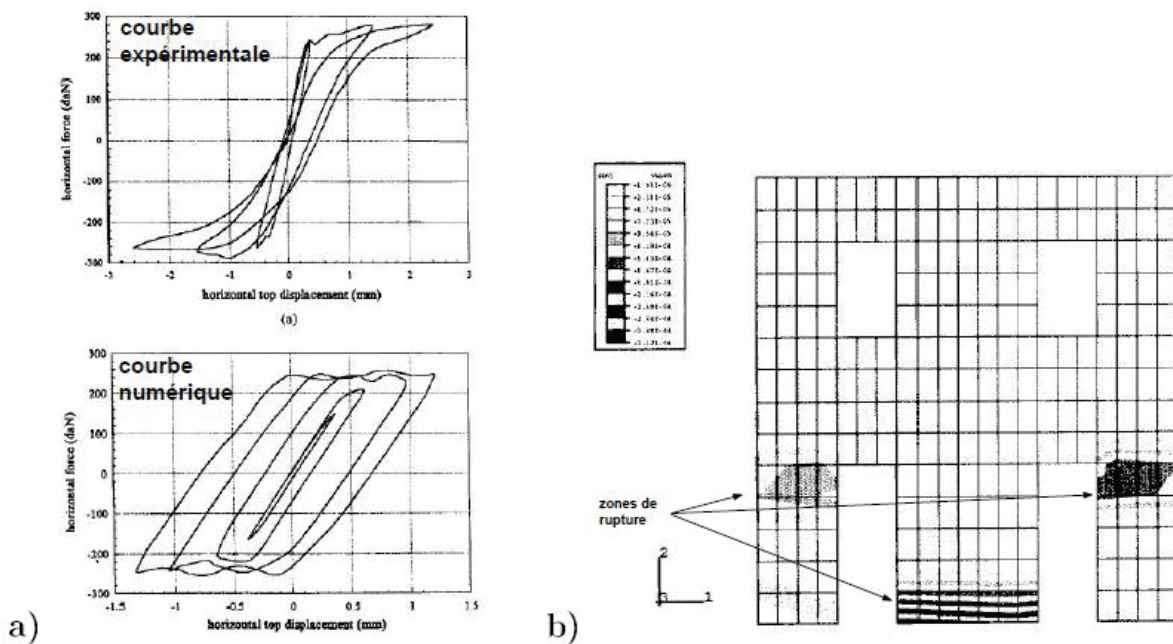
Il est à noter que dans l'étude d'Avossa et Malangone [AVO(2011)] le résultat numérique obtenu en utilisant ce modèle seul est capable de restituer la valeur de résistance maximale expérimentale mais ne peut capturer la ductilité réelle des structures maçonnées.

**(d) Modélisation en élasto- plasticité couplée avec de l'endommagement**

Le seul recours à la théorie de la plasticité trouve ses limites pour la modélisation des sollicitations cycliques des maçonneries dans la mesure où en plasticité, les paramètres élastiques ne subissent aucune dégradation. En particulier, on ne retrouve pas la diminution de raideur caractéristique de l'apparition d'une fissuration dans le matériau. Certains auteurs ont donc couplé la théorie de la plasticité avec celle de l'endommagement : la théorie de la plasticité répercute les déformations irréversibles de la maçonnerie tandis que celle de l'endommagement rend compte du mécanisme de propagation des fissures et de la perte de rigidité qui lui est associée.

Papa et Nappi [PAP(1997)] ont développé un modèle qui couple la plasticité et l'endommagement fragile en traction des maçonneries. Ils considèrent la maçonnerie comme étant un matériau orthotrope dans un état de contraintes planes.

Sur la **Figure 4-8**, les prévisions de ce modèle sont confrontées aux résultats expérimentaux obtenus sur un modèle réduit d'une structure maçonnée. La structure maçonnée est un mur de deux niveaux, avec ouvertures, soumis à des forces latérales concentrées à la hauteur des planchers. En suivant les conclusions des auteurs, le modèle donne avec une bonne approximation la charge ultime à laquelle résiste le mur ainsi que les zones les plus endommagées. En revanche, en ce qui concerne les déplacements, le modèle s'avère plus rigide, avec des déplacements moins importants de l'ordre de 10 à 15%.



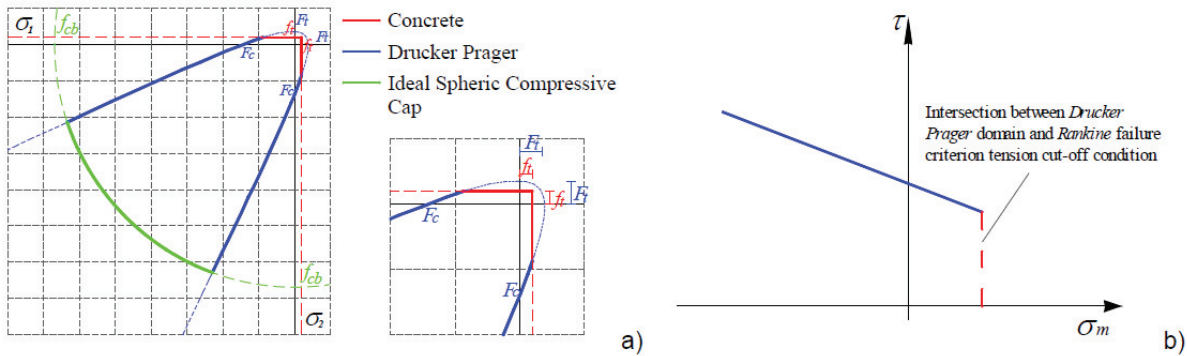
**Figure 4-8 : Une validation du modèle : a- courbes force-déplacement ; b- relevé des zones endommagées [PAP(1997)]**

AM.Avossa et A.Malangone [AVO(2011)] ont développé un modèle « dit » CoDIC (Concrete-Drucker Prager – Ideal Spherical Compression Cap) qui est une combinaison de deux modèles Concrete et Drucker-Prager (**Figure 4-9**).

Ce modèle est défini par une intersection appropriée du domaine d'un modèle de béton modifié avec le domaine de plasticité Drucker-Prager par une définition d'une nouvelle surface de rupture en compression. Particulièrement, le comportement de fissuration diffuse du modèle « concrete », valide dans le champ de contrainte principale positive (traction), est élargi aux zones mixte traction-compression et néglige la contrainte limite en compression. A partir de ces opérations dérive que : a) l'évolution du domaine limite de béton dans les zones mixtes devient parallèle aux axes des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) ; b) le comportement de fissuration est associé à ces branches de

domaine limite. L'intersection avec le modèle Drucker-Prager est gouvernée par des conditions que les paramètres des deux différents modèles devraient suivre. En particulier, la relation entre la résistance uni-axiale à la traction  $f_t$  et à la compression  $f_c$  définies pour le modèle de béton avec les résistances uni-axiale  $F_t$  et  $F_c$  correspondantes du modèle Drucker-Prager (voir la partie 4.2.2.2a) doivent vérifier la relation suivante :

$$f_t < F_t ; f_c > F_c \quad (4-5)$$



**Figure 4-9 :a, domaine de CoDIC dans le plan de contrainte principale ; b, condition de traction « cut-off » pour le comportement à la traction [AM.Avossa et A.Malangone (2011)]**

Les auteurs ont validé ce modèle par la comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature. Il s'agit d'essais de compression-cisaillement sur des murs en briques d'argile effectués à ETH Zurich (voir Ganz et Thülimann [GAN(1984)] ; Lourenço et al. [LOU(1998)]). A partir des résultats obtenus, les auteurs ont remarqué qu'il y a une bonne corrélation entre les résultats numériques et expérimentaux à la fois en termes de charge maximale et de déplacement maximal. De plus, ils ont conclu que l'utilisation du nouveau modèle CoDIC permet de dépasser les limites précitées (l'usage unique soit du modèle « concrete » soit du modèle Drucker-Prager). En conséquence, ce nouveau modèle CoDIC est en mesure de rendre compte du comportement de la maçonnerie en tenant compte à la fois de la fissuration et de la plasticité du matériau dans les zones de compression.

#### 4.2.3. Modèles micromécaniques pour les maçonneries non renforcées

Le caractère divisé de la maçonnerie dans les approches microscopiques a conduit au développement de deux types d'approches de modélisation : l'une développée autour de la méthode des éléments discrets, l'autre autour de la méthode des éléments finis.

##### 4.2.3.1. Modélisation par la méthode des éléments discrets (MED)

La méthode des éléments distincts ou discrets a été initialement développée pour l'étude des joints et massifs rocheux fracturés en 1971 par Cundall.

Contrairement aux méthodes classiques comme la méthode des éléments finis ou celle des éléments frontières, la méthode MED est particulièrement adaptée pour l'étude des discontinuités et des grandes déformations et vise à reproduire le comportement collectif d'un milieu constitué d'éléments distincts, en interaction les uns avec les autres.

La discrétisation de la maçonnerie en éléments distincts est assez naturelle : seules les briques sont représentées. Les joints ne sont pas directement modélisés mais indirectement par une loi de contact entre briques qui a pour objectif de simuler le comportement du joint de mortier.

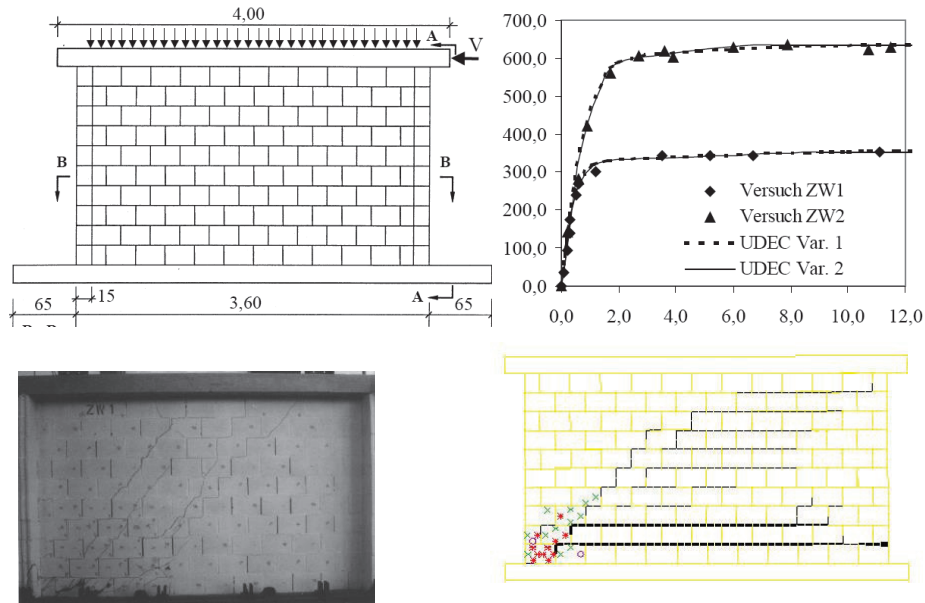
Dans la littérature, les méthodes aux éléments discrets se décomposent en deux catégories : les « smooth dem » et les « non-smooth dem ». Dans les méthodes « smooth dem », les lois d'interaction entre particules sont des fonctions continues et dérivables et un intégrateur explicite



intervient dans la gestion de l'évolution dynamique du milieu. Dans les méthodes « non smooth dem », les lois d'interaction entre particules sont des lois de chocs (lois non continues et frottantes) et la résolution de l'équation dynamique repose sur un schéma implicite. Ces deux types de méthode ont montré leur efficacité pour modéliser le comportement quasi-statique des maçonneries.

**(a) Méthode « smooth DEM »**

A l'aide du logiciel UDEC, Schlegel [SCH(2006)] simule avec réussite le comportement d'un mur chaîné soumis à une sollicitation de type compression/cisaillement dans le plan. La **Figure 4-10** souligne que les résultats obtenus par la MED sont qualitativement et quantitativement comparables aux résultats expérimentaux : en effet, le mode de rupture et la courbe d'évolution de la charge de cisaillement en fonction du déplacement horizontal du mur sont conformes aux essais.

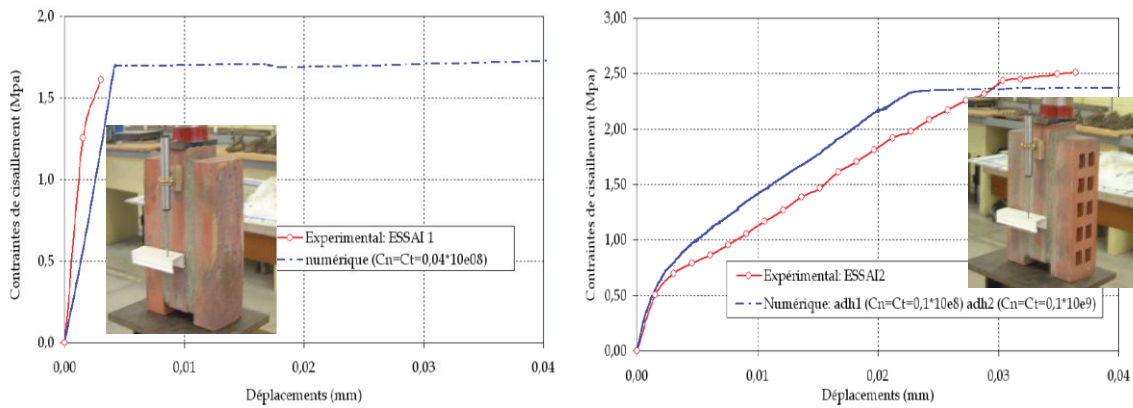


**Figure 4-10 : Une validation de MED [Schlegel -2006].**

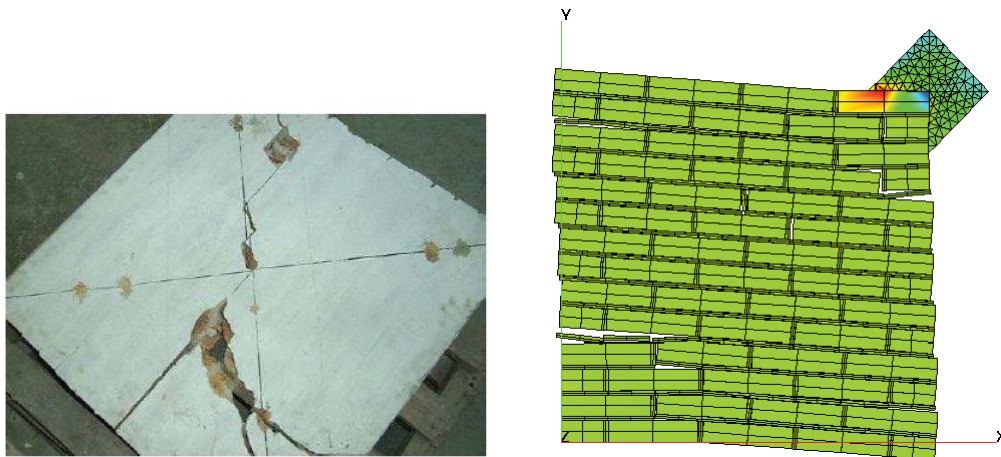
**(b) Méthode « Non-smooth DEM »**

Le logiciel LMGC permet, grâce à la loi de contact RCCM (Raous-Cangémi-Cocou-Monerie), de considérer à la fois le contact unilatéral (non interpénétration entre deux corps en contact), le frottement sec de Coulomb et l'adhérence dans le comportement de la loi d'interface entre deux éléments en contact. Cette condition d'adhérence permet de décrire la rupture de la liaison entre briques au moyen d'une loi adoucissante et d'un paramètre d'« endommagement »  $\beta$  compris entre 0 et 1 (0 pour une surface rompue et 1 pour une surface intacte). Chaque zone de contact brique/mortier est donc considérée comme une zone cohésive, potentiellement endommageable, et cette approche s'avère pertinente pour la modélisation des maçonneries puisque Perales [PER(2007)] parvient à reproduire fidèlement les essais de cisaillement obtenus par Lourenço [LOU(1997)] réalisés sur un mur maçonné à joints secs. Fouchal [FOU(2006)] utilise également ce modèle pour la simulation d'essais de cisaillement effectués sur des assemblages maçonnés par A. Gabor [GAB(2002)]. Deux types d'essais sont ainsi modélisés : des essais de cisaillement sur des triplets ainsi que des essais de compression diagonale. Les figures (**Figure 4-11** et **Figure 4-12**) permettent de vérifier que la comparaison simulations/expériences est satisfaisante tant qualitativement que quantitativement.





**Figure 4-11 : Exemple de confrontation numérique/expérimental sur des essais triplets de briques pleines et de briques creuses [FOU(2006)]**



**Figure 4-12 : Exemple de confrontation des modes de rupture numérique/expérimental sur l'essai de compression diagonale [FOU(2006)]**

Sauve [SAU(2013)] utilise le logiciel LMGCC et la loi de contact RCCM pour étudier le comportement dynamique de maçonneries sollicitées sous table vibrante et obtient des résultats cohérents en termes de localisation des fissurations et des cinématiques de ruine.

**Commentaires**

La modélisation par la méthode des éléments discrets (MED) se révèle certes des plus adaptée pour gérer les discontinuités de la maçonnerie puisqu'elle autorise les rotations et les grands déplacements des briques. Mais cette méthode de modélisation permet d'obtenir une bonne prédiction du comportement global et des modes de rupture d'une structure maçonnée sous réserve de disposer de paramètres pertinents pour les lois d'interaction entre les briques (cohésion, angle de frottement, rigidités normale et tangentielle). Sauve [SAU(2013)] souligne la forte sensibilité des résultats aux paramètres des lois d'interface dans le cas d'une méthode (non smooth dem). Sarhosis [SAR(2014)] propose une méthode d'identification des paramètres des lois d'interaction pour le logiciel UDEC qui consiste à optimiser les paramètres sur la base de résultats expérimentaux d'un mur maçonné : un premier mur maçonné est testé, permettant de définir un jeu de paramètres pertinent pour la modélisation numérique discrète. Un second mur est alors soumis à l'expérience et la modélisation se fait désormais « à l'aveugle », avec le jeu de paramètres issu du premier mur.

Si la définition des paramètres et des lois de comportement de l'interface est relativement maîtrisée pour les murs non renforcés, l'ajout d'un renfort dans la modélisation promet d'être source de nouvelles difficultés puisqu'il conviendra de définir les paramètres de la loi d'interface entre le mur

maçonné et le renfort. Pour éviter la discrétisation en éléments distincts du renfort, souvent inappropriée, certains auteurs utilisent un couplage MED/MEF [CAR(2014)].

#### 4.2.3.2. Modélisation micro - mécanique par la méthode des éléments finis

Dans ces méthodes, la maçonnerie est considérée comme un milieu continu et les briques sont **généralement** considérées comme restant dans le domaine élastique linéaire, alors que le comportement non-linéaire de la maçonnerie se produit aux joints (dans le mortier ou à l'interface).

Les publications relatives à la modélisation microscopique par éléments finis des structures maçonnées s'accordent sur le fait que l'efficacité du modèle est liée à sa capacité à reproduire les différents modes de rupture de la maçonnerie. Lourenço [LOU(1996)] recense deux phénomènes différents à l'origine de la rupture de l'interface brique/mortier : l'un est associé à une rupture par traction (mode I), l'autre à une rupture en cisaillement (mode II). A ces deux modes de rupture potentiels peut être ajouté un dernier mode relatif à une rupture en compression de la maçonnerie. Les différents modèles présents dans la littérature diffèrent par les modes de rupture pris en compte et par les stratégies de modélisation adoptées pour chaque mode de rupture considéré.

(a) *Modèle microscopique simplifié*

➤ *Microscopique simplifié de Lourenço[LOU(1996)] : le modèle d' « interface composite »*

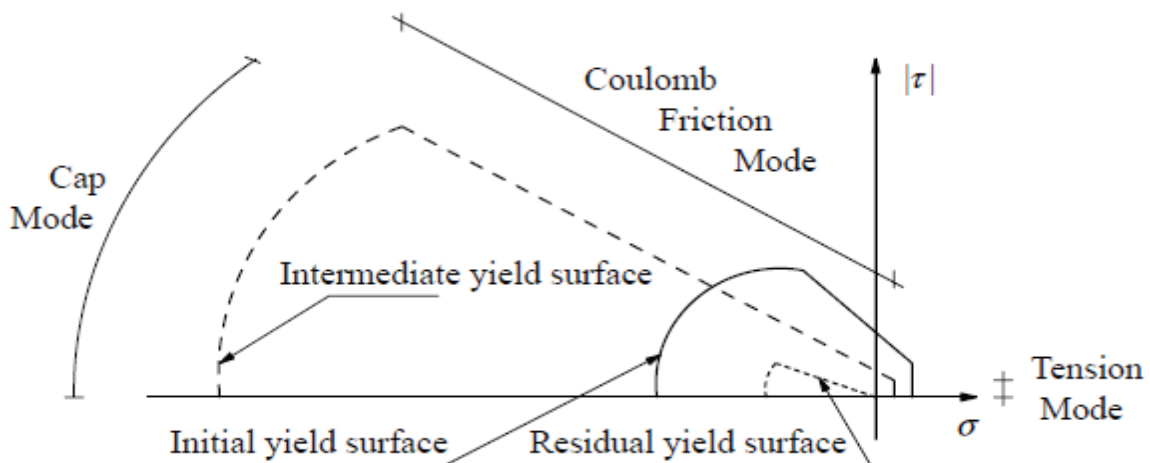
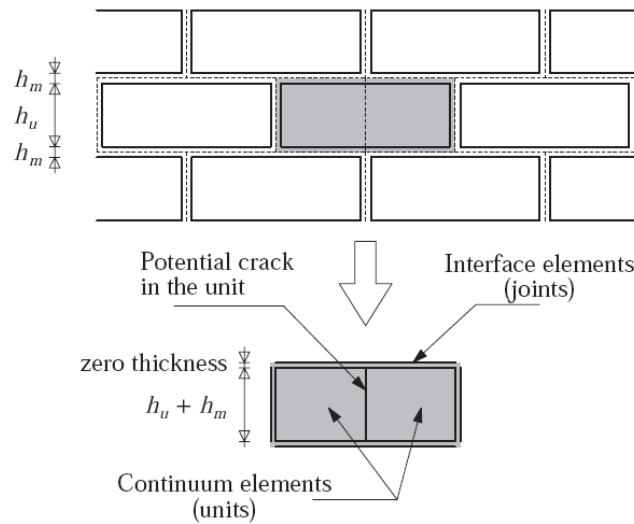


Figure 4-13 : Surface limite pour le comportement des interfaces [Lourenço(1996)]

L'un des modèles microscopiques simplifiés les plus sophistiqués a été présenté par Lourenço [LOU(1996)]. Il s'agit d'un modèle de plasticité « multi- surfaces » qui prend en compte les modes de rupture des joints de mortier en traction, en cisaillement et en compression. Ces trois phénomènes sont régis par des critères différents (Figure 4-13): un critère de contrainte normale maximale (Rankine) en traction (cut-off), un critère linéaire de Mohr-Coulomb en cisaillement et un critère de compression de type « cap model » pour fermer l'ensemble. Les surfaces limites évoluent avec des lois adoucissantes. De plus, des fissures potentielles dans les briques sont envisagées par le critère de Rankine. En effet, dans cette approche, les éléments d'interface ne sont pas seulement entre les briques, où ils représentent des joints de mortier, mais ils figurent également au sein même des briques, en leur milieu (Figure 4-14). Selon Lourenço et Rots [LOU(1996)], la fissuration dans les briques doit être prise en compte sinon les simulations conduisent à des surestimations des résistances des murs qui présentent également une raideur supérieure à celle observée expérimentalement. L'interface brique/brique se caractérise par une résistance à la traction et un comportement adoucissant en phase post-pic.



**Figure 4-14 : Stratégie de la modélisation dans le modèle d'interface composite**

Les efforts dans l'interface d'épaisseur nulle sont décrits par la contrainte normale  $\sigma$  et la contrainte de cisaillement  $\tau$  associées aux déformations normales  $\varepsilon_n$  et tangentielle  $\varepsilon_t$ . Le comportement élastique de l'interface est donné par l'opérateur  $K$  qui est la matrice de rigidité diagonale,  $K$  relie les efforts aux déformations de la manière suivante :

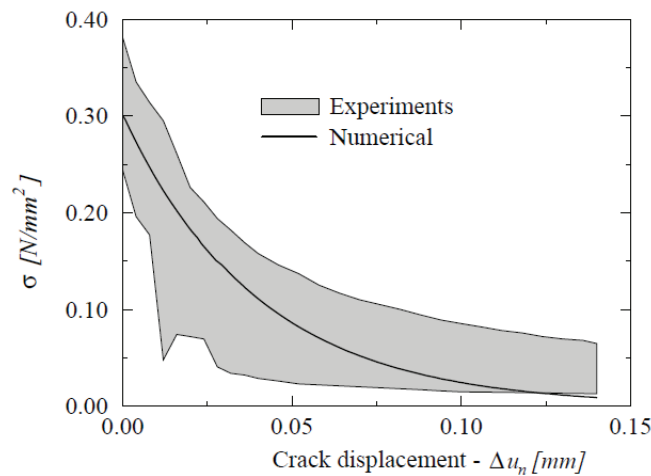
$$\begin{bmatrix} \sigma \\ \tau \end{bmatrix} = K \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \end{bmatrix} \quad (4-6)$$

Les rigidités  $k_n$  et  $k_t$  sont déduites à partir des modules élastiques, des modules de cisaillement des briques et du mortier ( $E_b$ ,  $E_m$  et respectivement  $G_b$  et  $G_m$ ), et de l'épaisseur du mortier,  $h_m$  :

$$k_n = \frac{E_b E_m}{h_m (E_b - E_m)} \quad k_t = \frac{G_b G_m}{h_m (G_b - G_m)} \quad (4-7)$$

**Le critère de Rankine en traction.**

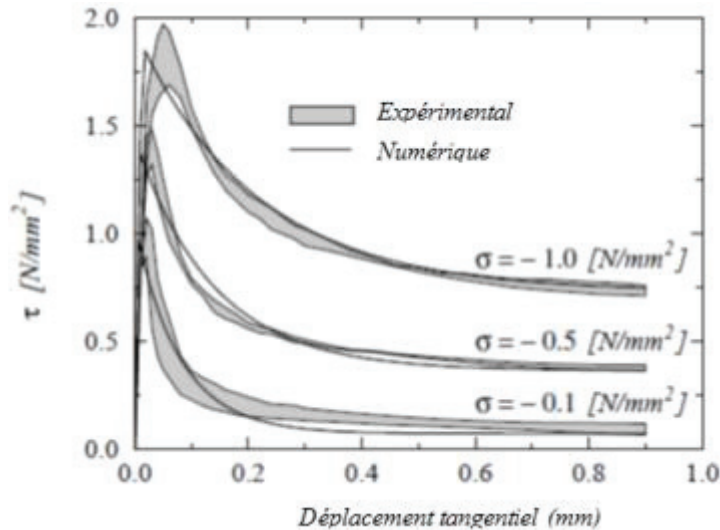
Le développement du critère de rupture en traction est basé sur les résultats expérimentaux de Van der Pluijm [PLU(1992)] pour pouvoir représenter le comportement post-pic d'adoucissement expérimental.



**Figure 4-15 : Loi de comportement en traction numérique vs résultats expérimentaux de Van der Pluijm(1992) [LOU(1996)]**

**Le critère de frottement de Coulomb.**

Pour la modélisation du comportement de cisaillement du joint, assimilé à un frottement de type Coulomb pour le domaine élastique. Le comportement post-pic de contrainte-déplacement tangentiel suivi par un adoucissement exponentiel est adopté pour la cohésion et pour l'angle de frottement interne (**Figure 4-16**).



**Figure 4-16 : Le comportement en cisaillement numérique vs expérimentale par Van der Pluijm 1993 pour différents niveaux de confinement [Lourenço (1996)]**

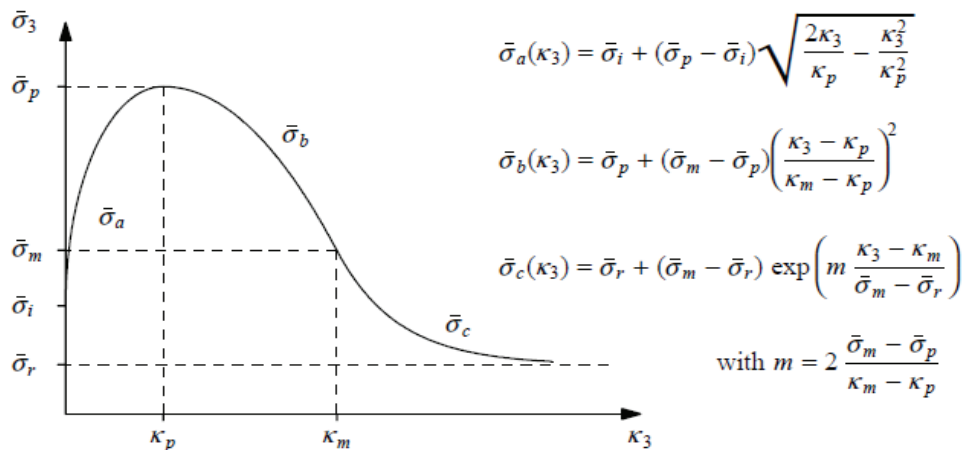
**Le critère « cap » en compression.**

Avec le modèle « cap », le comportement en compression est caractérisé par une loi d'écroutissage est décrite à partir de courbes expérimentales.

La fonction seuil associée à ce modèle dans le cas bidimensionnel s'écrit :

$$f_3(\sigma, k_3) = C_{nn} \sigma^2 + C_{ss} \tau^2 + C_n \sigma - (\bar{\sigma}_3(k_3))^2 \tag{4-8}$$

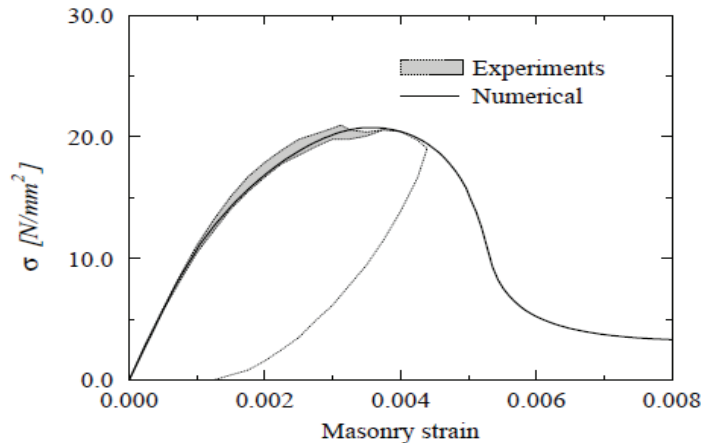
Où  $C_{nn}$ ,  $C_{ss}$ ,  $C_n$ , sont des paramètres des matériaux définissant la résistance en compression et où  $\bar{\sigma}_3$  est la contrainte seuil. Les paramètres  $C_{nn}$  et  $C_n$  contrôlent la position du centre de la surface seuil et son intersection avec l'axe des contraintes normales du côté des tractions. Le paramètre  $C_{ss}$  contrôle la contribution de la contrainte de cisaillement à la rupture.



**Figure 4-17 : Loi d'adoucissement pour le critère "cap" [LOU(1996)].**

On peut distinguer plusieurs zones, gérées par les valeurs : initiale (i), moyenne (m), au pic (p) et résiduelle de la contrainte seuil, **Figure 4-17**. La valeur de pic  $\sigma_p$  correspond à la valeur de résistance en compression de la maçonnerie  $f_m$ .

La loi durcissement/adoucissement proposée conduit à une relation continue  $\sigma - \varepsilon$  présentée sur la **Figure 4-18**.

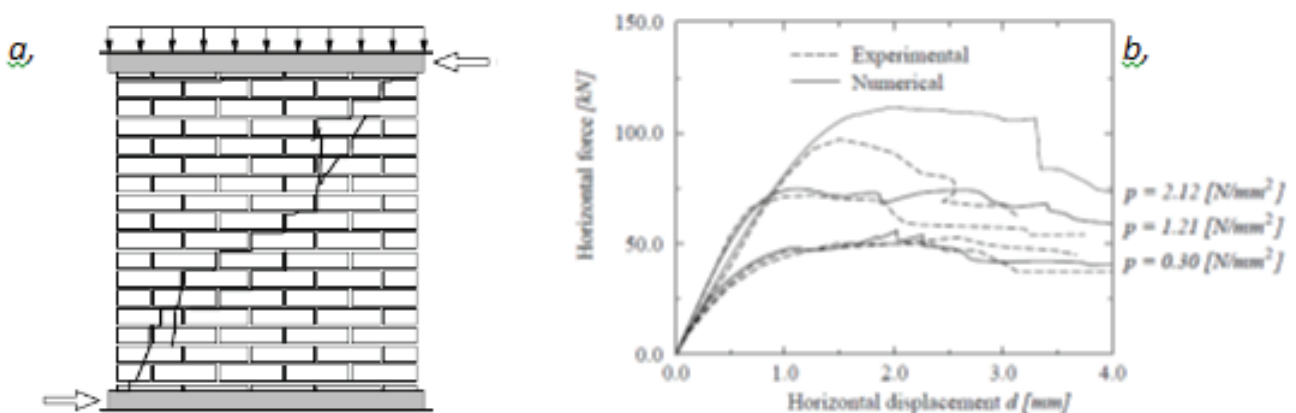


**Figure 4-18 : Modèle adopté par Lourenço [LOU(1996)] pour reproduire le comportement en compression expérimental de Van der Pluijm et Ver-melthoort (1991), avec  $f_m = 20,8 \text{ MPa}$  et les paramètres inélastiques donnés par Atkinson et Yan (1990) [LOU(1996)]**

**Validation de ce modèle**

Ce modèle a été validé dans l'étude de Lourenço [LOU(1996)] par une comparaison avec des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature (Rajmakers and Vermelthoort [RAI(1992)]) (**Figure 4-19**). L'analyse de ces résultats permet de remarquer un mode de rupture suivant la diagonale comprimée. Généralement, la rupture globale est produite essentiellement grâce aux efforts de cisaillement et de traction. La rupture en compression s'est produite localement et elle seule ne conduit pas à la ruine de la structure. La prédiction des zones de rupture et de déformation maximale est très bonne par ces modélisations.

L'évaluation des courbes force -déplacement montre que la modélisation caractérise avec une bonne précision le comportement dans le domaine élastique, ainsi que les résistances maximales. En ce qui concerne les déformations ultimes, le modèle prévoit avec une meilleure précision les déformations ultimes lorsque les charges verticales sont moins élevées.



**Figure 4-19 : Validation de ce modèle : a-configuration de chargement et b- réponse sur les courbes de comportements numériques vs expérimentales, [LOU(1996)]**

➤ **Modèle micromécanique simplifié de Giambanco**

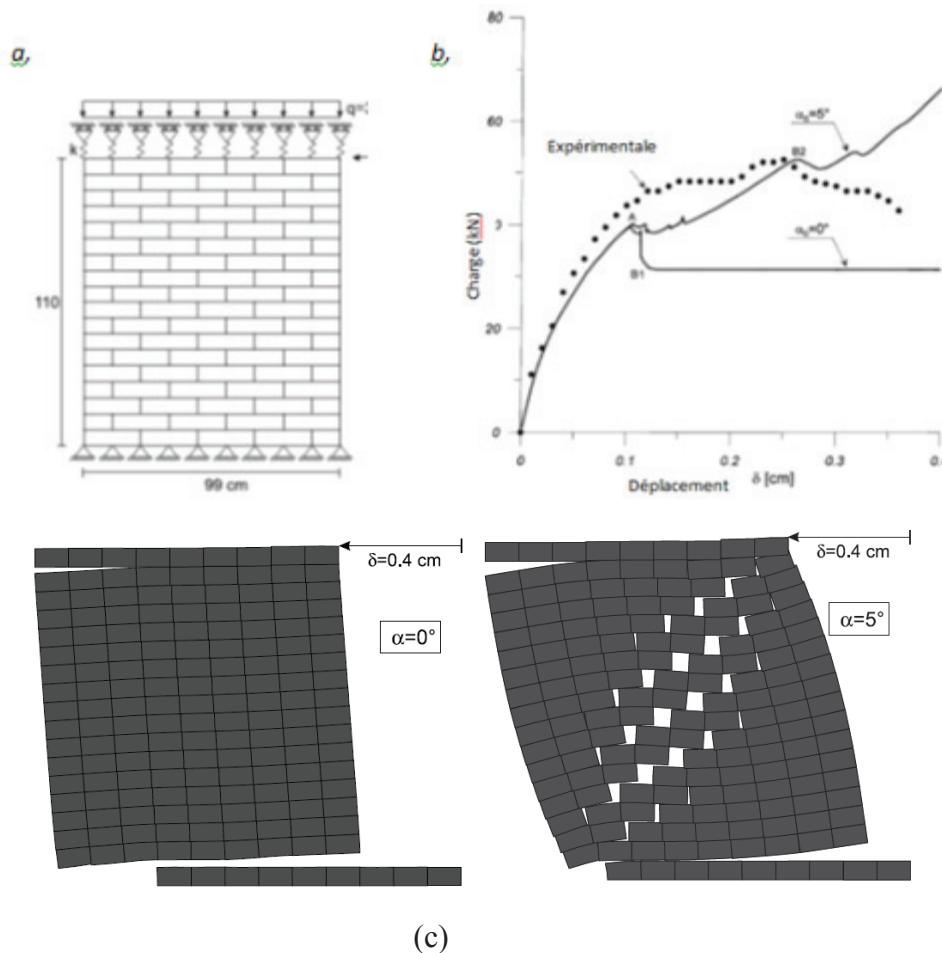
Proposé par Giambanco et Di Gati [GIA(1997)] et développé par Giambanco et al. [GIA(2001)], ce modèle partage la plupart des caractéristiques du modèle de Lourenço, à ceci près qu'il ne considère par le mode de rupture par compression ni la fissuration des briques. Son apport réside dans l'introduction d'un modèle d'« interface cohérente/frottante » qui permet de rendre compte des influences de la rugosité de la surface de rupture sur le comportement post-pic. Cette rugosité est introduite dans le modèle par un angle  $\alpha$  qui vient s'ajouter à l'angle de frottement dans la fonction seuil en cisaillement.

$$f(\tau, \alpha) = |\tau| - \sigma \tan(\phi + \alpha) \leq 0 \quad (4-9)$$

Cet angle dépend de la configuration de la surface de contact et de la perte de cohésion consécutive au glissement.

**Validation du modèle**

Ce modèle a été utilisé pour l'étude d'un mur maçonné soumis à une sollicitation de type compression/cisaillement (Giambanco et al. [GIA(2001)], **Figure 4-20**).



**Figure 4-20 : Exemple numérique à l'échelle structure ;a- spécimen et chargements, b- courbe de contrainte- déplacement latéral, c- modes de rupture dans deux cas avec et sans rugosité [GIA(2001)]**

Il apparaît que la prise en compte de la rugosité influence fortement le mode de rupture et le comportement post-pic du mur considéré. En l'absence de rugosité, le modèle reproduit une rupture localisée en bas et en haut du mur avec une chute de la force après le pic, ce qui n'est pas en

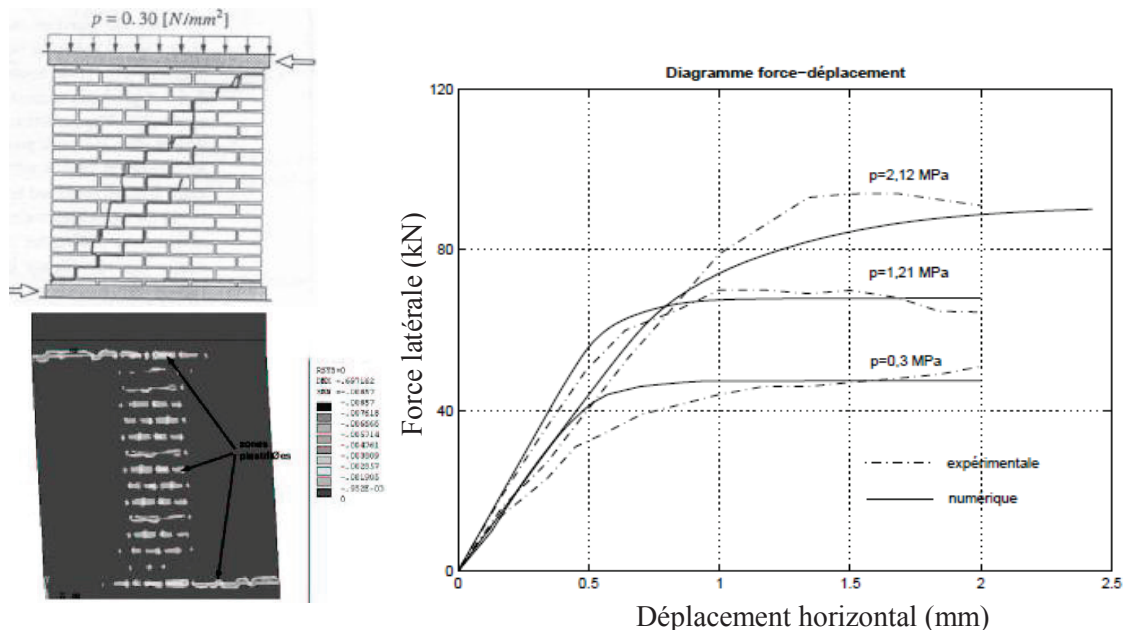


conformité avec les résultats expérimentaux. En revanche, l'ajout d'une aspérité permet de passer à une rupture selon la diagonale du mur avec un écrouissage positif dans la loi de comportement global, cette fois-ci, en accord avec les expériences.

**(b) Modèle microscopique détaillé : modèle de plasticité du mortier**

Ces modèles utilisent l'approche hétérogène détaillée dans la **Figure 4-1**. Les briques sont linéaires élastiques tandis que le mortier est caractérisé par un modèle élasto-plastique approprié. Le comportement non-linéaire de l'interface brique/mortier est transféré au comportement du mortier en introduisant une loi de comportement élasto-plastique parfait de type Drucker-Prager (voir ce modèle dans la partie 4.2.2.2a), supposant une liaison parfaite entre brique et mortier.

**Validation du modèle**



**Figure 4-21 : Résultats de la modélisation effectuée par Gabor [GAB(2002)] des essais de compression-cisaillement de Lourenço [LOU(1997)]**

La validation de ce modèle Drucker-Prager en utilisant l'approche micromécanique détaillée a été effectuée par A. Gabor [GAB(2002)] sur des essais des murs sous compression-cisaillement dans la littérature (Lourenço [LOU(1996)]) (**Figure 4-21**). L'efficacité de ce modèle a été mise en évidence en présentant une bonne évaluation du comportement tant au niveau des modes de rupture qu'au niveau de la réponse globale. Toutefois, ce modèle de plasticité parfaite ne permet pas de restituer la branche de dégradation.

**4.2.4. Conclusions sur la modélisation de maçonnerie non-renforcée**

Deux stratégies de modélisation coexistent : dans les approches microscopiques, des lois de comportement différenciées sont attribuées aux briques et au mortier tandis que dans les approches macroscopiques, une seule loi est introduite pour représenter le comportement de la maçonnerie homogénéisée. Les premières approches sont coûteuses en temps de calcul mais permettent une localisation précise des zones de faiblesse tandis que les secondes allègent les moyens informatiques nécessaires (et autorisent donc des modélisations à grande échelle) mais ne conduisent qu'à la description des comportements globaux des structures.

Quelle que soit la stratégie de représentation adoptée, la littérature a clairement mis en lumière l'importance d'inclure dans la modélisation tous les mécanismes de rupture de la maçonnerie pour appréhender son comportement, tant en termes de charge ultime que de ductilité. Les auteurs s'accordent sur la nécessité d'introduire les comportements post-pic adoucissants du mortier dans

les modèles : l'adoucissement en traction doit reproduire la fissuration progressive des éléments, celui en cisaillement rend compte de la dégradation de la cohésion et celui en compression traduit l'écrasement de la maçonnerie. Dans les modèles microscopiques, l'endommagement est généralement concentré dans l'interface de mortier, seule une rupture par traction des briques est parfois envisagée, la plupart des études ne s'appuyant que sur un comportement élastique linéaire des briques.

Les lois de comportement adoucissantes, qui se révèlent donc primordiales dans les modélisations, reposent cependant sur la définition de nombreux paramètres dont les valeurs sont difficilement appréciables *a priori*. Cette modélisation n'est donc envisageable que si elle est couplée à une campagne expérimentale d'envergure pour une caractérisation la plus fine possible des matériaux et de leurs interactions. De plus, cette campagne expérimentale doit se focaliser sur des essais contrôlés en déplacement pour renseigner sur les comportements post-pic.

En gardant à l'esprit ces grandes lignes sur la modélisation des maçonneries non renforcées, il importe désormais d'identifier les méthodes existantes pour la prise en compte des renforts composites dans les simulations numériques.

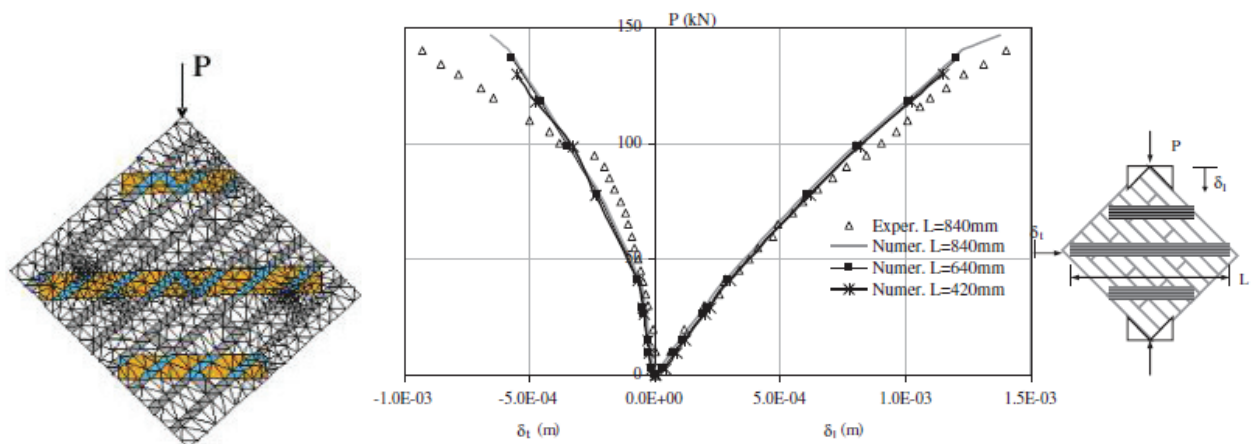
### 4.3. Etat de l'art des modélisations de maçonnerie renforcée

Pour la modélisation des maçonneries renforcées s'ajoutent aux problématiques précédentes celles spécifiques à la représentation des renforts en matériaux composites. Il convient donc de dresser un panorama des différentes approches adoptées dans la littérature, les verrous scientifiques se concentrant principalement sur les lois de comportement constitutives des matériaux de renforcement mais également sur les lois d'interaction entre le matériau de renforcement et la maçonnerie à renforcer

#### 4.3.1. Maçonneries renforcées par FRP

##### 4.3.1.1. Modélisation homogénéisée des renforts FRP (y compris avec la maçonnerie)

Cette approche a été proposée et validée par Luccioni et Rougier ([LUC(2011)], [LUC(2013)]), dans la lignée de travaux d'Ohler et al. [OHL(2006)]. Le principe de cette méthode est que les bandes de renfort FRP ne sont pas explicitement modélisées mais une seule loi de comportement est adoptée pour la bande FRP et le matériau qu'elle renforce, tantôt le mortier et la brique seuls, tantôt la maçonnerie (dans le cas où la maçonnerie est modélisé par l'approche phénoménologique). Cette considération donne lieu à un matériau composite constitué de briques, de mortier ou de maçonnerie et de deux feuilles de composite, le renforcement étant symétrique (**Figure 4-22**).

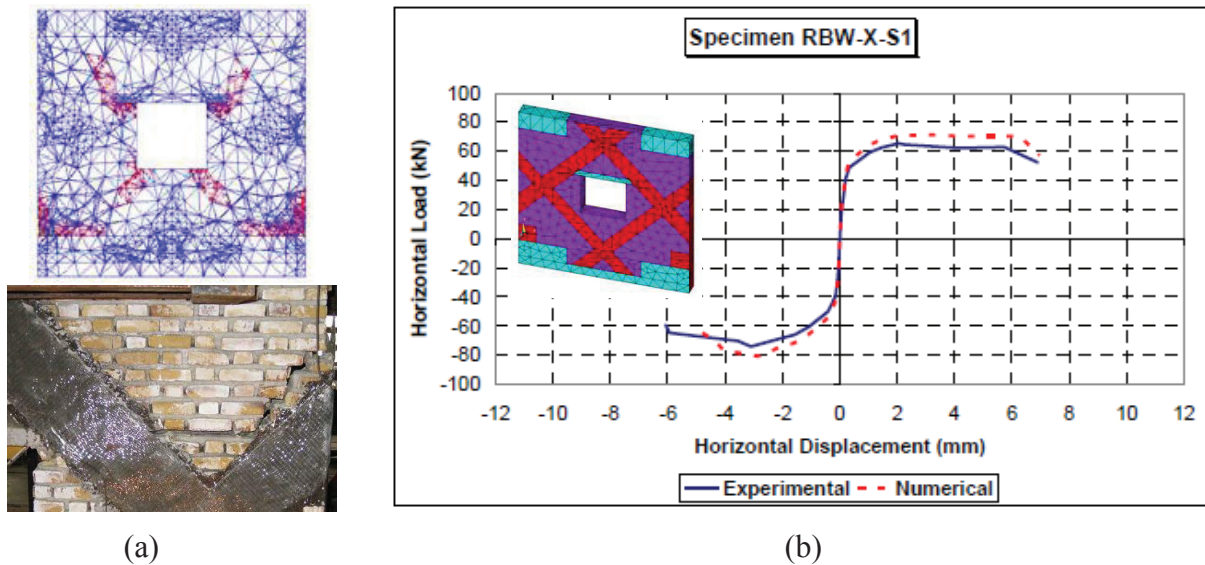


**Figure 4-22 : (a)- Méthode de maillage par éléments finis et (b) : confrontation numérique/expérimental des murs renforcés par FRP sollicités en compression diagonale [LUC(2013)]**

### 4.3.1.2. Modélisation explicite des renforts FRP

Contrairement à la méthode précédente, les bandes de renfort FRP sont ici modélisées de manière indépendante du matériau qu'elles renforcent. Dans ce cas, quelle que soit l'approche de modélisation pour la maçonnerie (approche hétérogène, phénoménologique ou homogénéisée), il ressort de la littérature que généralement, dans le cadre de modélisations de maçonneries renforcées par FRP soumises à des sollicitations dans leur plan, l'adoption d'une loi élastique linéaire pour les renforts FRP et la supposition d'une liaison parfaite entre le FRP et la maçonnerie conduit à des résultats satisfaisants.

Salama [SAL(2006)] ; Grande et al. [GRA(2008)] ; Kabir et Kalali [KAB(2013)] ont appliqué cette méthode dans leurs études où la maçonnerie est modélisée en utilisant une approche phénoménologique. Un exemple de Kabir et Kalali [KAB(2013)] porte sur la modélisation des murs renforcés par FRP (le cas de chargement combiné compression-cisaillement) où serait utilisé le modèle d'endommagement « concrete » avec la surface de rupture proposée par William & Warnke [WIL(1975)] qui permet de simuler la fissuration en traction et l'écrasement en compression (voir ce modèle dans la partie précédente). Concernant le renfort FRP, il est modélisé comme un matériau linéaire élastique orthotrope qui est parfaitement relié aux éléments de maçonnerie. Cette modélisation a été effectuée en 3D via le logiciel ANSYS. Les résultats de simulation numérique ont été comparés aux résultats expérimentaux et la validité du modèle a été établie (**Figure 4-23**).



**Figure 4-23 : Un exemple de modélisation explicite des renforts FRP en utilisant l'approche phénoménologique pour la maçonnerie : (a)-mode de rupture et (b)-comportement global [KAB(2013)]**

L'application de cette méthode en utilisant l'approche hétérogène pour la maçonnerie a été abordée dans l'étude de Gabor ([GAB(2002)] et [GAB(2002)]). La brique est élastique linéaire tandis que le mortier, qui est lié parfaitement aux briques, est élasto-plastique avec le modèle de Drucker – Prager. Le FRP est modélisé comme un matériau élastique linéaire isotrope. Cette modélisation a été effectuée en 2D (Gabor [GAB(2002)]). Une bonne adéquation des modes de rupture ainsi que du comportement global entre les résultats expérimentaux et numériques est obtenue, **Figure 4-24**.

Si l'efficacité de cette méthode a été mise en évidence dans deux approches phénoménologique et hétérogène pour la maçonnerie, il est important de noter que l'application de l'approche d'homogénéisation de maçonnerie dans cette méthode a été tentée par Cecchi et al. [CEC(2004)] (le cas où les murs renforcés par FRP sont sollicités dans le plan et hors plan). Les auteurs ont proposé deux processus alternatifs d'homogénéisation. Le premier est la méthode analytique multi- étape qui constituée deux étapes (1<sup>er</sup> étape : homogénéisation de maçonnerie et 2<sup>ème</sup> étape :

homogénéisation de maçonnerie renforcée par FRP) et le deuxième est la méthode numérique d'une étape. Toutefois, aucune validation n'a été établie à notre connaissance à ce jour.

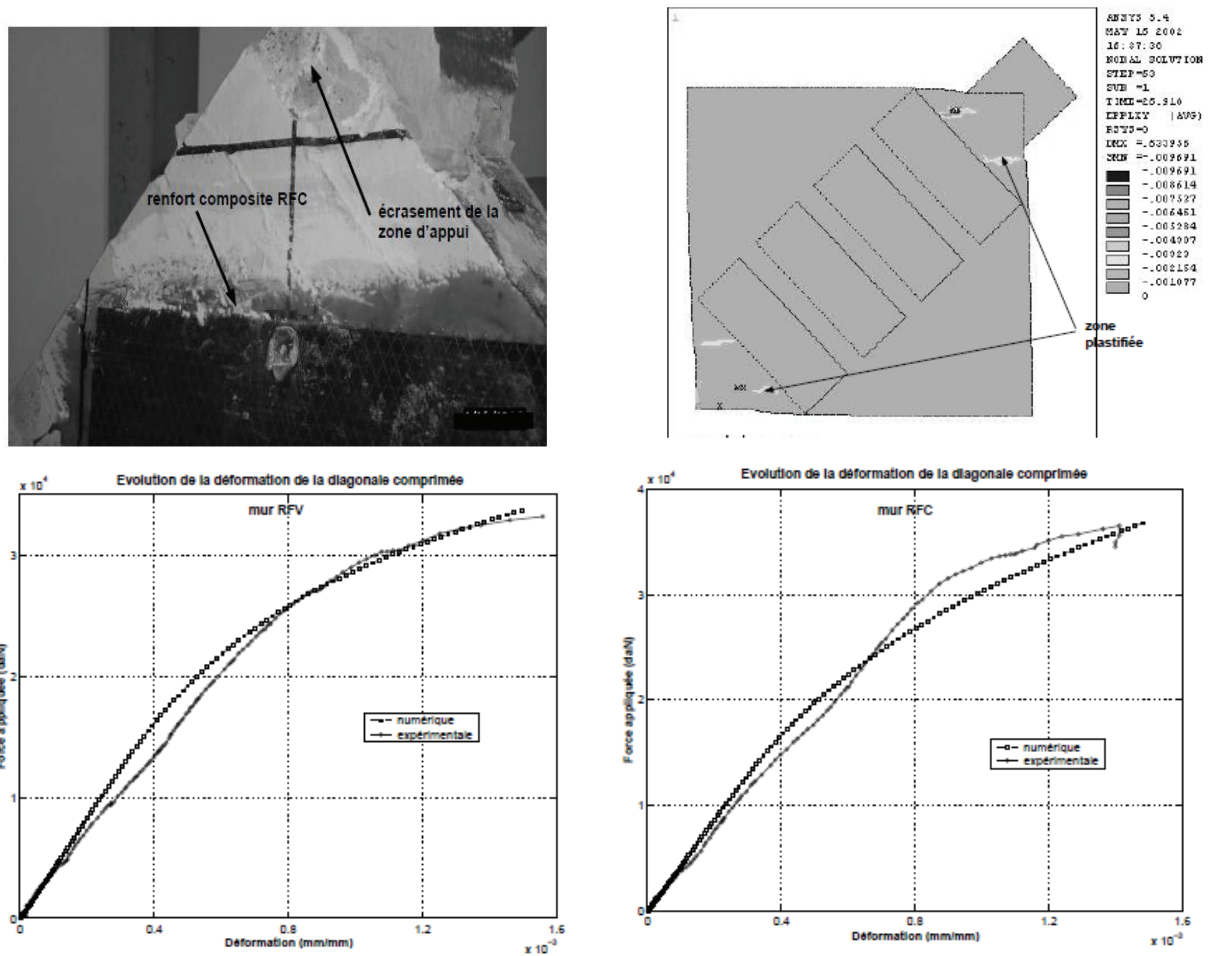


Figure 4-24 : Confrontation entre résultats expérimentaux et numériques des murs maçonnés renforcés par FRP [GAB (2002)]

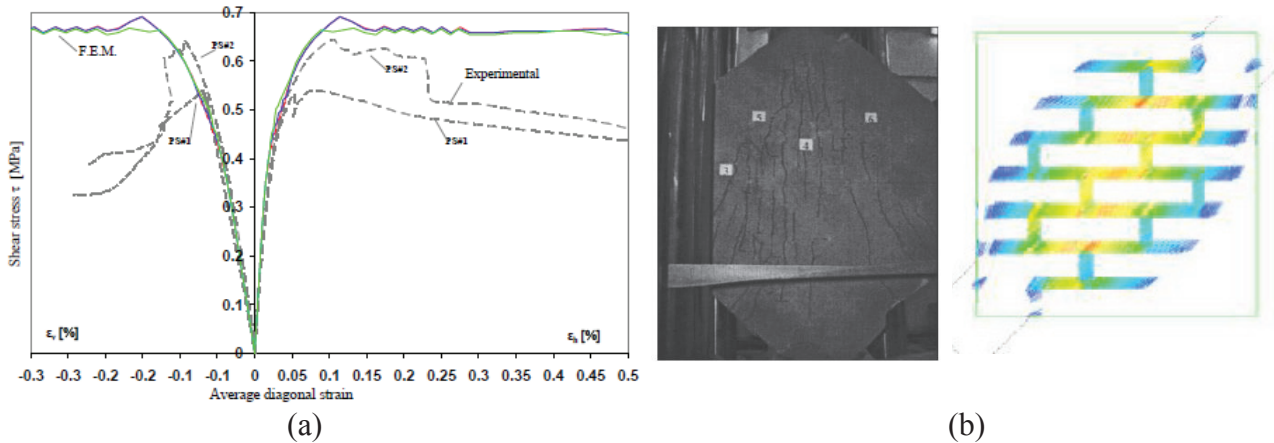
### 4.3.2. Maçonneries renforcées par TRC

Rares sont les études qui portent sur la modélisation de maçonneries renforcées par TRC dans la littérature. Comme pour la modélisation des maçonneries renforcées par FRP, le substrat de maçonnerie peut être simulé en utilisant soit l'approche homogène, soit l'approche micromécanique, toutefois, plusieurs stratégies de modélisation de renforcement TRC sont proposées dans la littérature dans le cadre du renforcement des structures.

#### 4.3.2.1. Modélisation du TRC comme un matériau homogène

Lignola et al. [LIG(2007)] ont effectué une modélisation d'un panneau de maçonnerie renforcé sur toute sa surface (symétrique et asymétrique) par TRC sous compression diagonale en utilisant l'approche hétérogène pour la maçonnerie. Le renfort TRC est modélisé comme un matériau équivalent élastique parfaitement lié au substrat de maçonnerie. Cette modélisation a été effectuée en 2D. Les résultats numériques sont en bonne adéquation avec les résultats expérimentaux notamment pour le cas de renforcement symétrique (Figure 4-25). Toutefois, ce modèle ne permet pas de prendre en compte le caractère de forte hétérogénéité de ce matériau composite (voir la partie « Mécanique des TRC » plus haut). De plus, en ce qui concerne la mode de rupture, cette approche homogène ne permet d'observer que la plasticité, qui présente la zone potentielle de fissuration, non pas le mécanisme de fissuration dans la matrice de mortier ce qui est un mécanisme important qui influence le comportement de ce matériau.





**Figure 4-25 : Comparaisons des résultats de simulations et des essais où le TRC est modélisé comme un matériau homogène : (a)-comportement global et (b)-mode de rupture [LIG(2007)]**

#### 4.3.2.2. Modélisation du TRC comme un matériau hétérogène

Lignola et al. [LIG(2009)] ont effectué une deuxième modélisation des panneaux de maçonnerie renforcés symétriquement par TRC en utilisant la même stratégie hétérogène pour modéliser la maçonnerie. Cependant, le renfort TRC est également modélisé en appliquant la technique hétérogène où la matrice de mortier et le renfort textile sont modélisés séparément. La matrice de mortier du TRC est modélisée en utilisant le modèle appliqué pour le mortier du panneau de maçonnerie tandis que le textile est modélisé comme élastique linéaire jusqu'à la rupture (fragile) en traction et sans résistance en compression (l'épaisseur de chaque couche est basée sur une distribution de fibres diffuse). De plus, il est supposé que tous les éléments sont parfaitement liés. Cette modélisation a été aussi effectuée en 2D. Les résultats de la simulation montrent une bonne confrontation avec les réponses expérimentales à la fois en termes de comportement global que de modes de rupture. Néanmoins, les auteurs ont recommandé d'œuvrer à l'amélioration du modèle afin de pouvoir simuler les différentes solutions de renforcement notamment dans le cas renforcement asymétrique.

Carozzi et al. [CAR(2014)] ont proposé deux modèles pour modéliser des petits piliers de maçonnerie renforcés par FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix system). Dans le premier modèle 1D, seule la grille de renfort est considérée et modélisée au moyen d'éléments finis 1D en interaction avec les éléments parallélépipédiques de mortier autour par l'intermédiaire d'interfaces qui présentent un comportement de contrainte-glissement non-linéaire déduit à partir de données expérimentales. Cependant, dans le deuxième modèle 3D, les briques, le mortier et la matrice de mortier du FRCM sont modélisés par des éléments 3D rigides qui sont interconnectés par des éléments d'interface inélastique présentant de l'adoucissement. La grille de renfort est modélisée en utilisant des éléments de treillis non-linéaires, en interaction avec les éléments de la matrice de mortier autour au moyen de contraintes tangentielles interfaciales non linéaires. Des bonnes confrontations des résultats de simulation et expérimentaux ont été établies.

En ce qui concerne la stratégie de modélisation du renfort TRC dans le cadre de renforcement des structures, une autre proposition est trouvée dans l'étude de Si Larbi et al. [SIL(2013)] qui porte sur la modélisation de poutres béton armé renforcées par TRC. Les auteurs ont proposé de modéliser ces éléments de renfort TRC comme l'élément de béton armé avec l'approche hétérogène où la matrice de mortier est modélisée par modèle « concrete » tandis que le textile est implanté comme un élément de renfort dans les éléments de mortier en prenant en compte le taux de travail actuel des filaments en introduisant un coefficient dit « facteur d'efficacité ». La liaison entre ces éléments et la structure de substrat est proposée parfaite.

### 4.3.3. Commentaires sur la modélisation de maçonneries renforcées par composites

Etudier une maçonnerie renforcée laisse la liberté quant à la stratégie de modélisation à adopter pour le substrat de maçonnerie. En effet, toutes les approches – homogène, simplifiée et détaillée – ont été utilisées avec succès. Chaque approche conserve évidemment ses avantages et ses inconvénients en termes de temps de calcul, d'identification des modes de rupture, etc.

Dans le cas de modélisations de maçonneries sollicitées dans leur plan et sous chargement monotone, l'hypothèse d'une liaison parfaite entre le renfort et le substrat de maçonnerie est recevable. Il est fortement probable que cette hypothèse trouve ses limites dans une optique de modélisation sous chargement cyclique (et *a fortiori* dynamique).

Une loi de comportement élastique linéaire peut être adoptée pour la modélisation des renforts FRP. En effet, la rupture des maçonneries ayant généralement lieu avant l'endommagement des composites à matrice polymère, seule la phase élastique des renforts nécessite d'être fidèlement reproduite numériquement. Cette conclusion ne s'étend pas au cas des renforts TRC, à matrice cimentaire (donc fissurante). Même si certains auteurs ont recours à une loi élastique pour modéliser le matériau TRC, la plupart choisissent une approche hétérogène et modélisent chacun des composants du TRC, la matrice cimentaire et le textile de renfort, de manière dissociée. Cette approche hétérogène permet de mieux rendre compte des spécificités de comportement des TRC, notamment le fait que la rigidité et la résistance d'un TRC sont tributaires de l'imprégnation du textile par la matrice.

## 4.4. Conclusion et orientation de modélisation numérique dans notre étude

Forts des conclusions établies à la suite de l'étude bibliographique, nos orientations sont les suivantes :

- Une modélisation micromécanique est adoptée, d'une part car les dimensions des murs et autres assemblages ont été limitées dans la présente étude pour les rendre compatibles avec une étude en laboratoire. En conséquence, le recours à une modélisation homogénéisée macroscopique ne s'impose pas. D'autre part, l'objectif est de mieux appréhender les mécanismes d'endommagement et de rupture de la maçonnerie selon les configurations de renforcement adoptées, objectif pour lequel les approches microscopiques où les briques et le mortier sont modélisés indépendamment ont fait leurs preuves. Comme dans les travaux de Tao [TAO(2013)] et de Gabor [GAB(2002)], nous proposerons qu'aucun élément d'interface entre matériaux constitutifs ne soit introduit (liaisons supposées parfaites) afin de minimiser la complexité de la modélisation, notamment dans le cas des maçonneries renforcées. Le comportement de l'interface brique/mortier est alors intégré au comportement du joint de mortier.
- Bien que la plupart des études considèrent un comportement élastique des briques, un comportement élastoplastique bilinéaire (avec seuil lorsque la résistance en compression est atteinte) est préféré dans ce travail. En effet, il ressort du chapitre 3 que l'intérêt des renforts (en sollicitation statique) est « borné » par l'écrasement localisé des briques. Il est dès lors prévisible qu'un modèle ne prenant pas en compte les limites mécaniques des briques ne soit pas en mesure de prévoir les charges ultimes des maçonneries renforcées. Dans un premier temps, la loi bilinéaire offre l'avantage de sa simplicité.
- En accord avec l'état de l'art et les constatations expérimentales des chapitres 2 et 3, un comportement post-pic adoucissant est adopté pour traduire les défaillances potentielles des joints de mortier. Le choix des lois de comportement sera orienté également par les possibilités offertes par le code industriel utilisé.
- Les renforts FRP seront considérés comme des matériaux linéaires élastiques, parfaitement liés au substrat de maçonnerie. Cela revient à ne pas autoriser l'effet de décollement du



composite mais cette hypothèse semble admissible dans le cas présent car expérimentalement, le décollement ne s'est produit qu'épisodiquement

- Pour les renforts en TRC, les deux approches présentes dans la littérature – modélisations homogène et hétérogène – sont envisagées afin de déterminer les limites et les forces de chacune d'elles dans le cadre spécifique de la présente étude.

## 4.5. Modélisation des essais

Dans cette partie nous étudions les résultats obtenus expérimentalement via la simulation numérique. Le choix d'un code industriel nous semble pertinent afin de profiter de bibliothèques fournies d'éléments finis (3D solide, 3D) et de lois de comportement (plasticité, endommagement). De plus, les codes industriels possèdent des solveurs robustes, dont l'aptitude à gérer les non – linéarités est déjà largement éprouvée. Nous avons opté pour le code ANSYS, le calcul sera effectué en quasi-statique en adéquation avec les essais expérimentaux.

Puisque la puissance de nos ordinateurs nous le permet, on peut effectuer une modélisation en 3D qui est plus représentative puisqu'elle permet de prendre en compte la complexité de la structure réelle (notamment dans le cas des murs renforcés). De plus, comme proposé ci-dessus, on va coupler la plasticité et l'endommagement par un modèle « concrete » qui n'est disponible que pour des éléments tridimensionnels dans ANSYS.

L'ensemble des lois de comportement envisagées requiert la connaissance d'un nombre conséquent de paramètres. La démarche proposée pour les déterminer est de s'appuyer sur l'étude expérimentale à l'échelle « matériau ». Certains paramètres découleront directement des essais tandis que d'autres seront déterminés à l'issue d'une étude paramétrique par optimisation des confrontations entre les données expérimentales et numériques.

Ces paramètres calés seront ensuite utilisés pour les simulations à l'échelle des composants de structure.

### 4.5.1. Simulation des maçonneries non-renforcées

#### 4.5.1.1. Géométrie, chargements et conditions aux limites

##### (a) *Push-out*

Expérimentalement, deux types d'essais de push-out (avec et sans joints de mortier horizontaux) ont été effectués. Ces deux configurations testées seront toutes deux modélisées.

Rappelons que ces spécimens consistent en trois rangées de briques horizontales dont les dimensions sont de  $250 \times 200 \times 75 \text{ mm}^3$ , les briques sont connectées par des mortiers d'une épaisseur de 10 mm ( $h_{mor}=10\text{mm}$ ). Une contrainte de compression horizontale est uniformément appliquée sur les deux surfaces latérales de l'éprouvette et est maintenue constante au cours de l'essai. Puis on impose progressivement un déplacement vertical de la face supérieure de la brique centrale dans le sens de la compression jusqu'à la rupture. Les déplacements verticaux des faces inférieures des briques latérales sont bloqués.

Du fait des symétries de cette géométrie et des conditions aux limites, on peut effectuer une simulation en considérant deux symétries planes, l'une selon le plan (xy) et l'autre selon le plan (yz). Par conséquent, l'objet de la modélisation reste un quart de la géométrie initiale comme le montre la **Figure 4-26**.

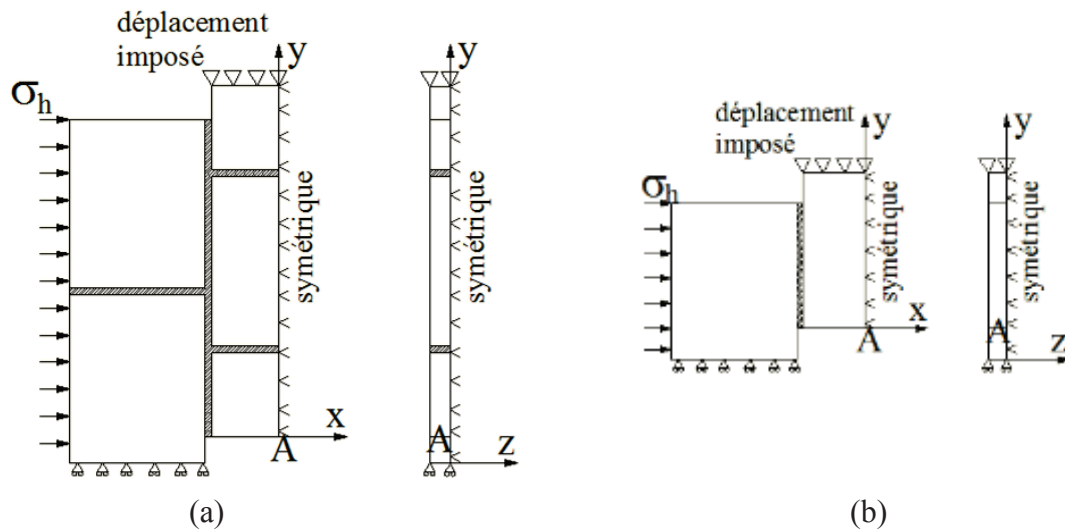


Figure 4-26 : Géométrie, chargement et conditions aux limites d'un push-out : (a)- avec joints horizontaux ; (b)- sans joints horizontaux.

(b) *Murets*

Concernant les murets maçonnés, il s'agit d'assemblages de quatre briques le long de la hauteur et de deux briques en largeur qui sont liées par 10 mm de mortier. Les essais sont réalisés en imposant un déplacement vertical en compression sur la partie supérieure du muret jusqu'à atteindre la rupture. Le déplacement vertical sur les faces inférieures des briques en bas est bloqué. A partir de cette géométrie et de ces conditions aux limites, une simulation symétrique selon la largeur et l'épaisseur est proposée et représentée dans la **Figure 4-27**.

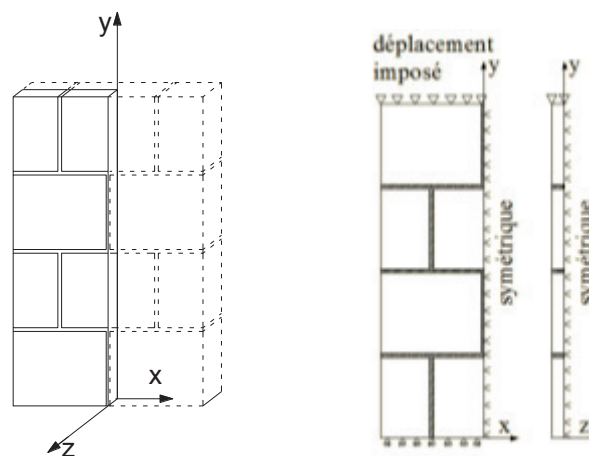


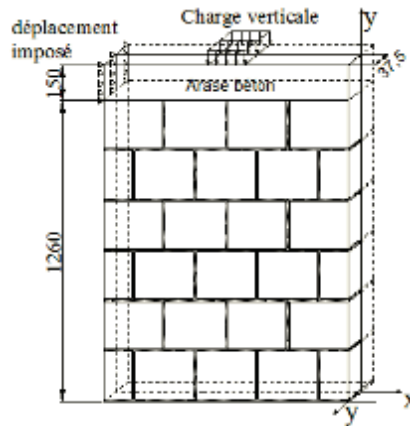
Figure 4-27 : Géométrie, chargement et conditions aux limites du petit mur

(c) *Mur de maçonnerie sous compression-cisaillement combiné*

Pour mémoire, chaque mur contient quatre briques ( $250 \times 200 \times 75 \text{mm}^3$ ) en largeur et six rangées de briques en hauteur qui sont assemblées à l'aide d'un mortier de 10 mm d'épaisseur. Afin de transmettre les efforts vertical et horizontal, on a posé une arase en béton qui est parfaitement reliée à la dernière rangée de briques en haut. De plus, ces murs sont posés sur une semelle de béton armé qui peut être considérée rigide grâce aux résultats quasiment nuls de déplacement en cours de chargement. Donc dans la modélisation, on néglige cette semelle et on considère que ces murs sont bloqués dans toutes les directions sur la face inférieure du premier joint de mortier horizontal. D'abord, une contrainte verticale est appliquée, répartie sur une zone de 100 mm de large et sur toute l'épaisseur de l'arase en béton. Puis, un déplacement horizontal est imposé sur toute la face

latérale gauche de l'arase. Ces conditions de géométrie, de chargement et de conditions aux limites nous conduisent à proposer de simuler ces murs symétriquement selon leurs épaisseurs.

La **Figure 4-28** ci-dessous présente les dimensions, le chargement et les conditions aux limites de ces murs.



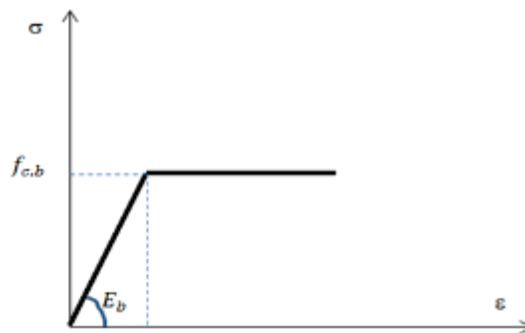
**Figure 4-28 : Géométrie, chargement et conditions aux limites du grand mur**

#### 4.5.1.2. Comportement des matériaux

En utilisant l'approche micromécanique détaillée, les briques et le mortier sont modélisés séparément par différentes lois de comportement.

##### (a) Comportement élastoplastique bilinéaire des briques

Les modes de rupture observés expérimentalement, à l'échelle du matériau et du composant de structure, ont montré la possibilité de rupture par écrasement des briques. Cette observation nous amène à proposer un comportement élastoplastique bilinéaire des briques en introduisant la résistance en compression des briques ( $f_{c,b}$ ) comme le seuil élastique, **Figure 4-29**.



**Figure 4-29 : Comportement bilinéaire proposé pour les briques**

Comme le rappelle le **Tableau 4-1**, les paramètres élastiques des briques découlent des essais de compression réalisés sur les murets. La gamme des valeurs possibles pour la résistance à la compression étant relativement étendue, il a été choisi de réaliser par la suite une étude paramétrique sur cette valeur de manière à évaluer une résistance moyenne représentative du comportement des briques des différents assemblages.

**Tableau 4-1 : Paramètres retenus pour les briques de béton creux**

	Module d'Young $E_b$ (MPa)	Résistance à la compression, $f_{c,b}$ (MPa)	Coefficient de Poisson $\nu_b$
Déterminés expérimentalement	6000	De 3 à 10 MPa	0,3
Eurocode 6	-	4 MPa	-

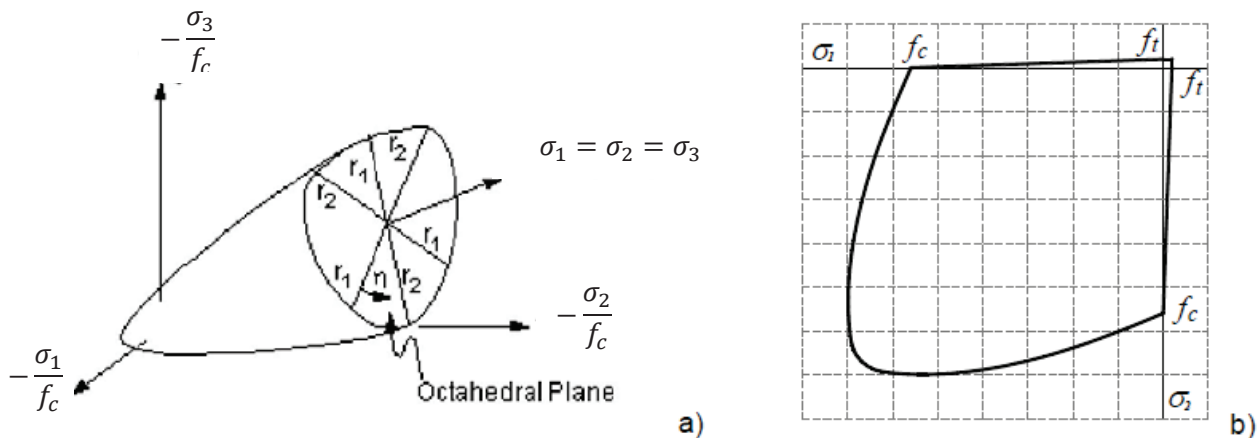
**(b) Comportement plastique endommageable pour le mortier**

Le modèle utilisé est le modèle « concrete » qui permet de rendre compte des modes de rupture par fissuration (dans les trois directions de l'espace) et par écrasement du mortier. Le critère de rupture de ce modèle est celui de William et Warnke [WIL(1975)], représenté par la surface de rupture de la **Figure 4-30**.

Cinq paramètres sont nécessaires pour définir la surface de rupture :  $f_t$ ,  $f_c$ ,  $f_{cb}$ ,  $f_1$  et  $f_2$ .  $f_t$  est la résistance à la traction uniaxiale ;  $f_c$  est la résistance ultime en compression uniaxiale ;  $f_{cb}$  est la résistance ultime en compression biaxiale ;  $f_1$  est la résistance ultime en compression pour un état de compression biaxiale superposé avec l'état de contrainte hydrostatique ; et  $f_2$  est la résistance ultime en compression pour un état de compression uniaxiale superposé avec l'état de contrainte hydrostatique. Toutefois, la surface de rupture peut être spécifiée à partir des seuls paramètres  $f_t$  et  $f_c$ , **Figure 4-30**. Les autres constantes sont alors déterminées par des valeurs par défaut correspondant à :

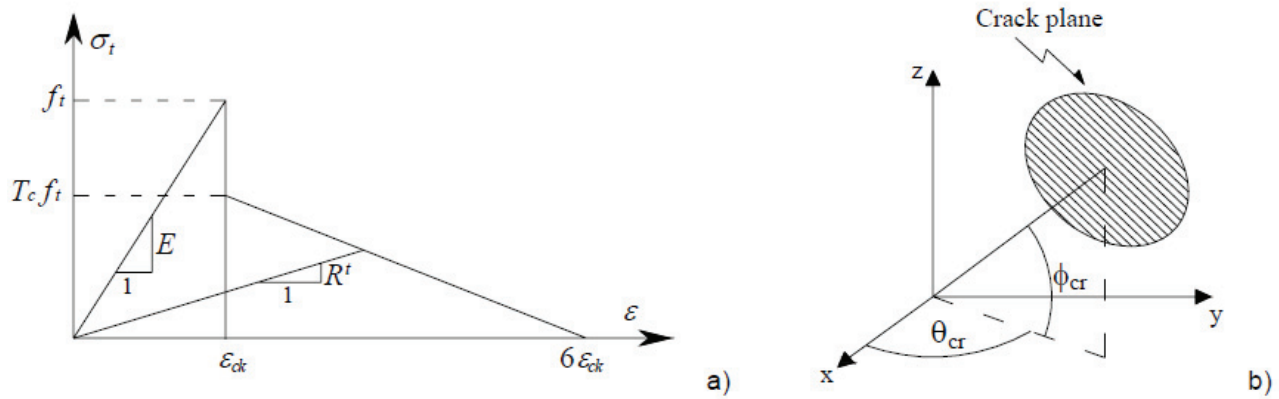
$$f_{cb} = 1,2 f_c; f_{cb} = 1,45 f_c; f_2 = 1,725 f_c \tag{4-10}$$

Si le critère de rupture est satisfait dans une direction, la fissuration ou l'écrasement se produit. En particulier, les fissures se produisent lorsqu'une contrainte principale de traction dépasse la valeur limite ( $f_t$ ) tandis que des écrasements apparaissent quand toutes les contraintes principales sont en compression et dépassent la valeur limite en compression.



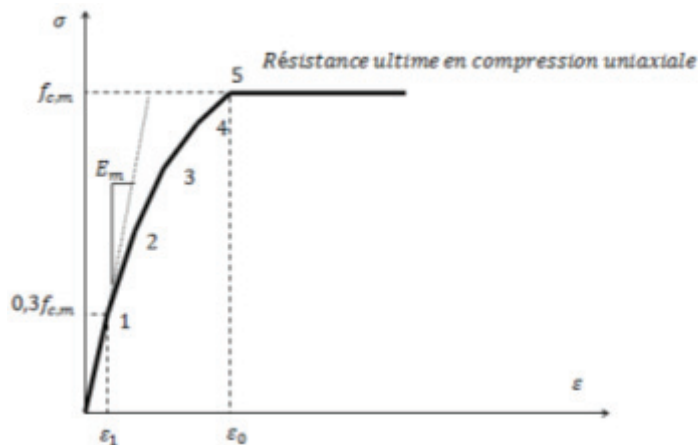
**Figure 4-30 : Surface de rupture proposée par William & Warnke (1975) : (a)-dans l'espace de contrainte principales, (b)- en projection dans le plan.**

Le modèle permet aussi de définir le comportement en traction avec une branche d'adoucissement dans la phase post-pic : la déformation ultime en traction est prise égale à 6 fois la valeur de déformation correspondant à la résistance en traction du matériau  $f_t$  (**Figure 4-31a**). Lorsque se produit une fissuration ou un écrasement, le modèle change la matrice de raideur du matériau. Particulièrement, la présence des fissures introduit un plan de faiblesse dans la direction perpendiculaire à la surface de fissure (**Figure 4-31b**). Un coefficient de transfert de cisaillement  $\beta_t$  est introduit afin de représenter la réduction de résistance en cisaillement pour les charges qui induisent le glissement (cisaillement) à travers la face de fissure. Egalement, lorsqu'une fissure se ferme, les contraintes de compression perpendiculaire à la surface de rupture sont transférées à travers la fissure en introduisant un coefficient de transfert de cisaillement  $\beta_c$  pour une fermeture de fissure.



**Figure 4-31 : Modélisation de condition des fissures : a- comportement en traction ; b- plan de fissure de faiblesse dans une direction perpendiculaire à la surface de fissure**

AM.Avossa et A.Malangone [AVO(2011)] ; D. Kachlakev [KAC(2001)] ainsi que des résultats obtenus dans notre étude (voir dans l'**annexe 4.3**) ont confirmé que l'utilisation seule de ce modèle « concrete » n'est adapté que pour la simulation d'un comportement fragile. Ce comportement fragile vient du critère d'écrasement en compression du mortier : lorsqu'un élément de mortier atteint le seuil en compression, des problèmes de convergence apparaissent et la phase de ductilité devient difficile à capturer. Pour pallier cet inconvénient, ce modèle est couplé avec un modèle de comportement multilinéaire en compression, **Figure 4-32**.



**Figure 4-32 : Comportement multilinéaire en compression du mortier**

En l'absence d'une caractérisation expérimentale du comportement en compression du mortier dans la maçonnerie, la loi de comportement du mortier adoptée est celle proposée par MacGregor [MAC(1992)] pour le béton. La courbe de contrainte-déformation  $y$  est définie par 5 points :

Le point 5, la limite ultime, est défini par la résistance ultime en compression uniaxiale du mortier ( $f_{c,m}$ ) et sa déformation correspondante est calculée par :

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_{c,m}}{E_m} \tag{4-11}$$

Le premier point correspond à la contrainte égale à 30% de la résistance ultime ( $0,3f_{c,m}$ ) et la déformation associée est calculée conformément à la loi de Hooke :

$$\varepsilon_1 = \frac{0,3f_{c,m}}{E_m} \tag{4-12}$$

Les autres points peuvent être déterminés en appliquant la formule suivante :



$$f = \frac{E_m \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \tag{4-13}$$

Le couplage entre ce modèle multilinéaire en compression et le modèle « concrete » conduit à un modèle combiné qui permet de simuler le comportement élastique fragile en traction (**Figure 4-31**) tandis que la compression n’obéit pas au critère d’écrasement mais suit le comportement multilinéaire comme montré sur la **Figure 4-32**.

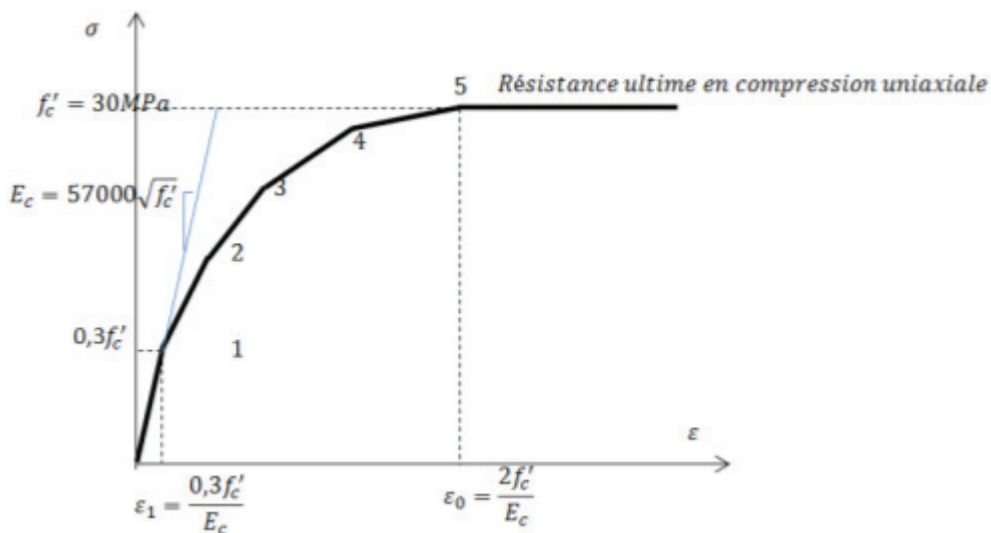
En résumé, comme le présente le **Tableau 4-2**, le modèle élastoplastique adoucissant du mortier repose sur 6 paramètres. Les deux paramètres caractérisant la phase élastique,  $E_m$  et  $\nu_m$ , sont adoptés sur la base des essais expérimentaux précités dans le chapitre 2. Les quatre autres paramètres qui doivent décrire le comportement du mortier intégré dans la maçonnerie et rendre compte de la faiblesse de l’interface brique/mortier feront l’objet d’une étude paramétrique.

**Tableau 4-2 : Récapitulatif des paramètres de la loi de comportement du mortier**

$E_m$	$\nu_m$	$f_{c,m}$	$f_{t,m}$	$\beta_t$	$\beta_c$
3000MPa	0,3	Font l’objet d’une étude paramétrique			

**(c) Comportement multilinéaire pour l’arase en béton**

Pour l’arase en béton, le modèle multilinéaire proposé par MacGregor [MAC(1992)] pour le béton est également adopté.



**Figure 4-33 : Comportement multilinéaire de l’arase en béton [MAC(1992)]**

**Tableau 4-3: Propriétés mécaniques du béton de l’arase**

$E_c$	$f_c$
31200 Mpa	30 MPa

**4.5.1.3. Maillage**

La première étape d’une modélisation par éléments finis consiste à choisir les éléments de maillage adaptés à chaque matériau.

**(a) Choix des éléments**

➤ **Élément utilisé pour les briques**

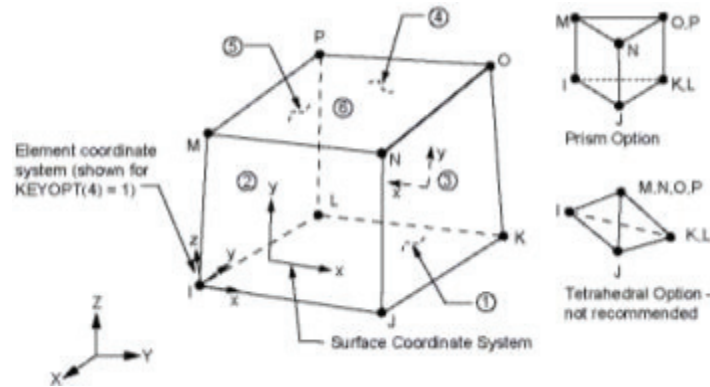


Figure 4-34 : Géométrie de l'élément solid45 [ANSYS 15]

L'élément « solid45 » est proposé pour mailler les briques et l'arase en béton dans les murs. Cet élément possède la capacité de plasticité. Il s'agit d'un élément à huit nœuds avec trois degrés de liberté par nœud correspondant aux déplacements dans les trois directions de l'espace. La géométrie, la localisation des nœuds et le système de coordonnées sont présentés sur la **Figure 4-34**.

➤ **Élément utilisé pour le mortier**

L'élément « solid65 » est capable de simuler les fissures par traction et supporte une loi multilinéaire pour le comportement plastique en compression. Cet élément est compatible avec l'élément solid45 puisqu'il est aussi un élément 3D de huit nœuds, chaque nœud ayant également trois degrés de liberté qui sont les déplacements dans les trois directions de l'espace, **Figure 4-35**.

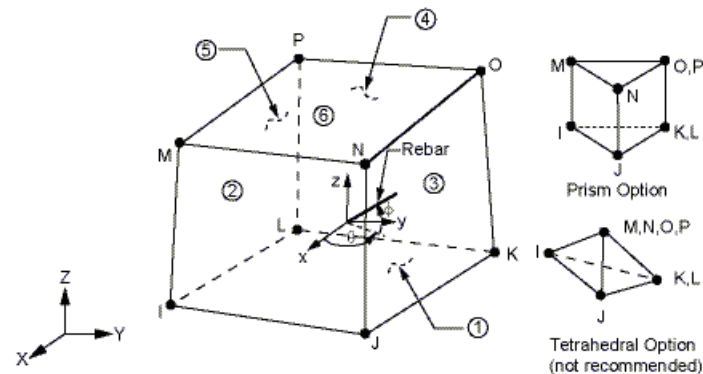


Figure 4-35 : Géométrie de l'élément solid65 [ANSYS 15]

(b) ***Technique de maillage***

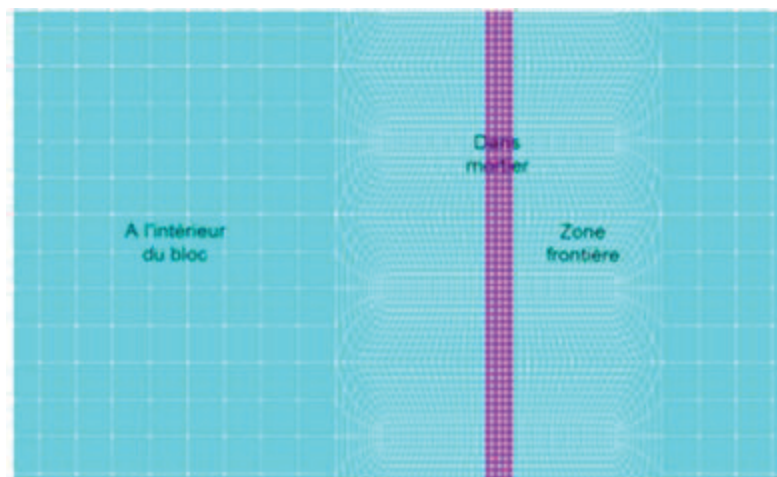
La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation dont la précision dépend de la taille des éléments. L'erreur tend à diminuer avec un raffinement du maillage. Néanmoins, si on augmente la finesse du maillage, le temps de calcul est important. Il faut donc trouver un compromis entre la précision et la vitesse de calcul. Pour cela, des tests seront faits avec plusieurs maillages pour déterminer à partir de quel moment le raffinement n'apporte plus d'amélioration notable.

Afin de trouver le maillage optimal, compromis entre la précision et la vitesse de calcul, il faut donc proposer plusieurs maillages pour chaque cas. Ces maillages sont faits selon la démarche suivante : dans l'assemblage de maçonnerie, la zone contenant des forts gradients de champs mécaniques est localisée. Il s'agit de la zone dans le mortier et dans les briques, autour des frontières brique – mortier. Cette zone est maillée finement pour tenir compte des effets de la concentration des contraintes. En contrepartie, la taille du maillage est grossie à l'intérieur de la brique, dans la partie

centrale, pour diminuer le temps de calcul. Le nombre des éléments le long de l'épaisseur du mur est fixé (3 éléments sur une moitié d'épaisseur pour les push-out et les murets et 2 éléments sur une moitié d'épaisseur pour le mur). En outre, la liaison est supposée parfaite entre les briques et le mortier : ainsi, ces deux éléments partagent les mêmes nœuds à l'interface. Un exemple de maillage obtenu au voisinage d'un joint de mortier est représenté sur la **Figure 4-36**.

Selon cette démarche, plusieurs maillages ont été proposés pour chaque cas (push-out, muret et mur non renforcé) - voir dans **l'annexe 4.1**. Une étude de convergence de maillage est effectuée dans cette annexe et conduit à proposer des maillages suivants :

- Pour les push-out sans joints horizontaux : les éléments du mortier et de la zone de la frontière mesurent  $2,5 \times 2,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$ , tandis que ceux à l'intérieur de la brique mesurent  $10 \times 10 \times 12,5 \text{ mm}^3$ . Le nombre des éléments est de 28032 éléments.
- Pour les push-out avec joints horizontaux : les éléments du mortier mesurent  $2,5 \times 2,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$ , les éléments autour, dans la zone de la frontière, mesurent  $2,5 \times 7,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  et la taille des éléments à l'intérieur de la brique est de  $10 \times 10 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (31278 éléments).
- Pour le muret : les éléments du mortier et de la zone de la frontière mesurent  $5 \times 5 \times 12,5 \text{ mm}^3$ , tandis que ceux à l'intérieur de la brique mesurent  $10 \times 10 \times 12,5 \text{ mm}^3$ . Le nombre des éléments est de 20430 éléments.
- Pour le mur non-renforcé : les éléments du mortier et de la zone de la frontière mesurent  $10 \times 10 \times 18,75 \text{ mm}^3$ , tandis que ceux à l'intérieur de la brique mesurent  $20 \times 20 \times 18,75 \text{ mm}^3$ . Le nombre des éléments est de 29058 éléments.



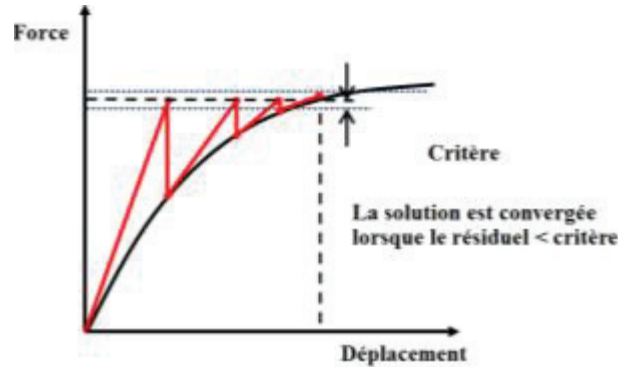
**Figure 4-36 : Exemple d'un maillage au voisinage d'un joint de mortier**

Dès lors, les études ultérieures s'appuieront sur ces choix de maillage. L'étude paramétrique, afin de caler les paramètres matériaux puis la comparaison entre les calculs numériques et les résultats expérimentaux, sont abordés dans la partie suivante. Elle servira aussi à conforter ou infirmer la pertinence du modèle numérique utilisé dans le cadre de la modélisation d'une maçonnerie non-renforcée.

#### 4.5.1.4. Méthode de résolution de la non-linéarité

Dans l'analyse non-linéaire, on ne passe pas directement de l'état initial à l'état complètement chargé mais il faut considérer un ensemble d'états intermédiaires qui tendent vers la solution cherchée. La charge totale appliquée au modèle éléments finis est divisée en plusieurs pas de charge. La solution de chaque pas de charge est résolue dans ANSYS en appliquant la méthode de Newton-Raphson en divisant ce pas de charge en plusieurs incréments. A la fin de chaque solution incrémentale, la matrice de rigidité du modèle peut être ajustée afin de refléter les changements non-linéaires dans la rigidité structurelle avant de traiter l'incrément de charge suivant. Un critère

de convergence (en force, en déplacement et/ou en énergie) est choisi pour mettre fin à l'incrémentation et passer au pas de charge suivant (**Figure 4-37**). Pour chaque incrément, l'algorithme de Newton-Raphson évalue le déséquilibre entre les forces internes issues de l'incrément précédent et le pas de charge appliqué. Si la convergence n'est pas atteinte, l'incrément suivant a pour but d'équilibrer cette différence de charges (résolution d'un problème linéaire) et ainsi de suite jusqu'à la convergence.



**Figure 4-37 : Méthode de résolution de Newton-Raphson**

Dans la présente étude, le critère de convergence est basé en force et en déplacement et les valeurs des tolérances limites sont les valeurs par défaut d'ANSYS, à savoir 5% sur les déplacements et 0,5% sur les forces.

#### 4.5.1.5. Calage des paramètres du modèle

Afin de caler les paramètres des lois de comportement choisies, tels que les résistances à la compression de la brique et du mortier ( $f_{c,b}$  ;  $f_{c,m}$ ), la résistance à la traction du mortier ( $f_{t,m}$ ) et les coefficients de transfert de cisaillement pour une ouverture ou fermeture de fissure ( $\beta_t$  ;  $\beta_c$ ), une étude paramétrique sera effectuée. Il est à noter qu'avec l'échelle réduite (push-out et muret), il devient beaucoup moins complexe (grâce aux géométries plus simples où le nombre de briques et de joints est limité) de caler les paramètres à donner dans les modèles utilisés ce qui est l'objectif principal dans cette partie. L'étude paramétrique est donc effectuée principalement à cette échelle. Chaque fois, un seul paramètre est changé pour étudier son influence sur le comportement des push-out et des murets. Cette étude est faite sur les maillages présentés précédemment. Les détails de cette étude paramétrique sont présentés dans l'**annexe 4.2** et conduisent à adopter les valeurs présentées dans le **Tableau 4-4**.

**Tableau 4-4 : Paramètres adoptés à l'issue de l'étude paramétrique à l'échelle du matériau avec le modèle « concrete »**

Paramètres	Influence <b>principalement</b> sur	Valeurs déterminées
$E_b$	Rigidité de muret	$E_b = 6000MPa$
$E_m$	Rigidité de muret	$E_m = 3000MPa$
$\nu_b, \nu_m$	-	$\nu_b = \nu_m = 0,3$
$f_{c,b}$	Résistance à la compression de muret	$f_{cb} = 4MPa$
$f_{c,m}$	Résistance à la compression de muret et résistance au cisaillement de push-out	$f_{cm} = 3MPa$
$f_{t,m}$	Résistance au cisaillement de push-out	$f_{tm} = 0,4MPa$ (*)
$\beta_t$	Résistance au cisaillement de push-out	$\beta_t = 0$ (*)
$\beta_c$	Aucune influence	$\beta_c = 1$

(\*) – Actuellement, ce paramètre est déterminé en consultant aussi les résultats à l'échelle du composant de structure sur le mur non renforcé (voir l'**annexe 4.2**)

Concernant ces valeurs déterminées numériquement, il est remarqué que les propriétés élastiques ( $E_b$ ,  $\nu_b$ ,  $E_m$ ,  $\nu_m$ ) coïncident avec les valeurs déterminées expérimentalement à partir des essais à l'échelle du matériau. La résistance en compression de la brique égale à 4 MPa correspondant à la valeur de résistance caractéristique de ce type de brique selon l'Eurocode 6, cette valeur est aussi dans l'ordre de grandeur des valeurs (entre 3MPa et 10 MPa) trouvées expérimentalement à partir des essais de compression uniaxiale des briques individuelles qui a été effectué au sein de notre laboratoire (voir la chapitre 2). La résistance en compression du mortier dans l'assemblage est égale à 3 MPa ce qui est approprié pour le type de maçonnerie « normale » où généralement la résistance de l'assemblage maçonné (3,45 MPa) se trouve entre celle de la brique (4 MPa) et celle du mortier (3 MPa) (Hemant B. Kaushik et al. [KAU(2007)]).

Il est à noter que cette modélisation se fait selon l'approche micromécanique détaillée sans introduire aucun élément (ou lois) d'interface. Les caractéristiques de la liaison sont donc incorporées dans le comportement du joint de mortier. Ce joint de mortier est généralement présenté comme une surface de faiblesse dans l'assemblage maçonné notamment sous l'effet de traction (voir section 2.2.2- chapitre 1). La résistance à la traction implantée pour le mortier dans cette modélisation représente donc plutôt celle de l'interface brique/mortier. Dans la littérature, différents auteurs proposent une valeur comprise entre 10% (A. Brencich et al. [BRE(2008)]) et de 30% à 40% (A.M. AVOSSA et P. MALANGONE [AVO(2011)]) de la résistance en compression de maçonnerie. La valeur numérique trouvée est dans cet ordre de grandeur.

La confrontation entre résultats numériques et expérimentaux à l'échelle du matériau et à l'échelle du composant de structure (cas du mur non renforcé) fait l'objet de la suite de ce chapitre.

#### 4.5.1.6. Comparaisons entre résultats numériques et expérimentaux à l'échelle du matériau

Il convient de présenter les résultats numériques des simulations conduites avec les paramètres du Tableau 4-4, jugés suffisamment satisfaisants pour les retenir pour la suite de l'étude. L'attention se porte sur le critère de rupture en cisaillement des push-out (avec et sans joints horizontaux), les comportements global et local des murets ainsi que leur mode de rupture.

##### (a) *Push-out*

##### ➤ *Relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte de compression latérale*

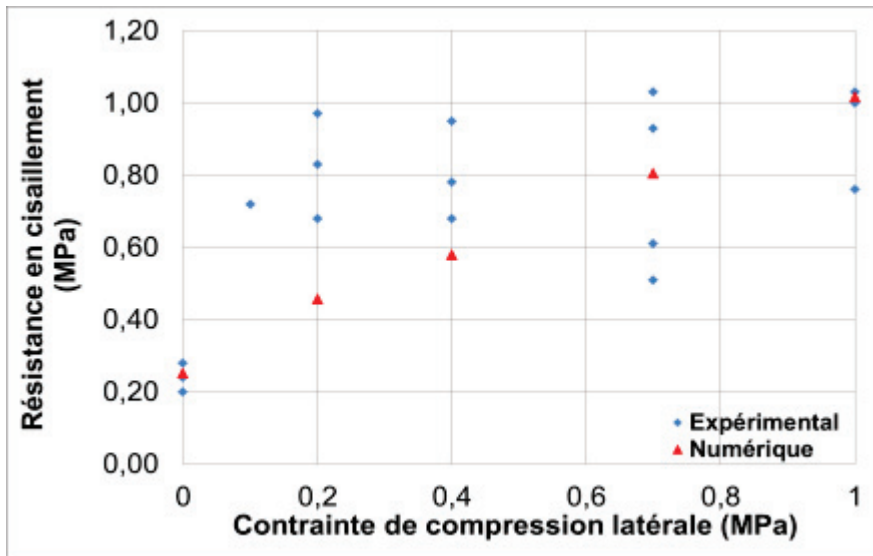
La forte dispersion des résultats expérimentaux lors de ces essais push-out, abordée dans le chapitre 2, nous amène à ne pas chercher à confronter des résultats numériques et expérimentaux concernant la relation entre la contrainte de cisaillement et les déplacements des capteurs LVDT pour chaque niveau de compression latérale, mais nous allons effectuer une corrélation relative au critère de rupture en cisaillement (**Figure 4-38**).

##### Discussion des résultats :

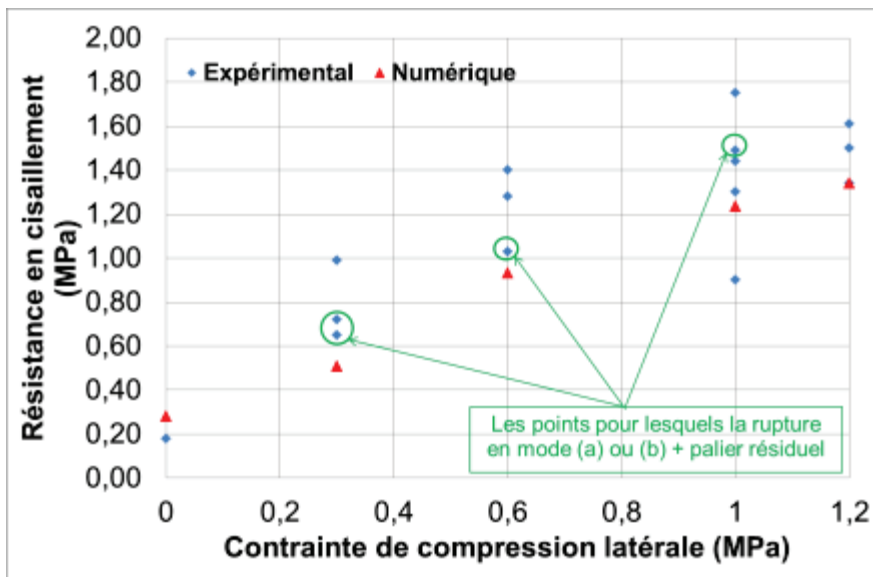
Il apparaît tout d'abord que, quelle que soit la configuration de push-out considérée, les résultats numériques s'intègrent dans le fuseau des résultats expérimentaux pour la plupart des contraintes de compression latérale. En particulier, les résultats numériques relatifs aux essais sur les assemblages sans joints horizontaux ayant présenté une rupture selon les modes (a) et/ou mode (b) et un palier résiduel (voir ces modes dans le chapitre 2 – section 2.4.3) sont jugés satisfaisants. Il est à reconnaître que les simulations numériques tendent à sous-estimer les valeurs expérimentales. Ceci fait écho à la remarque du Tableau 4-4 selon laquelle la résistance à la traction du mortier ( $f_{t,m}$ ) n'est pas seulement calée sur la base des essais à l'échelle matériau. En effet, une augmentation de  $f_{t,m}$  conduirait certes à une augmentation de la résistance au cisaillement dans les push-out (voir l'**annexe 4.2**) mais les capacités portantes des murs non renforcés s'en trouveraient alors fortement augmentées et largement surestimées par rapport aux résultats expérimentaux (voir l'**annexe 4.2**).



Le choix de  $f_{t,m}$  résulte donc d'un compromis entre la qualité des résultats à l'échelle matériau et celle à l'échelle du mur non renforcé.



(a)

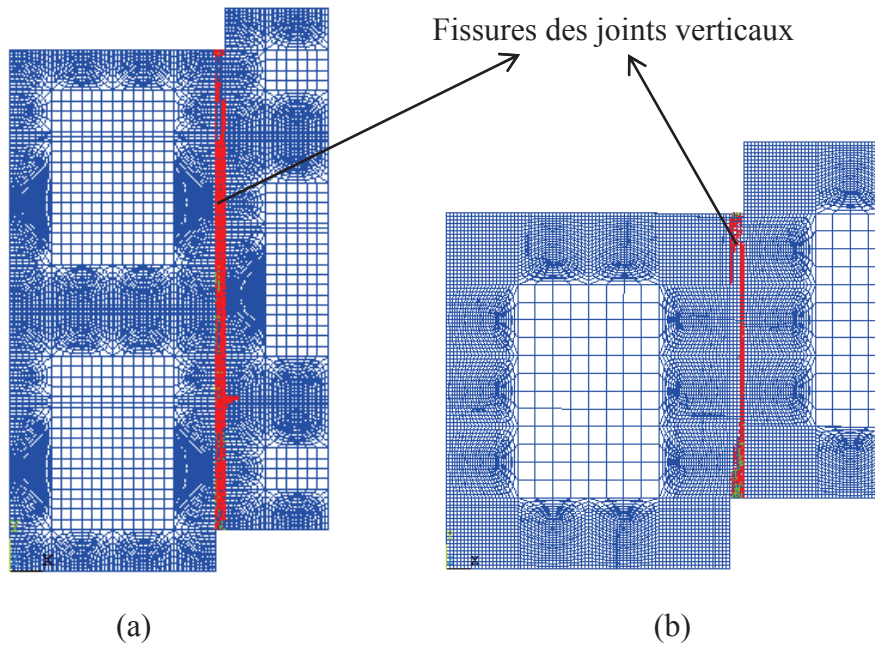


(b)

Figure 4-38 : Comparaison numérique/expérimental du critère de rupture en cisaillement : (a)- avec joints horizontaux ; (b) – sans joints horizontaux

➤ Modes de rupture

Il est à noter que la rupture numérique a lieu au niveau des joints verticaux ce qui est le mode de rupture très caractéristique en cisaillement (Figure 4-39).



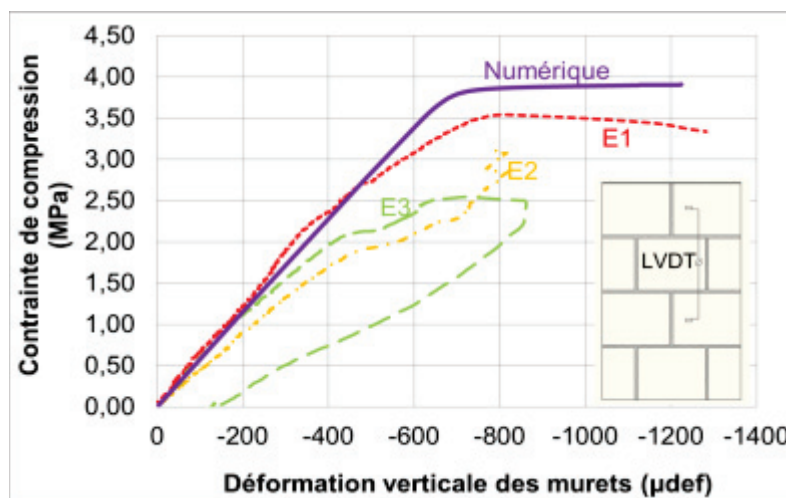
**Figure 4-39 : Modes de rupture numérique : (a)- avec joints horizontaux ; (b) – sans joints horizontaux**

**(b) Muret maçonné**

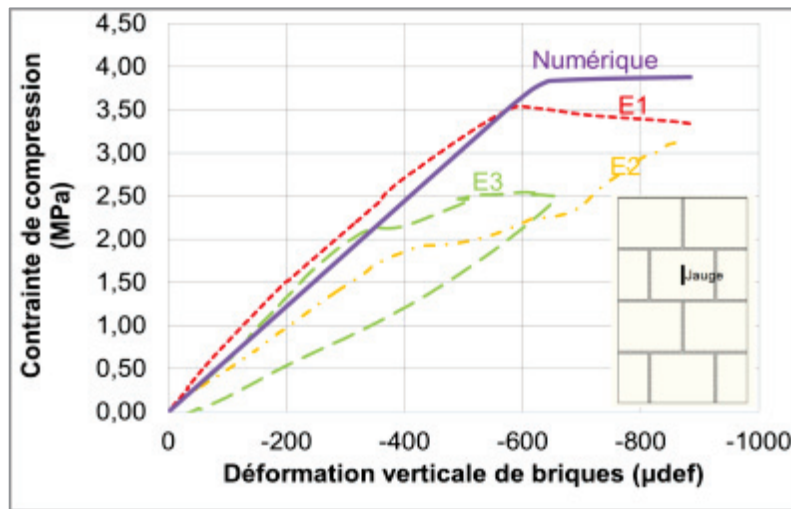
➤ **Comportements global et local**

Le résultat simulé montre une assez bonne concordance avec les résultats expérimentaux, que l'on s'intéresse aux déformations globales déduites des capteurs LVDT ou aux déformations locales issues des jauges de déformations collées au droit des briques. Cette bonne corrélation est très claire notamment au niveau de la rigidité mais aussi satisfaisante en termes de résistance maximale, compte-tenu de la forte dispersion expérimentale sur ce paramètre, **Figure 4-40**.

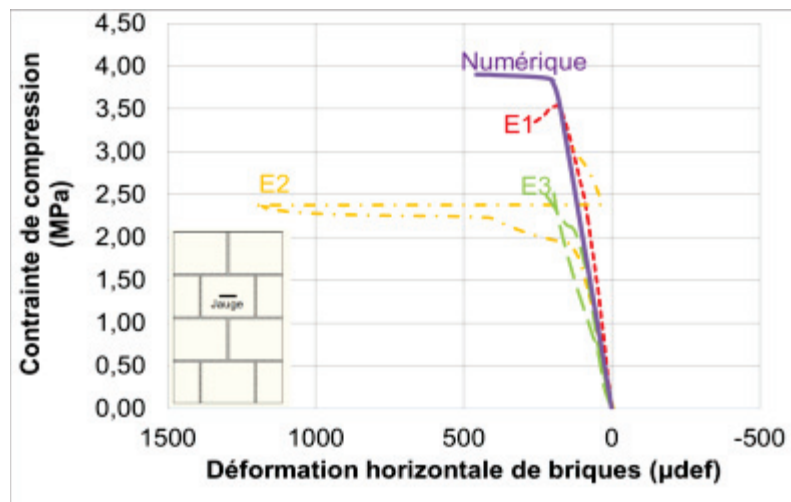
De plus, les résultats de l'étude paramétrique effectuée numériquement sur ces murets (voir dans l'**annexe 4.2** et **Tableau 4-4**) mettent en évidence le rôle important des briques dans le comportement en compression de la maçonnerie.



(a)



(b)



(c)

**Figure 4-40 : Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux des murets : contrainte-déformation moyenne des capteurs LVDT verticaux (a) ; contrainte – déformation moyenne des jauges verticales (b) et horizontales (c) collées au droit des briques. Pour rappel, l’essai E3 n’a pas été mené jusqu’à la rupture, une décharge a été effectuée en cours d’essai.**

➤ Mode de rupture

En ce qui concerne la rupture obtenue numériquement (**Figure 4-41**) on trouve que les fissures sont localisées au niveau d’un joint vertical au centre de l’éprouvette ce qui est bien le reflet du mode de rupture expérimental où les joints verticaux des assemblages gouvernent (notamment en termes de localisation) l’apparition de la fissuration.

Pour approfondir les résultats, il convient de s’intéresser à la distribution de contrainte au sein des briques. Dans le chapitre 2, il a été conclu que la fissuration verticale des murets était consécutive à l’apparition de contraintes de traction dans les briques (notamment au droit des joints verticaux), provoquant une fissuration. Même si le modèle numérique ne peut pas rendre directement compte de l’endommagement des briques (la loi élastoplastique bilinéaire est symétrique en traction/compression et le seuil correspond à la résistance en compression des briques, supérieur à leur résistance en traction), il convient d’analyser, *a posteriori*, les états de contraintes dans le mortier et dans les briques.

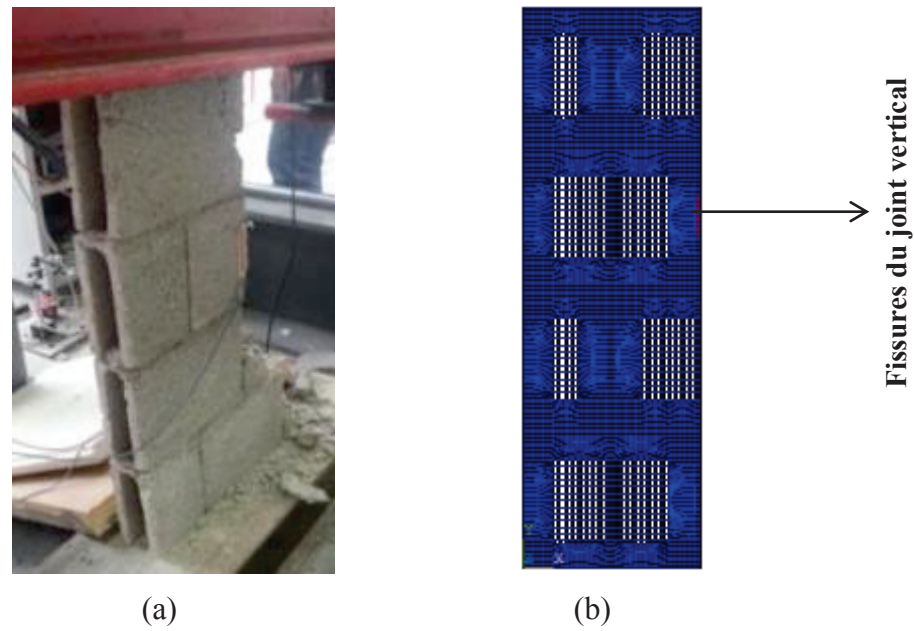


Figure 4-41 : Comparaison entre les ruptures expérimentale (a) et numérique (b)

➤ Etat de contrainte des briques et du mortier

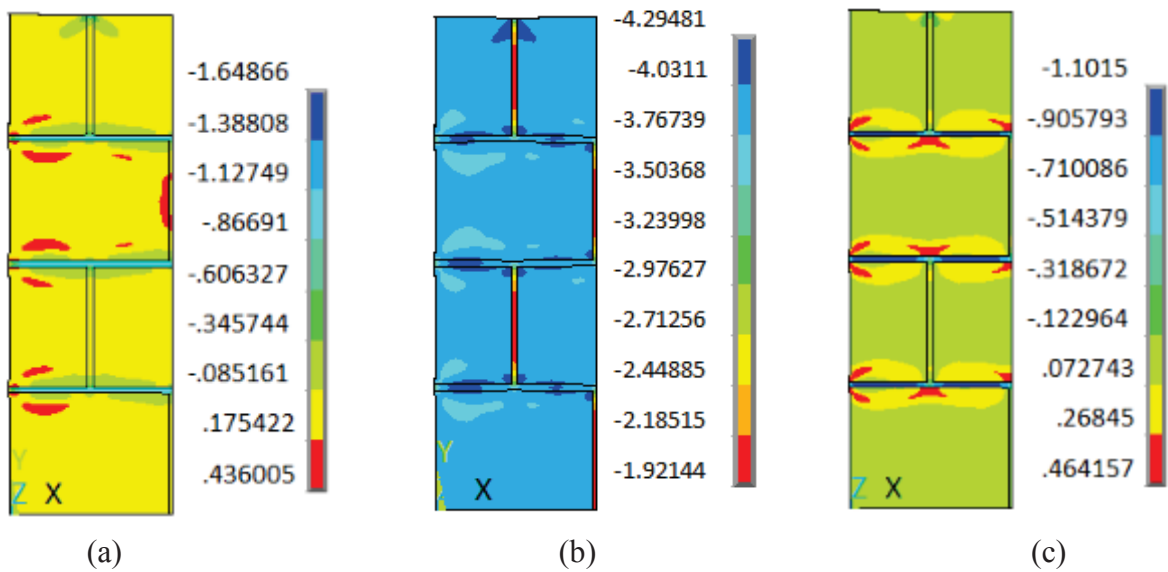


Figure 4-42 : Etat de contrainte des briques et du mortier : contrainte normale (a) dans la direction x, (b) dans la direction y et (c) dans la direction z.

La distribution de contraintes dans les briques et le mortier (Figure 4-42 (a), (b) et (c)) met en évidence un état de contrainte caractérisé par une compression/traction biaxiale dans les briques et une compression triaxiale dans les joints de mortier horizontaux. De plus, il est à noter, à partir de la Figure 4-42 (c), qu'une concentration plus importante de contrainte de traction des briques est observée dans la zone en contact avec les joints verticaux. Ces résultats confortent l'hypothèse d'interaction entre brique/mortier lorsque le mortier est plus souple que les briques.

4.5.1.7. Comparaisons entre résultats numériques et expérimentaux à l'échelle du composant de structure : mur non renforcé

Les lois de comportement choisies et les paramètres calés ont conduit à des résultats jugés satisfaisants à l'échelle du matériau dans les parties précédentes. Nous allons ici mettre en évidence

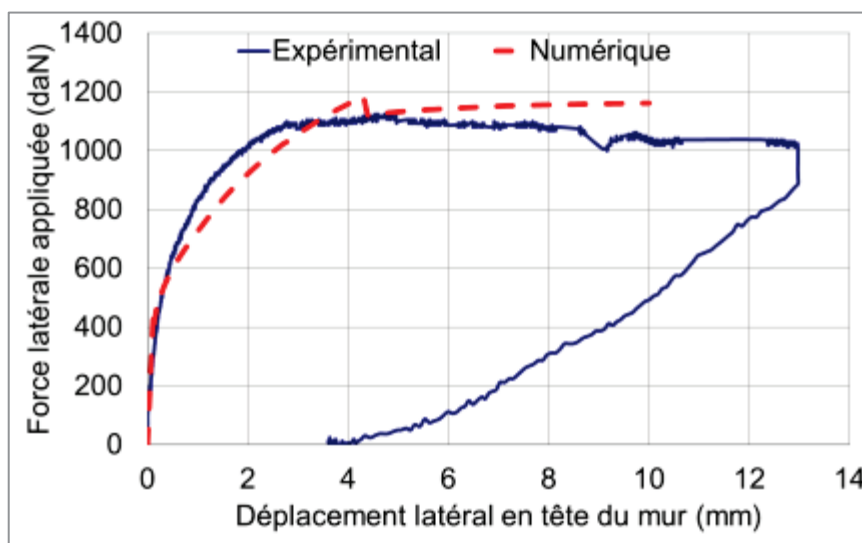
l'efficacité de ce modèle et de ces paramètres pour la modélisation d'un mur non renforcé soumis à un chargement de compression – cisaillement combinés.

**(a) Comportement global**

On peut constater sur la **Figure 4-43** qu'avec les paramètres calés, la modélisation par ce modèle nous permet de capturer le comportement global du mur, représenté par la courbe de force – déplacement latéral en tête de mur. L'erreur commise sur l'évaluation de la résistance du mur est de 5%.

**Tableau 4-5 : Comparaison entre les charges maximales numérique et expérimentale du mur non renforcé**

Force maximale expérimentale (daN)	Force maximale numérique (daN)
1125	1180 (5%)



**Figure 4-43 : Comparaison entre résultats numérique et expérimental du comportement global du mur non renforcé**

Une bonne confrontation a été trouvée non seulement au niveau de la rigidité initiale de la phase élastique mais aussi de la phase non linéaire jusqu'au pic qui correspond à l'apparition et à la propagation des fissures de joints de mortier. De plus, cette modélisation permet de capter le plateau de la courbe expérimentale mais ne peut pas représenter la dégradation de résistance de cette courbe qui est principalement relative à l'écrasement de briques du côté en compression. Dans cette simulation, seul un comportement en compression élastoplastique parfait et multilinéaire est considérée pour les briques et le mortier respectivement, la chute de la résistance liée à leur endommagement n'est pas reproduite.

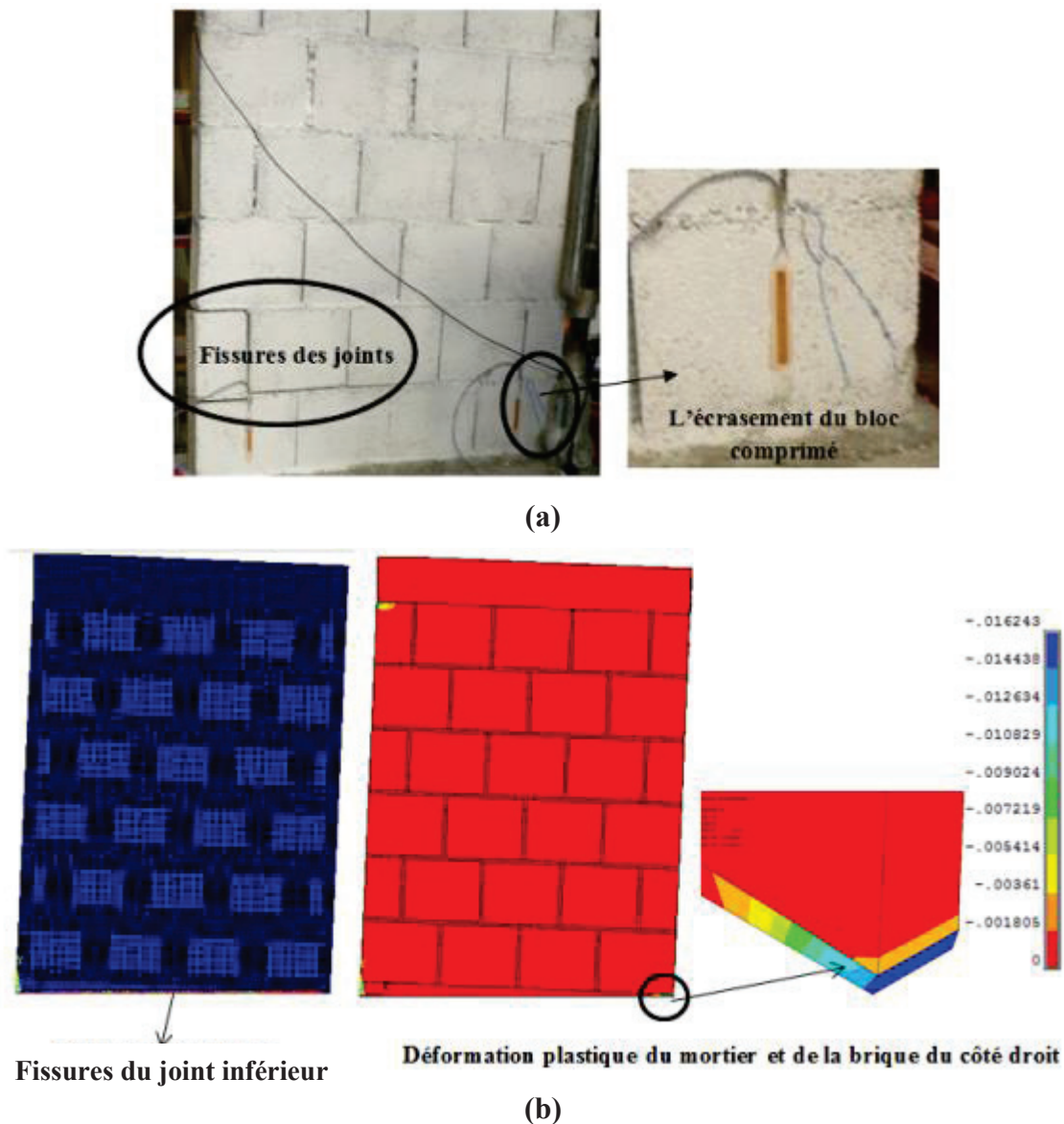
**(b) Modes de rupture**

Concernant le mode de rupture obtenu par la simulation numérique, on peut trouver que ce mode de rupture est de type flexion, caractérisé par des fissurations par traction des joints de mortier du côté gauche et par des déformations plastiques du côté droit, ce qui est similaire au mode de rupture expérimental, **Figure 4-44**.

Toutefois, la position des fissures numériques diffère par rapport aux expériences. Cela peut être expliqué par la simplification numérique qui consiste à considérer que tous les joints de mortier ont la même épaisseur, les mêmes caractéristiques mécaniques, ce qui n'est pas assuré expérimentalement. La rupture expérimentale au niveau du deuxième joint de mortier provient



certainement d'une faiblesse locale du joint de mortier, potentiellement consécutive à un défaut de mise en œuvre du mur.

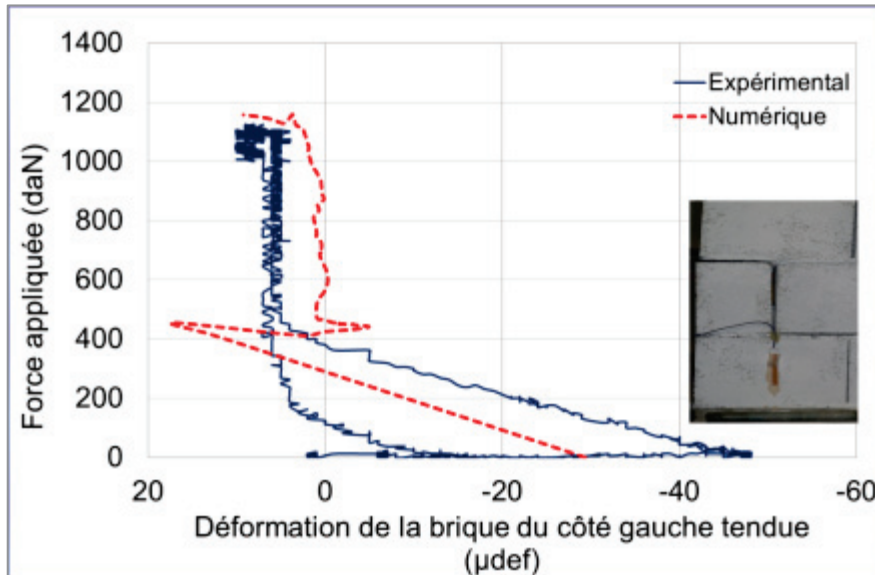


**Figure 4-44 : Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture : (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique**

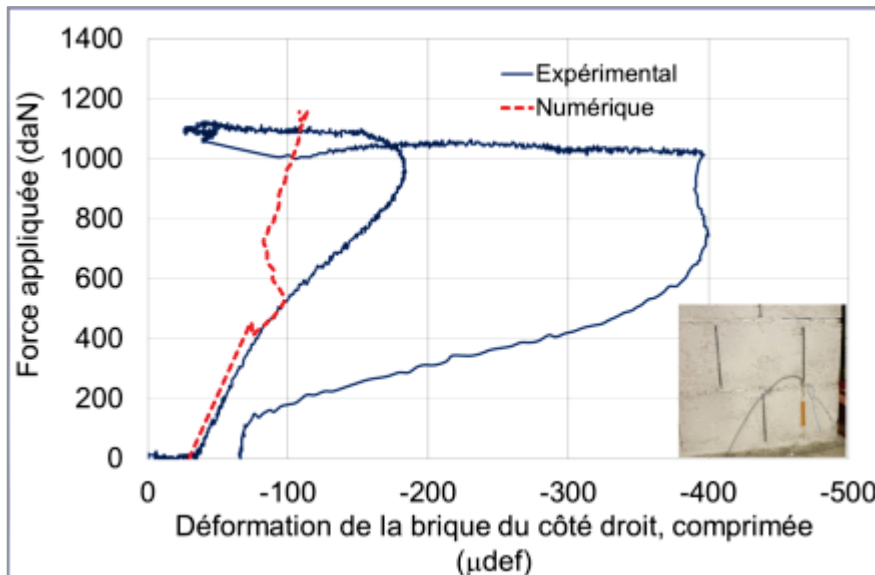
**(c) Comportement local**

Dans l'objectif de vérifier que les fonctionnements des murs expérimental et numérique sont similaires, le comportement local est également étudié et les courbes numériques de force – déformation des briques du côté gauche, tendu, et du côté droit, comprimé, sont comparées avec celles expérimentales, **Figure 4-45**.

Ces résultats montrent de bonnes confrontations au niveau de ces comportements locaux sous la charge de compression (voir dans l'**annexe 4.4**) et aussi sous la charge de cisaillement, notamment dans la phase élastique. Néanmoins, à partir du point d'inflexion correspondant à l'apparition de fissures, il y a une différence entre le numérique et l'expérimental ce qui peut être expliqué par la différence de localisation des fissures dans les modes de rupture, remarquée précédemment.



(a)

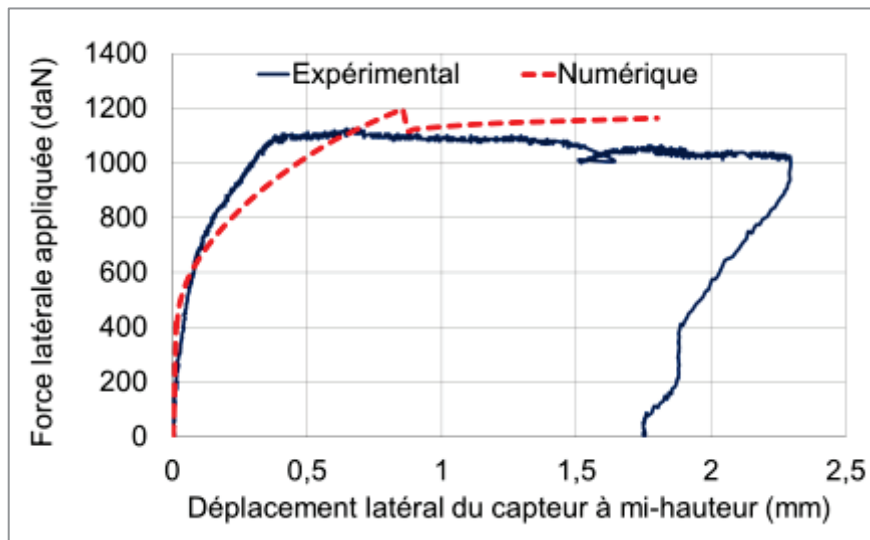


(b)

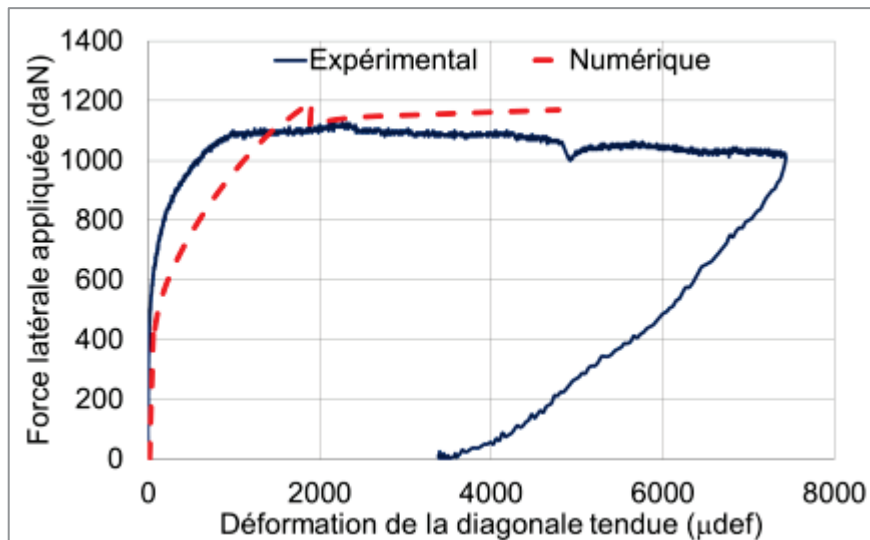
**Figure 4-45 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux du comportement local du mur non renforcé : force – déformation de la brique du côté gauche, tendu (a) et de la brique du côté droit, comprimé (b)**

La bonne confrontation est aussi trouvée au niveau des autres capteurs LVDT, à la mi-hauteur et le long de la diagonale tendue du mur, **Figure 4-46**.

La comparaison entre résultats numériques et expérimentaux ci-dessus nous permet de constater que ce modèle avec les paramètres calés du **Tableau 4-4** semble être adapté à modéliser le comportement de maçonneries à l'échelle du composant de structure sous sollicitation compression – cisaillement combiné dans la mesure où de bonnes corrélations (hormis la localisation des fissures) ont été établies.



(a)



(b)

Figure 4-46 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux au niveau du capteur à mi-hauteur (a) et le long de la diagonale tendue (b)

#### 4.5.1.8. Conclusion sur la simulation de maçonnerie non-renforcée

En conclusion, nous pouvons confirmer la pertinence de ce modèle dans le cadre d’une modélisation d’un comportement dans le plan de la maçonnerie à deux échelles, celle du matériau et celle du composant de structure. De plus, les paramètres sur lesquels repose la modélisation, qui sont calés **principalement** sur les essais à l’échelle du matériau, sont effectivement satisfaisants à l’échelle du composant de structure ce qui conforte la pertinence des assemblages à cette « **échelle réduite** » dans l’optique d’une modélisation numérique.

Dans la partie suivante, la simulation des murs renforcés par FRP et par TRC sera effectuée.

#### 4.5.2. Simulation des murs maçonnés renforcés par matériaux composites FRP

Il est dorénavant considéré que les lois de comportement proposées, associées aux paramètres du **Tableau 4-4**, permettent de reproduire le comportement de la maçonnerie non renforcée dans le cadre de la présente étude (matériaux considérés et sollicitation plane monotone quasi-statique).

Désormais, sans apporter de modifications ni aux lois de comportement, ni à leurs paramètres, l'objectif est d'analyser numériquement l'effet des renforts sur cette maçonnerie.

Pour des soucis de clarté de ce manuscrit, il nous faut anticiper quelques résultats. Il s'avère que l'utilisation d'une loi élasto-plastique bilinéaire pour les briques ne suffit pas à rendre compte de leur endommagement dans les maçonneries renforcées et surtout du surplus de sollicitation sur les renforts qu'engendre leur fissuration. En conséquence, de nouvelles modélisations ont été effectuées en adoptant un comportement post-pic adoucissant pour les briques.

Il a donc été choisi de présenter dans la suite de ce chapitre ces deux approches de modélisation des briques de manière conjointe pour mieux les comparer. Le comportement du mortier n'est pas affecté par ce changement de loi pour les briques et les paramètres du **Tableau 4-4** restent valables. En revanche, il convient de décrire le nouveau modèle de comportement adopté pour les briques et de caler les paramètres de ce modèle sur la base des essais expérimentaux à l'échelle matériau avant d'analyser les résultats des simulations à l'échelle des murs renforcés.

#### 4.5.2.1. Comportement des matériaux constitutifs

##### (a) *Comportement adoucissant des briques avec le modèle « microplane »*

Le modèle d'endommagement proposé est un modèle dit « microplane » disponible dans la bibliothèque d'ANSYS qui permet d'introduire le comportement post-pic avec adoucissement, **Figure 4-47**. Le comportement du mortier est toujours identique (couplage des modèles « concrete » et plastique multilinéaire).

Ce modèle microplane est basé sur les travaux de recherche de Bazant and Gambarova [BAZ(1984)] où le comportement du matériau est simulé selon des lois contrainte-déformation uniaxiales dans différents plans. La dégradation de la rigidité directionnel-dépendante est modélisée grâce à des lois d'endommagement uniaxiale dans des plans de rupture potentiel individuel, ce qui conduit à une formulation d'endommagement macroscopique anisotrope.

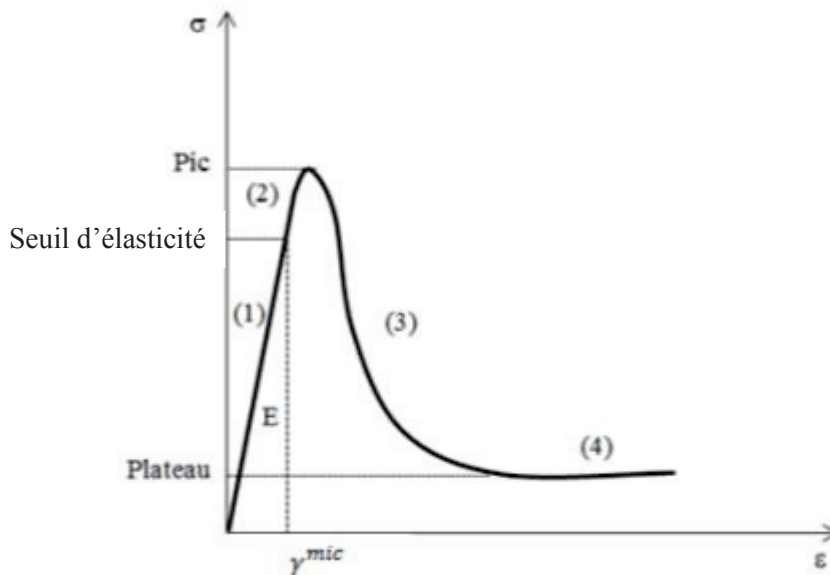
La théorie microplane est résumée à travers ces trois étapes principales :

- Appliquer une contrainte cinématique pour relier les tenseurs de déformation macroscopique à leurs microples homologues.
- Définir des lois constitutives au niveau de microplane, où les équations constitutives unidirectionnelles (comme des composants de contraintes et déformations) sont appliquées sur chaque microplane.
- Relier le processus d'homogénéisation au niveau du point matériel pour obtenir la réponse globale de matériel.

La formulation du modèle microplane de matériau est basée sur l'hypothèse que l'énergie libre microscopique ( $\psi^{mic}$ ) au niveau microplane existe et que l'intégrale de cette énergie libre sur toutes les microplanes est équivalent à l'énergie libre macroscopique de Helmholtz ( $\psi^{mac}$ ), écrite par :

$$\psi^{mac} = \frac{3}{4\pi} \int_{\Omega} \psi^{mic} d\Omega \quad (4-14)$$

Afin de tenir compte de la dégradation matérielle et d'endommagement, la fonction de l'énergie libre microscopique est modifiée en introduisant un paramètre d'endommagement dont l'évolution est caractérisée par différents paramètres matériels tels que trois constantes, fonctions de l'endommagement ( $k_0; k_1; k_2$ ), la densité critique d'énergie de déformation équivalente ( $\gamma^{mic}$ ), un paramètre représentant l'endommagement maximal ( $\alpha^{mic}$ ) et un autre paramètre caractéristique du taux d'endommagement ( $\beta^{mic}$ ).



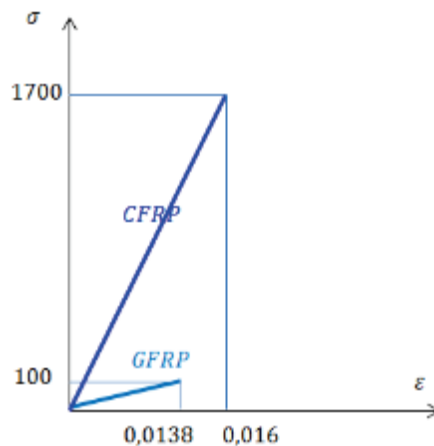
**Figure 4-47 : Courbe de contrainte – déformation sous l'état de contrainte uniaxiale définie par le modèle « microplane »**

Dans le but de mieux comprendre ce comportement microplane, notamment l'influence de différents paramètres sur cette courbe de comportement, une étude paramétrique a été conduite sur un élément simple sous l'état de contrainte uniaxiale (voir dans l'**annexe 4.5**). Les résultats obtenus nous permettent de constater qu'il est possible de diviser cette courbe de comportement en quatre phases et le comportement de chacune d'elle dépend de paramètres correspondants :

- La première phase (1) est définie par la rigidité qui correspond au module d'Young  $E$  du matériau et le seuil dit « seuil d'élasticité » qui dépend principalement du paramètre  $\gamma^{mic}$ ,
- La forme de l'évolution de la phase (2) dépend principalement des deux paramètres  $k_1$  et  $k_2$  tandis que le paramètre  $k_0$  décide l'augmentation de la contrainte jusqu'au pic. Ce pic est donc déterminé essentiellement par ce dernier paramètre mais aussi par la valeur de  $\gamma^{mic}$ ,
- La descente après le pic diffère selon le paramètre  $\beta^{mic}$ . Cette phase d'adoucissement se termine par un plateau dont la position dépend de  $\alpha^{mic}$  : ce paramètre correspond au pourcentage de dégradation maximale par rapport au pic.

**(b) Comportement élastique linéaire orthotrope du FRP**

Ces matériaux sont supposés élastiques linéaires orthotropes. Leurs comportements en traction uniaxiale dans la direction principale sont présentés sur la **Figure 4-48**.



**Figure 4-48 : Comportement en traction uniaxiale dans la direction principale de CFRP et de GFRP**



Le comportement en traction uniaxiale du GFRP résulte d'essais de traction uniaxiale qui ont eu lieu au sein de notre laboratoire tandis que les caractéristiques mécaniques du CFRP sont issues de l'avis technique du CSTB n° 3/07-540 relatif au procédé FOREVA TFC. Toutes les caractéristiques mécaniques de ces deux matériaux sont présentées dans le **Tableau 4-6**.

**Tableau 4-6 : Propriétés mécaniques de renforts composites CFRP et GFRP**

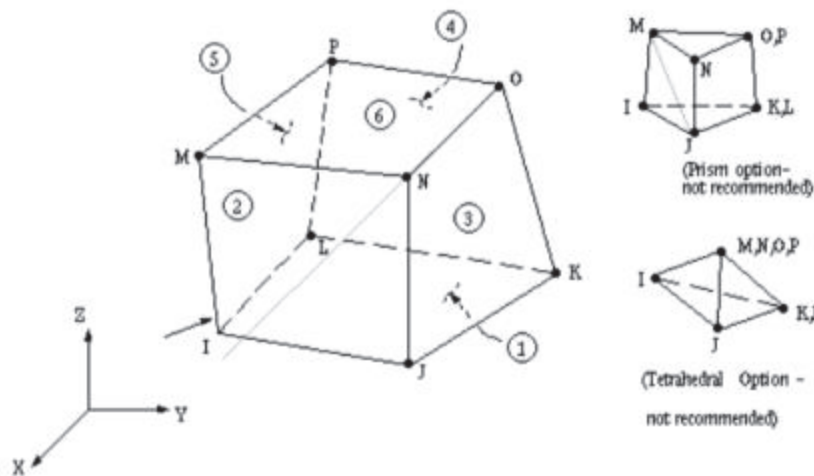
Type de composite FRP	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson (*)	Résistance à la traction (MPa)	Module de cisaillement (MPa) (*)	L'épaisseur de composite (mm)
CFRP	$E_x = 105000$ $E_y = 45000$ $E_z = 45000$	$\nu_{xy} = 0,1$ $\nu_{yz} = 0,1$ $\nu_{xz} = 0,1$	1700	$G_{xy} = 40000$ $G_{yz} = 40000$ $G_{xz} = 40000$	0,48
GFRP	$E_x = 7200$ $E_y = 7200$ $E_z = 7200$	$\nu_{xy} = 0,1$ $\nu_{yz} = 0,1$ $\nu_{xz} = 0,1$	100	$G_{xy} = 1000$ $G_{yz} = 1000$ $G_{xz} = 1000$	1,7

(\*) En l'absence d'informations sur ces grandeurs, une étude paramétrique a été effectuée et a conclu à une faible influence de ces paramètres sur les comportements globaux.

**4.5.2.2. Maillage**

(a) **Choix des éléments**

➤ **Élément solid185 pour les briques**



**Figure 4-49 : Géométrie de l'élément solid185**

Le mortier et l'arase de béton sont respectivement maillés avec des éléments solid65 et solid45, déjà présentés lors de la modélisation de la maçonnerie non renforcée (voir la partie 4.5.1.3).

Les briques sont désormais modélisées à l'aide d'éléments solid185. Cet élément a une géométrie similaire à l'élément solid45 (**Figure 4-49**) mais, contrairement lui, il est capable de simuler l'endommagement des briques par le modèle microplane décrit précédemment.

➤ **Élément solsh190 pour les renforts composites FRP**

L'élément « solsh190 » est choisi pour simuler les renforts FRP dont le comportement est supposé élastique linéaire orthotrope. Cet élément est un type d'élément de coque solide qui est souvent utilisé pour modéliser des éléments de structure mince en 3D. L'élément possède huit nœuds avec trois degrés de liberté à chaque nœud correspondant aux déplacements dans les trois directions de l'espace (**Figure 4-50**).

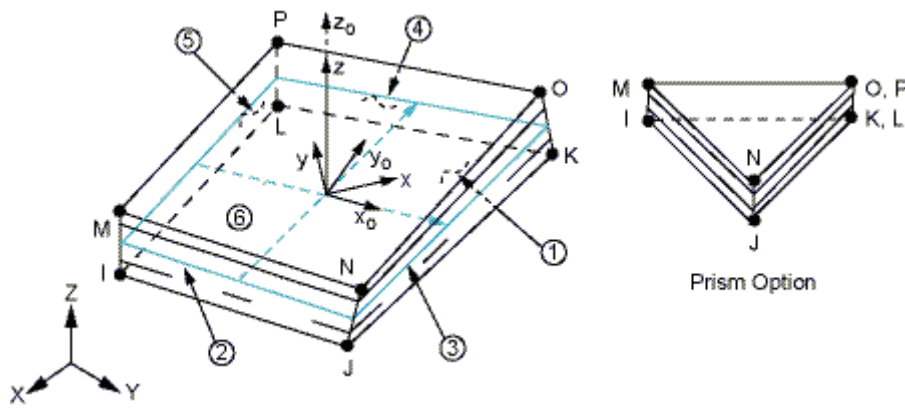


Figure 4-50 : Géométrie de l'élément solsh190

(b) *Maillage*

Le maillage de ces murs renforcés est basé sur le maillage retenu à la suite de l'étude de maillage réalisée pour le mur non renforcé. Il s'agit du maillage où les éléments du mortier et des briques au voisinage des joints de mortier mesurent  $10 \times 10 \times 18,75 \text{ mm}^3$  tandis que les éléments à l'intérieur de la brique mesurent  $20 \times 20 \times 18,75 \text{ mm}^3$ . En supposant une liaison parfaite entre ces renforts et la maçonnerie, ce qui semble raisonnable dans le cas de la présente étude où la rupture expérimentale ne montre aucun décollement observé sauf un décollement très local du mur MRC, les éléments des renforts sont implantés directement à partir des nœuds appartenant aux éléments de maçonnerie.

4.5.2.3. **Calage des paramètres pour le modèle microplane**

Nous avons effectué, en profitant des résultats obtenus à partir de la précédente étude paramétrique (partie 4.5.1.5), une deuxième étude paramétrique à l'échelle du matériau en sachant que le comportement des briques influence essentiellement le comportement des murets mais influe peu sur la réponse lors des push-out. Cette étude paramétrique est donc effectuée principalement sur les éléments de briques et sur les murets sous l'effet de compression uniaxiale ce qui nous permet de choisir une solution pour l'ensemble des paramètres (**Tableau 4-7**). La solution ici proposée est un jeu de paramètres possible, non unique, qui conduit à des résistances en compression des briques de 4MPa (valeur effective calée dans la modélisation précédente de maçonnerie non renforcé - **Tableau 4-4**). La procédure de calage des paramètres n'a pas été optimisée mais cette solution permet d'ores et déjà de capter différents comportements en compression et en cisaillement à l'échelle du matériau (voir l'**annexe 4.6**). De plus, la pertinence de ces paramètres choisis sera appréciée en fonction de la confrontation concernant le comportement en compression – cisaillement à l'échelle du composant de structure de mur non renforcé et des murs renforcés par différents matériaux composites abordée plus bas.

**Tableau 4-7 : Paramètres choisis pour le modèle microplane**

Paramètre	$k_0$	$k_1$	$k_2$	$\gamma^{mic}$	$\alpha^{mic}$	$\beta^{mic}$
Valeur choisie	0,3	0	1	4,5e-4	0,9	200

Les paramètres adoptés dans le modèle « concrete », et dans la loi multilinéaire du mortier en compression sont identiques à ceux précédemment choisis et donnés dans le **Tableau 4-4**.

4.5.2.4. **Résultats**

Il est à noter qu'avec ces modèles (« concrete » couplé avec une loi multilinéaire en compression pour le mortier et « microplane » pour les briques) et les paramètres calés dans les **Tableau 4-4** et **Tableau 4-7**, une bonne confrontation entre résultats numériques et expérimentaux est trouvée

concernant les comportements globaux, locaux et les modes de rupture des murs non renforcés (**Annexe 4.7**).

**(a) Comportement global**

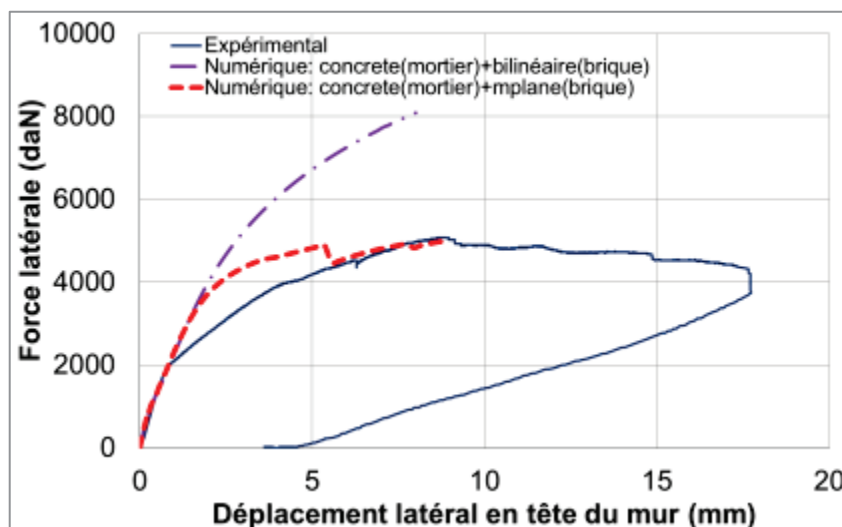
La **Figure 4-51** présente la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques au niveau du comportement global des murs renforcés par FRP. Dans l’approche numérique, les résultats avec les deux lois de comportement pour les briques – élastoplastique parfait ou élastoplastique endommageable – sont présentés. Il est clairement à noter que, quelle que soit la configuration de renforcement étudiée, une modélisation élastoplastique parfaite des briques conduit à une surestimation très importante (plus de 100%) des résistances des murs renforcés. De plus, elle ne permet pas d’atteindre la charge maximale (le calcul est arrêté sans problème de convergence). L’implantation d’un endommagement des briques par le modèle « microplane » permet une meilleure redistribution des contraintes entre la maçonnerie et le renfort et ainsi les courbes numériques sont plus proches des courbes expérimentales : les résistances maximales (obtenues lors de la non convergence) sont quantitativement proches des résultats expérimentaux avec un écart maximal de 13% (mur MRC - **Tableau 4-8**) ce qui est acceptable compte-tenu de la dispersion importante observée lors d’essais sur des maçonneries, dispersion remarquée même à l’échelle **réduite** (chapitre 2).

**Tableau 4-8 : Comparaison de la charge latérale maximale entre expérimental et numérique**

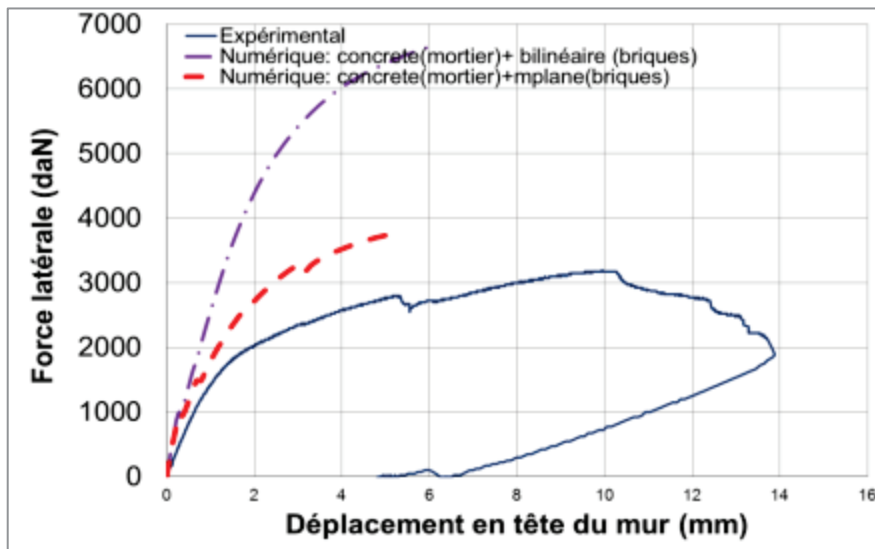
	Mur MRC	Mur MRG	Mur MRCG
F max expérimentale (daN)	3200	5075	5125
F max numérique (daN)	Briques « bilinéaire » (*)	6500 (103%)	9500(85%)
	Briques « mplane »	3740 (13%)	4980 (2%)

(\*) A noter que, contrairement aux résultats du modèle mplane, ces valeurs sont des valeurs minimales de la capacité (et de la surestimation) puisque les calculs ont été volontairement interrompus, l’écart entre numérique et expérimental étant déjà jugé inacceptable.

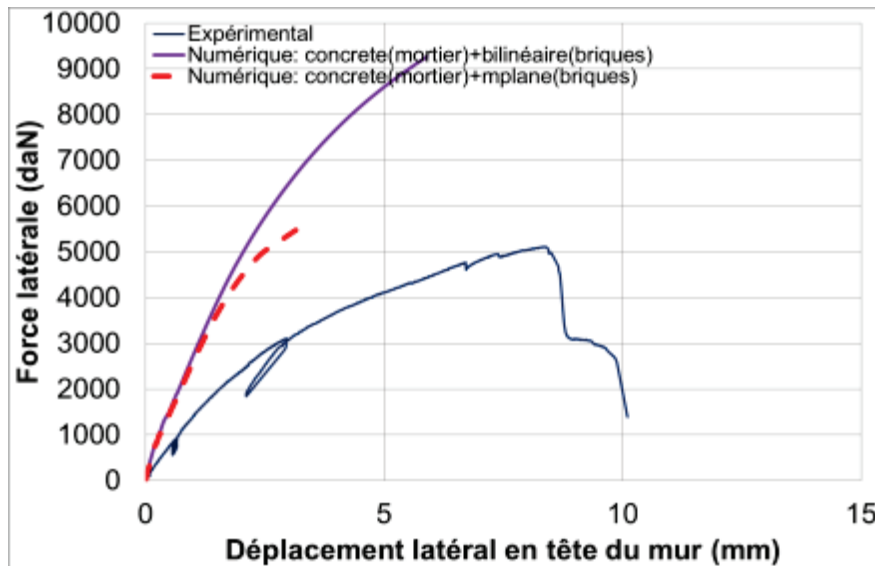
De plus, les rigidités initiales obtenues numériquement sont proches des valeurs expérimentales sauf dans le cas du mur MRCG. L’écart important trouvé dans ce dernier mur peut être expliqué par les résultats expérimentaux où la rigidité initiale de ce mur est plus faible que celle des autres murs : cette différence ne peut s’expliquer que par une différence de raideur des éléments du mur non renforcé (si la mise en œuvre n’est pas assurée à l’identique par exemple). Cependant, numériquement, les écarts de mise en œuvre ne sont pas pris en compte et le matériau de maçonnerie de tous les murs est considéré identique, tous les murs présentent donc une même rigidité initiale, **Figure 4-52**.



(a)



(b)



(c)

**Figure 4-51 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques du comportement global des murs renforcés par matériaux composites FRP : (a)-mur renforcé par GFRP (MRG) ; (b)- mur renforcé par CFRP (MRC) et (c) : mur renforcé par une combinaison de CFRP et de GFRP (MRCG). Deux modèles de comportement sont utilisés pour les briques : un modèle élastoplastique parfait (bilinéaire) et un modèle élastoplastique endommageable (mplane).**

La rigidité des murs renforcés est aussi identique à celle du mur de référence non renforcé. Cela est raisonnable car les épaisseurs des renforts sont faibles en comparaison à l'épaisseur du mur, ces renforts ne contribuent pas significativement dans la phase élastique mais ils servent à reprendre des efforts lors de l'apparition de fissures dans la maçonnerie. Cela est fidèle à l'observation expérimentale où il est trouvé que l'apport du renfort est manifeste en termes de capacité portante et aussi de rigidité lors de la deuxième phase.

En outre, la résistance maximale obtenue correspond au moment où l'endommagement (ou bien la déformation plastique) des briques du côté droit devient important. Cela conforte la remarque établie à partir des résultats expérimentaux selon laquelle l'intérêt des renforts (en sollicitation statique) est « borné » par l'écrasement localisé des briques du côté droit.

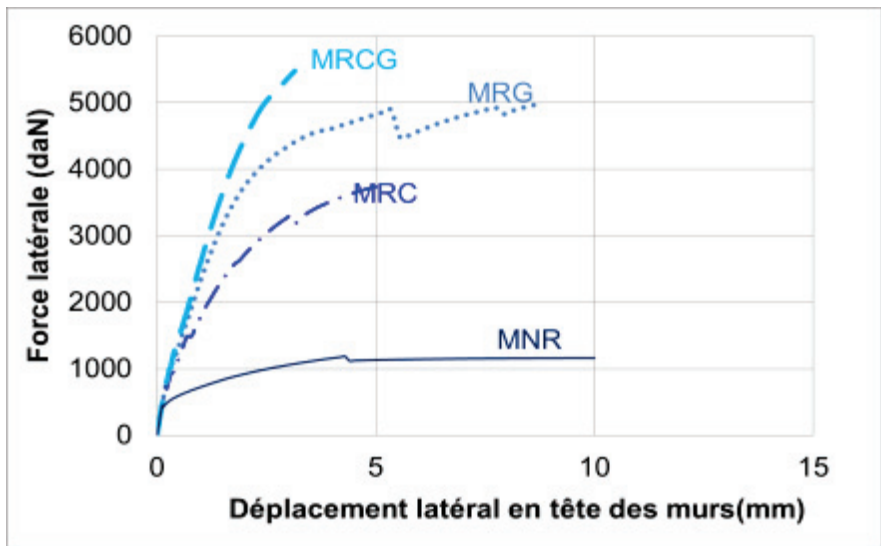
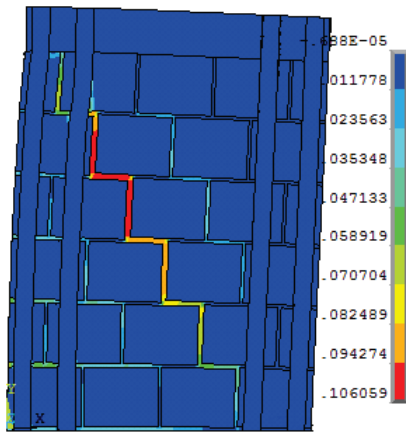


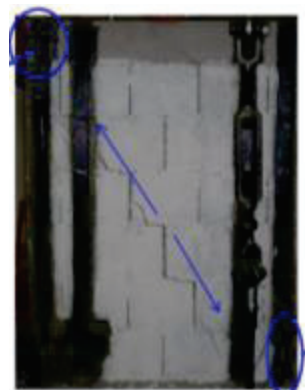
Figure 4-52 : Superposition des courbes numériques des murs renforcés par FRP

(b) Modes de rupture

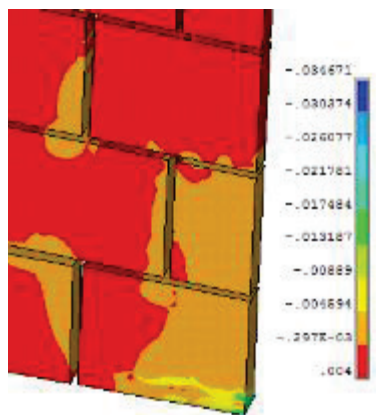
Les résultats numériques montrent que les zones de déformation maximale coïncident avec les zones de fissuration observées expérimentalement (Figure 4-53). Les fissures s’amorcent au centre du mur puis se propagent le long de la diagonale comprimée (mur MRC) ou le long de la frontière de la zone non renforcée (mur MRG). De plus, on peut observer la déformation conséquente des briques du côté droit conformément à l’écrasement expérimental des briques à cet endroit.



Déformation totale



Fissures se propageant le long de la diagonale comprimée



La déformation plastique en compression des briques du côté droit



Ecrasement de la brique comprimée

(a)



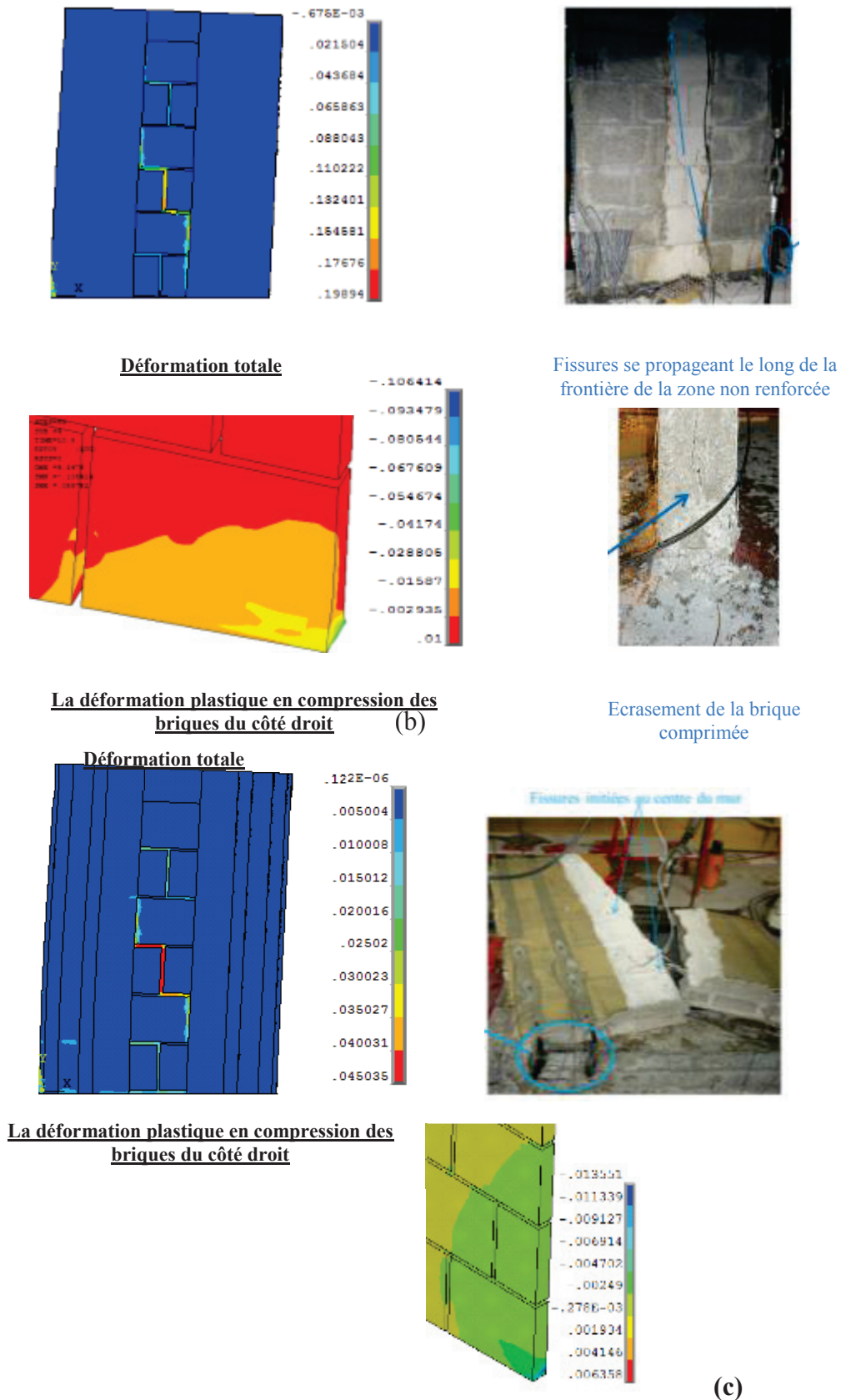


Figure 4-53 : Comparaison des modes de rupture numériques et expérimentaux des murs MRC (a) ; MRG (b) et MRCG (c).

Pour le cas du mur MRCG, la déformation la plus importante se trouve numériquement au centre du mur conformément au mécanisme de rupture expérimental de ce mur où les fissures sont initiées dans cette zone.

(c) *Etat de déformation des renforts*

En ce qui concerne les états de contrainte et de déformation sur la **Figure 4-54** on peut constater que ces renforts contribuent de manière importante à supporter des efforts en traction au niveau des joints horizontaux du côté gauche (côté en traction). Ces résultats sont raisonnables puisque les renforts pallient la faiblesse mécanique des joints de mortier sous l'effet de traction. Ils assurent un mécanisme de pontage des fissures des joints et permettent ainsi un gain de capacité portante.

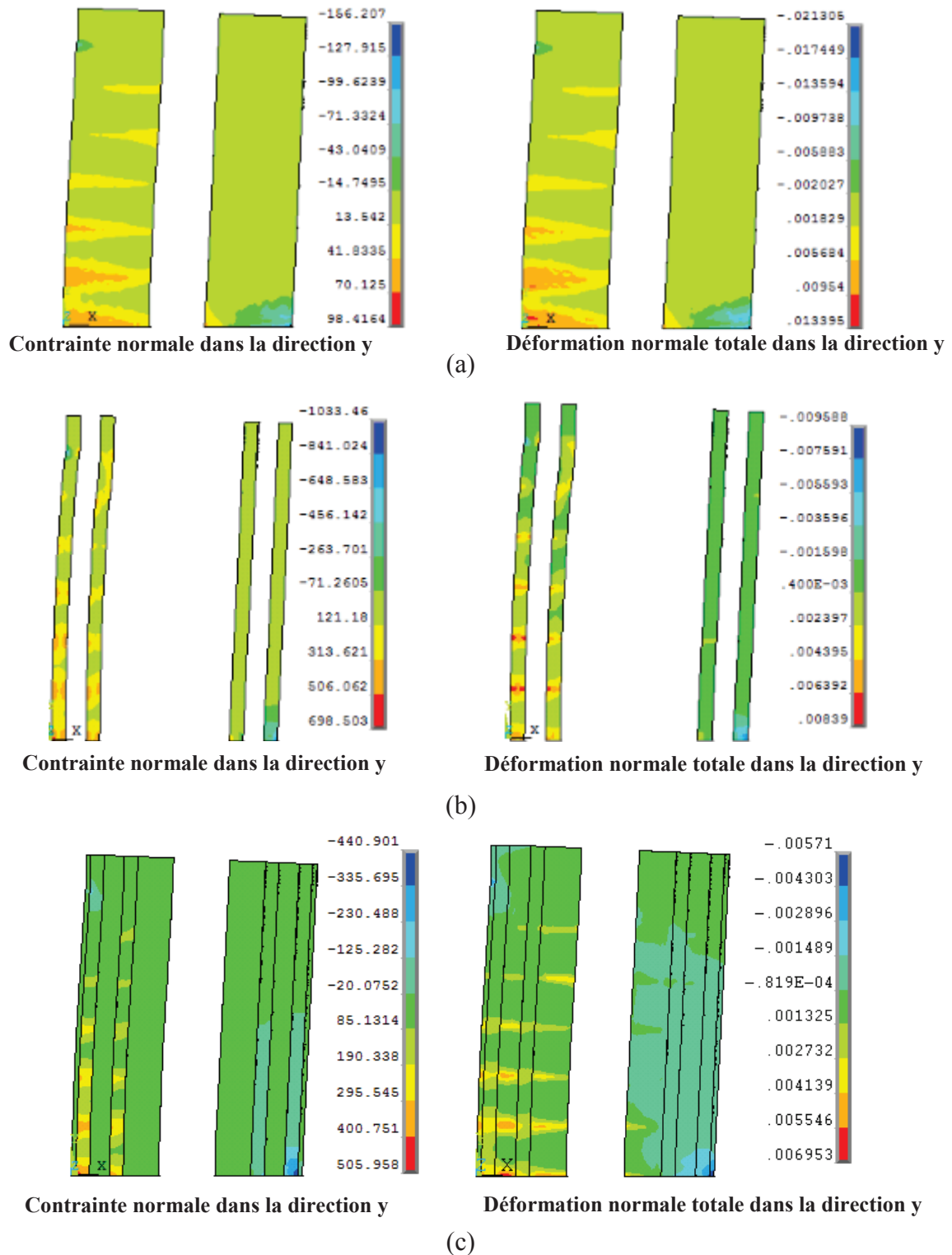


Figure 4-54 : Etat de contrainte et de déformation des renforts du mur MRG (a) ; MRG (b) et MRCG (c).

De plus, une assez bonne confrontation entre les résultats numériques et expérimentaux concernant les taux de déformation des renforts (à travers les déformations des jauges réparties sur les renforts FRP) (**Annexe 4.8**) consolide l'adéquation de ce modèle pour les maçonneries renforcées.

#### 4.5.2.5. Conclusion sur la modélisation des murs renforcés par FRP

La confrontation entre les résultats numériques et expérimentaux au niveau du comportement global, des modes de rupture mais aussi au niveau des comportements locaux (les autres comparaisons concernant les capteurs à mi-hauteur, le long des deux diagonales et les jauges de déformation sont détaillées dans l'**annexe 4.8**) s'avère satisfaisante lorsque la modélisation des murs renforcés par matériaux composites de type FRP se base sur le deuxième modèle, où le mortier est modélisé par une loi de type « concrete » en traction et une loi multilinéaire en compression tandis que les briques sont modélisées par un comportement élastoplastique adoucissant avec « microplane ». Ce résultat nous encourage à appliquer ce modèle dans le cadre de la modélisation des murs renforcés par TRC, ce qui fait l'objet de la suite de ce chapitre.

#### 4.5.3. Simulation des murs maçonnés renforcés par matériaux composites TRC

Le principe de la modélisation des murs renforcés par TRC est similaire à celui appliqué pour la précédente modélisation des murs renforcés par FRP : le modèle pour la maçonnerie est identique et la liaison maçonnerie – renforts est supposée parfaite.

Pour la modélisation des TRC, nous avons choisi d'adopter les deux approches de modélisation déjà référencées dans la littérature : l'approche homogène (Lignola et al. [LIG(2007)]) et l'approche hétérogène (Si Larbi, 2013). Dans un premier temps, le matériau de renforcement TRC sera donc, comme les renforts FRP, modélisé tel un matériau homogène, possédant une loi de comportement isotrope. Dans une seconde approche, nous tenterons de prendre en compte le caractère multi-fissurant des matériaux TRC en modélisant le renfort tel un matériau composite doté d'une matrice, capable de fissurer, dans laquelle des éléments de renfort sont positionnés.

L'étude numérique sera menée sur le mur MRTRC2, renforcé par trois couches de TRC dont le textile a été imprégné (par latex). Ce mur a été préféré au mur MRTRC1 dans lequel l'effet des renforts TRC n'était pas significatif.

Une étude comparative des deux approches de modélisation des TRC est abordée dans cette partie afin de trouver une solution adéquate pour modéliser ce type de matériau composite dans le cadre du renforcement des murs maçonnés sous sollicitations statiques dans leur plan.

##### 4.5.3.1. Modélisation homogène du TRC

Il est rappelé que le comportement à la traction uniaxiale du TRC constitué de trois couches de textile et de latex peut être apparenté en premier lieu à un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture (voir le chapitre 3). Dans cette modélisation, ce matériau est supposé élastique linéaire isotrope avec les propriétés mécaniques données dans le **Tableau 4-9**.

**Tableau 4-9 : Propriétés du renfort TRC2 (trois couches + latex)**

Renfort	$E_R$	$\nu_R$	Nombre de couches	Epaisseur d'une couche (mm)
TRC2	1875	0,2	3	3 (*)

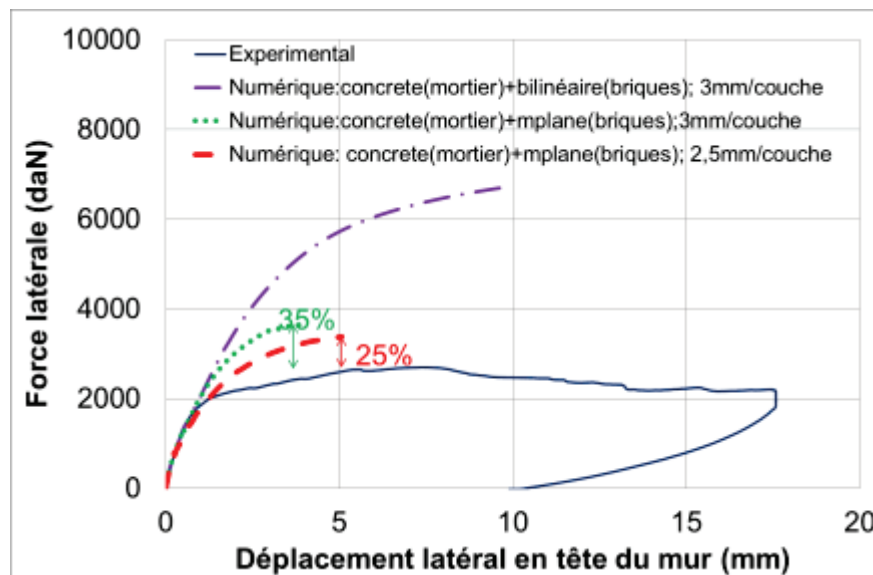
(\*) épaisseur mesurée approximativement sur le mur

##### (a) Comportement global

Dans la modélisation numérique, les renforts sont supposés être d'épaisseur constante. Or, expérimentalement, il est difficile, voire impossible, de procéder à une mise en œuvre aussi régulière du mortier du TRC. Il est par conséquent difficile d'attribuer une épaisseur « nette »,

constante, à chaque couche de TRC. Il est donc souhaitable d'étudier l'influence de ce paramètre en faisant varier sa valeur au voisinage de l'épaisseur mesurée approximativement sur le mur, qui est d'environ 3mm/couche. La comparaison du comportement global expérimental et numérique selon différents cas est présentée sur la **Figure 4-55**.

On retrouve, comme dans le cas des murs renforcés par FRP, que l'introduction de l'adoucissement post-pic pour les briques par « microplane » permet de se rapprocher de la courbe expérimentale notamment en termes de capacité portante. De plus, l'épaisseur d'une couche de TRC ou bien le taux de renforcement, est effectivement l'un des paramètres qui influence le comportement de ce mur : une réduction de 15% de l'épaisseur de chaque couche de mortier (- 0,5mm / couche) conduit à une diminution de 10% de la capacité portante du mur. Avec ce modèle homogène du TRC, la résistance ultime est surestimée de 25% et de 35% lorsque l'épaisseur d'une couche de TRC vaut respectivement 2,5 mm et 3 mm. Ces écarts importants peuvent être expliqués par deux raisons : en premier lieu, ils peuvent être reliés à la dispersion importante dans la réponse mécanique du matériau de maçonnerie et d'autre part, l'écart peut provenir de la loi de comportement adoptée pour le TRC. En effet, ce comportement est déterminé à partir d'essais de traction uniaxiale réalisés sur des éprouvettes de TRC fabriquées indépendamment ce qui, même si les composants du mortier et de renfort textile sont identiques, ne peut pas strictement représenter le comportement du TRC mis en place sur les murs. Cette dernière raison nous amène à tenter d'effectuer une deuxième modélisation où le TRC est modélisé selon l'approche hétérogène : une matrice de mortier associée à un renfort textile.



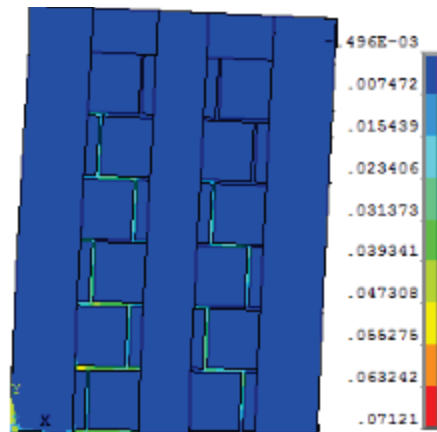
**Figure 4-55 : Comparaison des comportements expérimental et numérique selon différents cas (le comportement du TRC est homogène linéaire isotrope)**

**(b) Mode de rupture**

La **Figure 4-56** souligne l'adéquation entre le mode de rupture expérimental et les déformations numériques dans la maçonnerie non renforcée : la zone entre les bandes de TRC se retrouve dans les deux cas fortement sollicitée. De plus, la rupture expérimentale par l'écrasement de la brique du côté droit se traduit numériquement par d'importantes déformations plastiques au niveau du pied du mur comprimé.

Bien qu'on ne puisse pas observer les fissures dans le TRC comme la rupture expérimentale, l'état de contrainte et de déformation au niveau des renforts (**Figure 4-57**) montre que la zone déformée la plus importante se trouve au niveau et au voisinage des joints horizontaux sur la bande des renforts du côté gauche et au milieu du mur. Cette observation nous permet de localiser

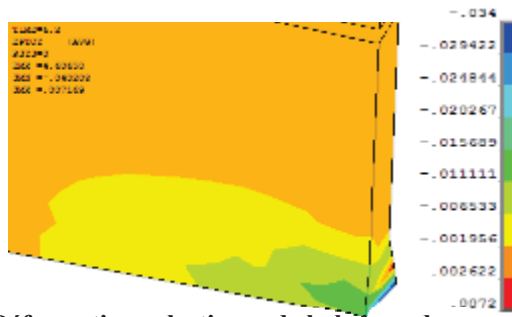
numériquement des « endommagements potentiels » de ces renforts aux endroits où les fissures se trouvent expérimentalement.



Déformation totale



Multi-fissures dans la maçonnerie et dans le TRC



Déformations plastiques de la brique du côté droit



L'écrasement de la brique du côté droit

Figure 4-56 : Comparaison entre les modes de rupture expérimental et numérique (modèle : « concrete » pour le mortier et « microplane » pour les briques ; l'épaisseur d'une couche de TRC est de 2,5 mm)

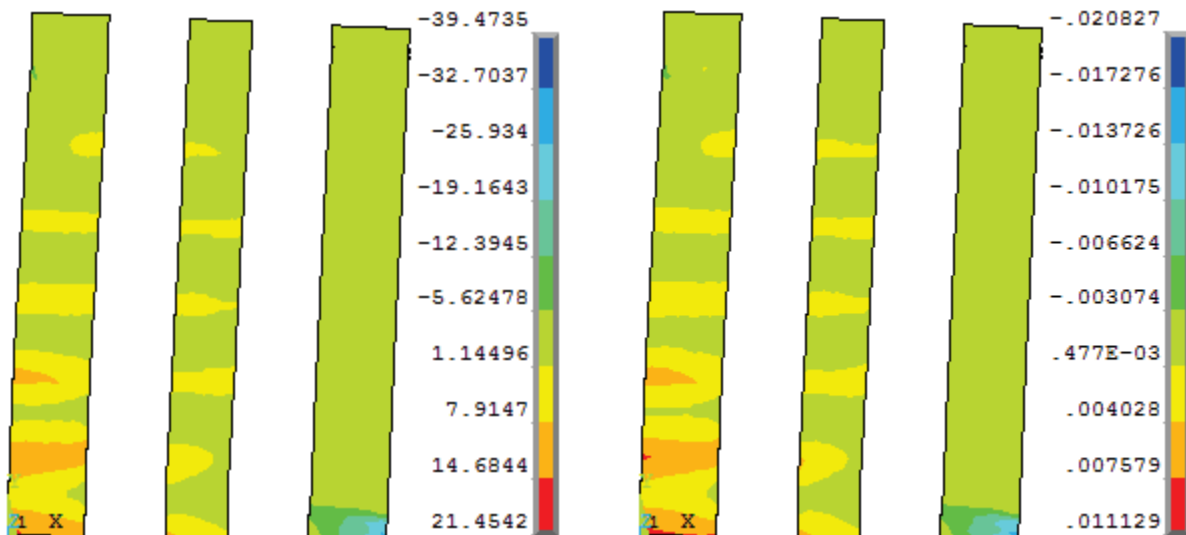


Figure 4-57: Etats de contrainte et de déformation de renfort TRC du mur MRTRC2 (l'épaisseur d'une couche est égale à 2,5mm).



**4.5.3.2. Modélisation hétérogène du TRC**

Cette modélisation se base sur celle proposée par A. Si Larbi et al. [SIL(2013)]. Ils ont noté que les mécanismes de transfert dans ce matériau sont significativement différents de ceux du FRP aux échelles micro et mésoscopiques. En effet, la pénétration du mortier dans les fils du textile est très limitée : schématiquement, les filaments externes d'un fil sont en contact directement avec le mortier tandis que les filaments internes (la majorité) ne sont que peu ou pas imprégnés. L'interaction entre les filaments est alors discontinue et la contribution des filaments est donc significativement hétérogène (voir la partie « mécanique des TRC » - section 1.4.2.1 – chapitre 1). Afin de prendre en compte la contribution « réelle » des filaments, A. Si Larbi et al. [SIL(2013)] ont proposé d'introduire dans le modèle numérique un coefficient dit « facteur d'efficacité » ( $C_{tr}$ ) pour prendre en compte le pourcentage des filaments effectivement actifs.

Sur cette base, le TRC est modélisé de manière hétérogène où la matrice de mortier est simulée par le modèle « concrete » en traction et bilinéaire en compression, tandis que le textile est implanté selon la technique de « renfort diffus » comme un pourcentage volumique de renforcement dans deux directions principales dans les éléments de matrice de mortier. Cette modélisation peut être effectuée en utilisant l'élément solid65. Le pourcentage volumique des renforts implanté dans deux directions principales est donc égal au taux volumique des renforts (2,18% pour ce type de renfort utilisé dans la présente étude) multiplié par un « facteur d'efficacité »  $C_{tr}$ . L'influence de ce coefficient fait l'objet de la première étude paramétrique.

Les propriétés mécaniques de la matrice de mortier et de renfort textile adoptées ici dans cette modélisation (**Figure 4-9**) sont tirées de l'étude de R. Contamine [CON(2011)] qui utilise le même type de mortier et de textile verre-AR que ceux utilisés dans la présente étude.

**Tableau 4-10 : Propriétés mécaniques de la matrice de mortier et du renfort textile [CON(2011)]**

Matrice de mortier					Renfort textile verre -AR		
Module d'Young $E_{m,TRC}$	Résistance à la traction $f_{tm,TRC}$	Résistance en compression $f_{cm,TRC}$	Coefficient de Poisson $\nu_{m,TRC}$	Epaisseur d'une couche de mortier	Module d'Young $E_{Tex}$	Résistance à la traction $f_{t,Tex}$	Coefficient de Poisson $\nu_{tex}$
17000 MPa	5 MPa	40 MPa	0,3	3 mm	74000 MPa	1102 MPa	0,1

A noter qu'en plus de ces paramètres mécaniques, le modèle « concrete », pour la matrice de mortier requiert d'implanter deux coefficients de transfert de cisaillement lors d'une ouverture ( $\beta_t$ ) et fermeture des fissures ( $\beta_c$ ). Ce dernier coefficient n'influence pas les résultats dans le cas d'un chargement monotone (comme il a été confirmé lors de l'étude de l'influence de ce paramètre du modèle « concrete » pour le mortier dans la maçonnerie non renforcée présentée dans le **Tableau 4-4**). Toutefois, l'importance du coefficient  $\beta_t$ , mise en lumière lors de la modélisation de maçonnerie non renforcée, nous suggère la nécessité de conduire une deuxième étude paramétrique sur ce coefficient dans le cadre d'une modélisation de matrice de mortier du TRC.

Les résultats obtenus suite aux études paramétriques sur  $C_{tr}$  et  $\beta_t$  sont présentés ci-dessous. La variation du facteur  $C_{tr}$  est basée sur une valeur de 0,25 (la valeur supposée à partir une étude paramétrique dans l'étude de Si Larbi et al. [SIL(2013)]), tandis que la valeur de  $\beta_t$  varie entre 0 (valeur obtenue dans le **Tableau 4-4** pour le mortier de la maçonnerie) et 0,3 (proposé par Kachlakev [KAC(2001)] pour le cas de béton armé).

(a) *Comportement global*

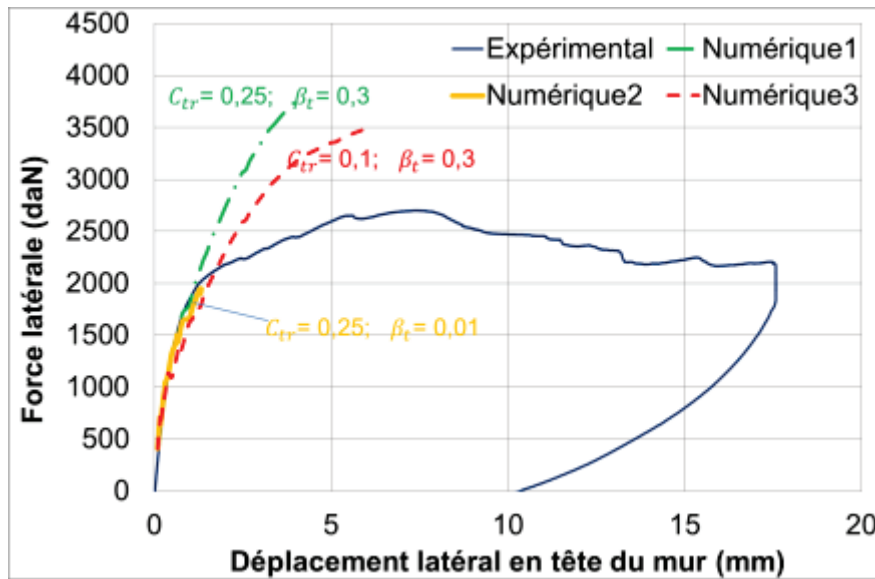


Figure 4-58 : Comparaison des comportements globaux expérimental et numérique avec différentes valeurs de  $C_{tr}$  et  $\beta_t$  avec l’approche hétérogène du TRC

Les résultats obtenus dans cette modélisation avec le modèle hétérogène pour le TRC (Figure 4-58) montrent clairement, en dehors de l’influence importante du « facteur d’efficacité »  $C_{tr}$  sur le comportement global du mur renforcé par TRC, que le coefficient de transfert en cisaillement lors d’une ouverture de fissure ( $\beta_t$ ) est aussi un autre facteur qui impacte significativement le comportement global. L’augmentation de ce coefficient tend à augmenter la charge maximale du mur renforcé. En effet, une valeur plus importante de ce coefficient permet de mieux transférer des efforts lorsqu’une fissure se produit. Inversement, une valeur faible de ce coefficient (au voisinage de 0) tend à induire des problèmes de convergence et ne permet pas de capturer la plasticité de la courbe expérimentale.

(b) *Modes de rupture*

Cette modélisation hétérogène du TRC permet, en dehors de bien représenter la zone de fissures dans la maçonnerie et aussi l’écrasement de la brique du côté droit comme le modèle homogène précédent, de restituer les multifissures dans la matrice de mortier du TRC et de retrouver leur localisation ; Figure 4-59.

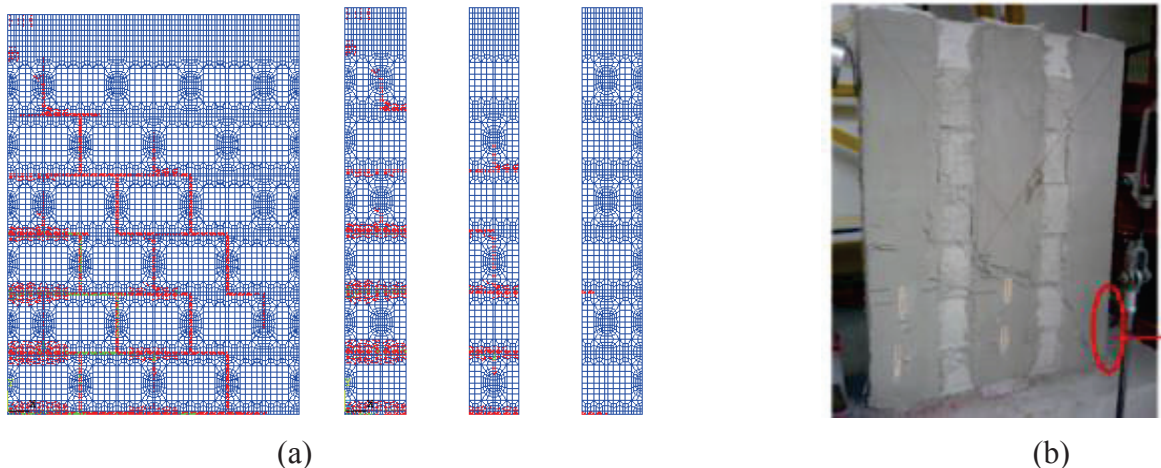


Figure 4-59 : Comparaison entre les ruptures numérique (a) et expérimentale (b) ; le cas  $C_{tr} = 0,25 ; \beta_t = 0,3$

### 4.5.3.3. Conclusion sur la modélisation des murs maçonnés renforcés par TRC

Cette étude montre qu'il est possible de modéliser des murs renforcés par TRC en adoptant pour le renfort soit une approche homogène, soit une approche hétérogène.

Dans le cas d'une modélisation homogène du TRC, l'utilisation d'une loi de comportement établie suite à des essais de traction uniaxiale conduit à une estimation correcte du mode de rupture et de la courbe charge/déplacement latéral des murs renforcés. L'écart trouvé entre les charges de ruine expérimentales et numériques est certes important mais il demeure dans les ordres de grandeur des dispersions expérimentales déjà soulignées dans les précédents chapitres. Il ressort également de l'étude numérique que, dans le cas d'une modélisation homogène du TRC, l'épaisseur du renfort est un paramètre crucial pour l'estimation de la charge ultime. Cela peut paraître handicapant car il est extrêmement difficile de maîtriser l'épaisseur des renforts lors de leur mise en œuvre.

Avec l'objectif de mieux rendre compte de l'endommagement de la matrice de mortier dans les TRC, une approche hétérogène est également adoptée pour modéliser les renforts. Dans ce cas, il apparaît que la réponse du mur renforcé est dominée d'une part, par le taux de filaments effectifs du textile (introduit via le facteur d'efficacité  $C_{tr}$ ) et d'autre part, par le coefficient de transfert ( $\beta_t$ ), caractérisant dans le modèle le transfert d'effort entre la matrice de mortier et le textile lors d'une fissuration de la matrice.

Complexifier la modélisation du TRC n'apporte pas ici d'amélioration quant à la prédiction des comportements des murs renforcés, si ce n'est en termes de localisation des fissurations dans la matrice de mortier. Néanmoins, cette affirmation doit être fortement nuancée par le fait que l'approche homogène s'appuie sur des caractéristiques du TRC mesurées dans notre laboratoire tandis que l'approche hétérogène repose sur des valeurs issues de la littérature, sur lesquelles les incertitudes sont nécessairement plus fortes. Par ailleurs, la modélisation selon l'approche hétérogène permet une meilleure compréhension du fonctionnement des TRC en soulignant l'importance de l'imprégnation du textile par la matrice de mortier.

### 4.5.4. Conclusions et perspectives

Tous les essais pratiqués en laboratoire, quel que soit leur niveau d'échelle (matériaux ou composants de structure), ont fait l'objet d'une simulation numérique. Il en ressort que :

- un modèle « concrete » en traction et multilinéaire en compression pour le mortier, couplé à un comportement élastoplastique bilinéaire pour les briques permet de correctement prévoir le comportement dans le plan de maçonneries non renforcées, sous charge monotone de type flexion-cisaillement. Les paramètres du modèle ont tous été calés sur les essais à échelle réduite, à l'exception de la résistance à la traction du mortier dans la maçonnerie. A l'avenir, des essais de détermination de la résistance à la traction du joint de mortier permettraient d'éviter ce passage à l'échelle du composant de structure pour le calage d'un paramètre.

Toutefois, ce modèle conduit à des surestimations importantes des charges ultimes des murs renforcés par matériaux composites (FRP ou TRC).

- Il est nécessaire de prendre en compte l'endommagement des briques pour modéliser correctement les maçonneries renforcées. En effet, en ajoutant une phase post-pic adoucissante dans la loi de comportement des briques, la confrontation expériences/modélisation devient satisfaisante en termes de comportements global, local et de modes de rupture des murs renforcés. La prise en compte de l'endommagement des briques permet une meilleure redistribution des contraintes entre la maçonnerie et les renforts.
- Une fois l'endommagement des briques pris en compte, la modélisation des renforts FRP par des lois élastiques linéaires conduit à une estimation correcte du comportement des murs renforcés.

- L'étude sur la modélisation des renforts TRC doit être approfondie. L'approche homogène se révèle fortement tributaire de l'épaisseur de renfort considérée dans la modélisation. Quant à l'approche hétérogène, sa pertinence est logiquement associée à une connaissance poussée des matériaux et de leurs interfaces ainsi qu'à une maîtrise des paramètres du modèle employé. Il est donc souhaitable d'étudier de manière plus approfondie l'influence des deux facteurs ( $C_{tr}$  et  $\beta_t$ ) sur le comportement global, local et sur le mécanisme de fissuration non seulement pour le cas des murs renforcés mais aussi pour le cas du TRC seul.
- Le modèle proposé trouve ses limites dans la prédiction de la ductilité des murs renforcés. Les calculs numériques divergent tôt en comparaison avec les déplacements latéraux enregistrés expérimentalement.

Seul le comportement des murs sous sollicitation monotone a été étudié. Le comportement sous chargement cyclique doit faire l'objet de futures analyses.

## CHAPITRE 5: MODELISATION ANALYTIQUE

### 5.1. Introduction

Au-delà des performances établies de composites dans le cadre du renforcement de la maçonnerie, leur déploiement à une échelle excédant celle des laboratoires ou du registre de l'exploration passe inéluctablement par la mise à disposition du praticien d'expressions suffisamment fiables, sécuritaires et relativement simplifiées ou à des fins de dimensionnement ou de prévision.

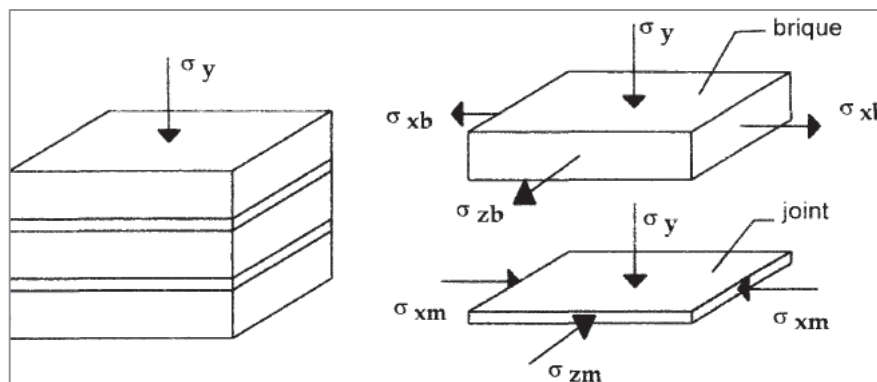
Dans cette optique, une approche analytique est retenue dans cette partie. Elle s'appuiera sur une étude critique et approfondie des modèles existants visant à apprécier, notamment à travers l'évaluation de la validité et compatibilité des hypothèses retenues, l'intérêt de leur l'emploi dans le cadre de notre campagne expérimentale, voire de proposer des adaptations notamment en lien avec les spécificités des conditions limites (ancrage) et particularités des matériaux de renfort (TRC).

### 5.2. Calcul prévisionnel de la charge à rupture d'un muret maçonné sous compression uni-axiale

Cette section constitue une interprétation analytique des résultats expérimentaux, avec des calculs simples à utiliser pour prévoir la résistance à la compression de murets maçonnés. Dans cet objectif, une revue bibliographique des modèles existants est abordée en analysant le principe, les hypothèses, la formulation de modèles et le domaine d'application de chaque modèle. Une comparaison des résultats obtenus en mobilisant ces modèles avec ceux issus de l'expérimentation devraient permettre de mieux comprendre le comportement à la compression de la maçonnerie de briques en béton creux.

#### 5.2.1. Revue des modèles analytiques

##### 5.2.1.1. Modèles théoriques



**Figure 5-1: Etat de contrainte dans les briques et le mortier lors d'une sollicitation de compression uniaxiale [HEN(1983)]**

Afin d'évaluer la résistance à la compression de la maçonnerie, plusieurs modèles empiriques et théoriques ont été proposés. Dans la recherche des modèles analytiques, il est bien admis que la rupture en compression de la maçonnerie est principalement bornée par l'interaction entre la brique et le mortier.

En supposant une compatibilité des déformations entre les composants, la différence entre les rigidités des briques et du mortier conduit, sous la charge de compression uniaxiale, à un état de contrainte caractérisé par une compression/traction biaxiale dans les briques et une compression



triaxiale dans le mortier, **Figure 5-1**. Cela est vrai, bien évidemment, quand le mortier est plus souple que les briques.

Sur la base sur ces hypothèses, plusieurs modèles ont été développés :

**(a) Modèle de HILSDORF [HIL(1969)]**

Dans l'étude pionnière de Hilsdorf [HIL(1969)], ce phénomène a été mis en évidence et une approche a été développée pour évaluer la résistance en compression de la maçonnerie. L'hypothèse principale retenue a porté sur le fait que la rupture du mortier était synonyme de rupture de la maçonnerie.

L'auteur a supposé que la rupture de brique peut être approchée par le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau - \tau_0 - \mu \cdot \sigma_n = 0 \quad (5-1)$$

En supposant que :

- les cohésions  $\tau$  et  $\tau_0$  sont assimilées à la contrainte de traction et à la résistance en traction de la brique ( $\sigma_{x,b}$ ,  $f_{t,b}$  respectivement) ;
- le coefficient de frottement  $\mu$  est déterminé par le rapport entre la résistance en traction et en compression :

$$\mu = \frac{f_{t,b}}{f_{c,b}} \quad (5-2)$$

Alors, la rupture de brique se produit lorsque :

$$\sigma_{x,b} = f_{t,b} \left( 1 - \frac{\sigma_y}{f_{c,b}} \right) \quad (5-3)$$

De plus, Hilsdorf [HIL(1969)] adopte pour la résistance triaxiale du mortier, la relation ci-dessous en considérant que le comportement triaxial du mortier peut être représenté par la relation (formule habituellement utilisée pour le béton (Nova et Sacchi [NOV(1982)] – rappelé par M.Lateb [LAT(1995)])) :

$$\sigma_{x,m} = \frac{\sigma_y - f_{c,m}}{4.1} \quad (5-4)$$

D'autre part, l'équilibre d'une section transversale nous conduit à la relation :

$$\sigma_{x,b} \cdot h_b = \sigma_{x,m} \cdot h_m \quad (5-5)$$

Finalement, il a supposé que l'écrasement du mortier et la rupture des briques par traction se produisent simultanément conduisant à la rupture d'éprouvette et donc on a :

$$\sigma_y = f_{c,b} \frac{f_{t,b} + \gamma f_{c,m}}{f_{t,b} + \gamma f_{c,b}} \quad (5-6)$$

La résistance en compression muret maçonné sous compression uniaxiale ( $f_{maç}$ ) est donc supposée calculée par la formule suivante en introduisant un coefficient  $U_n$  afin de prendre en compte l'effet de la non- uniformité de contrainte :

$$f_{maç} = \frac{f_{c,b} f_{t,b} + \gamma f_{c,m}}{U_n f_{t,b} + \gamma f_{c,b}} \text{ avec } \gamma = 4.1 \frac{h_m}{h_b} \quad (5-7)$$

( $f_{c,b}$ ,  $f_{t,b}$ ) et ( $f_{c,m}$ ,  $f_{t,m}$ ) sont les résistances en compression et en traction du bloc et du mortier respectivement.

$U_n$  : coefficient de non-uniformité (variant de 1,1 à 2,5 avec la diminution de la résistance en compression de mortier)

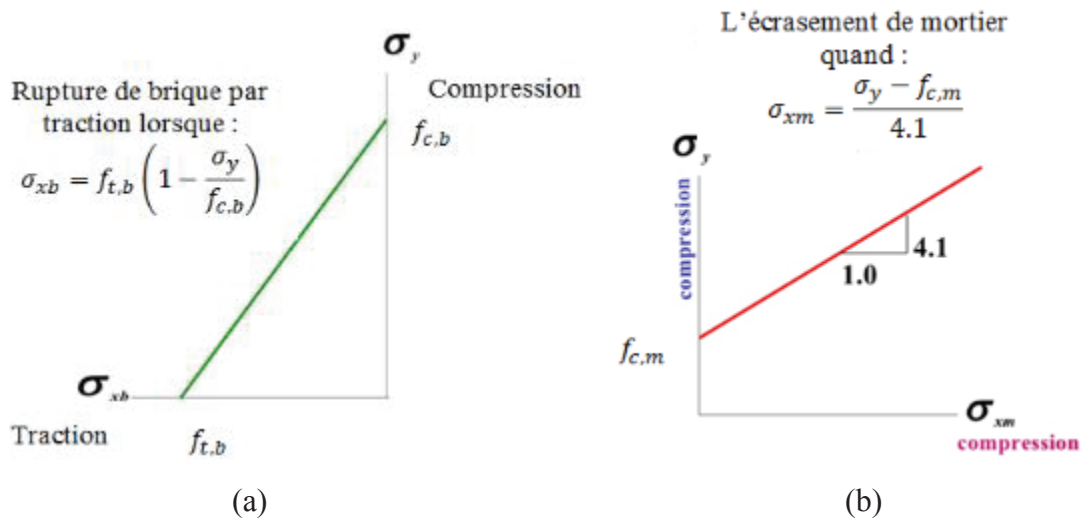


Figure 5-2 : Critères de rupture par traction des briques (a) et par écrasement du mortier (b) proposés par Hilsdorf [HIL(1969)]

**Commentaires :**

- la théorie selon laquelle l'écroulement du mortier et la rupture des briques par traction se produisent simultanément semble assez « audacieuse » ;
- l'introduction d'un coefficient de non uniformité ( $U_n$ ) semble raisonnable mais la détermination de ce coefficient dépend de la résistance en compression du mortier (mortier seul) ce qui peut se relèver discutable puisque la résistance du mortier dans l'assemblage est différente de celle d'une éprouvette de mortier seul ;
- ce modèle est établi en négligeant l'influence du joint de mortier vertical

**(b) Modèle de Francis et al. [FRA(1971)]**

Le modèle de Francis et al. [FRA(1971)] est basé sur celui de Hilsdorf [HIL(1969)]. Toutefois, il semble que les auteurs ont proposé que la rupture de muret sous sollicitation de compression uniaxiale est bornée par la rupture en traction de la brique ce qui est proposé obéit au critère de Mohr-Coulomb. La résistance à la compression du prisme maçonné ( $f_{maç}$ ) est calculée par l'expression suivante :

$$f_{maç} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\phi(\beta v_m - v_b)}{\alpha \beta (1 - v_m)}\right)} \times f_{c,b} \tag{5-8}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{h_b}{h_m} ; \beta = \frac{E_b}{E_m} ; \phi = \frac{f_{c,b}}{f_{t,b}} \tag{5-9}$$

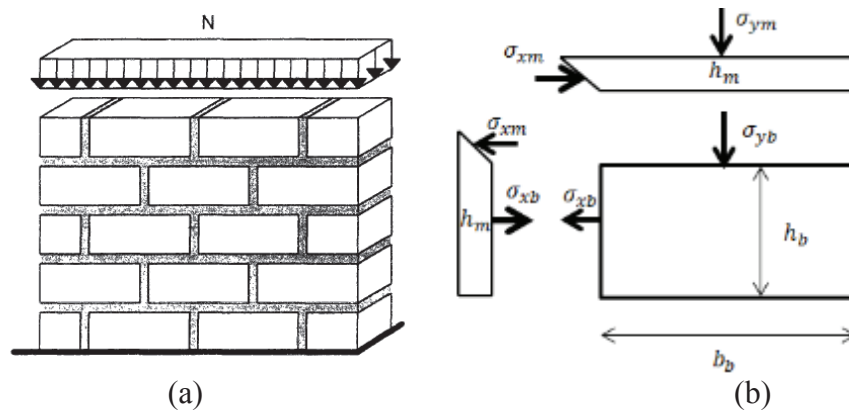
Où  $f_{c,b}$ ,  $f_{t,b}$  sont respectivement la résistance à la compression et à la traction des briques ;  $h_b$ ,  $E_b$ ,  $v_b$  et  $h_m$ ,  $E_m$ ,  $v_m$  sont la hauteur, le module d'Young et le coefficient de Poisson des briques et du mortier.

Il est à noter que comme le modèle de Hilsdorf [HIL(1969)], ce modèle est établi en négligeant l'influence du joint de mortier vertical

**(c) Modèle de Lateb [LAT(1995)]**

Ce modèle est basé sur le même principe d'interaction entre les briques et les joints de mortier que celui proposé par Hendry [HEN(1983)] présenté sur la **Figure 5-1**. Toutefois, il diffère de ce dernier par le fait qu'il est établi pour des éprouvettes constituées de joints verticaux (**Figure 5-3 a**), il peut donc prendre en compte l'influence des caractéristiques mécaniques et géométriques du joint

vertical sur la résistance de la maçonnerie. En plus, il est supposé que la rupture de muret est bornée par la rupture en traction de brique.



**Figure 5-3 : Corps d'épreuve (a) et hypothèse sur l'état des contraintes dans les briques et les joints de mortier (b) [LAT(1995)]**

A partir du principe de l'interaction brique/mortier où les briques sont considérées plus rigides que le mortier, le mortier horizontal tend à se déformer latéralement plus que les briques. Avec cette déformation latérale, le joint vertical est soumis à des forces horizontales qui tendent à le séparer des briques alors que le joint horizontal est confiné. Il en résulte alors des contraintes de traction entre les briques et les joints de mortier verticaux et des contraintes de traction dans la brique (**Figure 5-3 b**).

En s'appuyant sur cette hypothèse, il est proposé que les briques et le mortier soient élastiques linéaires isotropes jusqu'à la rupture. A partir des conditions de compatibilité des déformations latérales, de l'équilibre des forces verticales dans la brique et dans le mortier vertical et de l'équilibre des forces latérales dans le joint vertical, la contrainte latérale dans la brique est donnée par :

$$\sigma_{xb} = \sigma_{yb} \cdot \frac{\beta \cdot \nu_m - \nu_b}{1 + \beta \left( \frac{h_m}{b_b} + \frac{h_b}{h_m} \left( 1 + \frac{h_m}{b_b} \right) \right)} = M \cdot \sigma_{yb} \quad (5-10)$$

$$\text{Où : } M = \frac{\beta \cdot \nu_m - \nu_b}{1 + \beta \left( \frac{h_m}{b_b} + \frac{h_b}{h_m} \left( 1 + \frac{h_m}{b_b} \right) \right)}$$

A la rupture, la déformation ultime en traction de la brique est :

$$\varepsilon_{xbu} = \frac{\sigma_{yb}}{E_b} \cdot \nu_b + \frac{\sigma_{xb}}{E_b} = \frac{f_{t,b}}{E_b} \quad (5-11)$$

A partir des équations (5-10) et (5-11), la contrainte de compression verticale ultime dans la brique est alors :

$$\sigma_{yb} = \frac{f_{t,b}}{M + \nu_b} \quad (5-12)$$

A noter que l'équilibre des forces verticales dans la brique et dans le joint vertical donne :

$$\sigma_y (b_b + h_m) = \sigma_{yb} \cdot b_b + \sigma_{ym} \cdot h_m \quad (5-13)$$

En négligeant le terme \$\sigma\_{ym} \cdot h\_m\$ devant \$\sigma\_{yb} \cdot b\_b\$, on a :

$$\sigma_y = \sigma_{yb} \frac{b_b}{b_b + h_m} \quad (5-14)$$

La résistance à la compression ultime de muret est donc obtenue en remplaçant l'équation (5-12) dans l'équation (5-14) :

$$f_{maç} = \frac{b_b}{b_b + h_m} \frac{f_{t,b}}{M + \nu_b}$$

Dans ces équations interviennent les paramètres suivants :

$f_{t,b}$  : résistance à la traction de la brique ;

$h_b, E_b, \nu_b$  et  $h_m, E_m, \nu_m$  sont la hauteur, le module d'Young et le coefficient de Poisson des briques et du mortier ;

$b_b$  : largeur de la brique.

**Commentaires :**

- le fait de prendre en compte l'effet du joint de mortier vertical dans ce modèle semble plus adapté pour évaluer la résistance à la compression des éprouvettes constituées par des joints horizontaux et verticaux.

**5.2.1.2. Modèles empiriques**

**(a) Modèle de Khoo et Hendry [KHO(1973)]**

Khoo et Hendry (1973) ont proposé, à partir de leur étude expérimentale, une autre formule empirique pour évaluer la résistance en compression de la maçonnerie :

$$A(f_{maç})^3 + B(f_{maç})^2 + C f_{maç} + D = 0 \tag{5-15}$$

Où A, B, C et D sont des paramètres donnés par :

$$A = 0,2478 f_{t,b} \left(\frac{1}{f_{c,b}}\right)^3 - 0,0018 \alpha \left(\frac{1}{f_{c,m}}\right)^2 \tag{5-16}$$

$$B = 1,2781 f_{t,b} \left(\frac{1}{f_{c,b}}\right)^2 - 0,0529 \alpha \left(\frac{1}{f_{c,m}}\right) \tag{5-17}$$

$$C = 2,0264 f_{t,b} \left(\frac{1}{f_{c,b}}\right) + 0,1126 \alpha \tag{5-18}$$

$$D = 0,9968 f_{t,b} + 0,1620 \alpha f_{c,m} \tag{5-19}$$

Où :

$$\alpha = \frac{h_b}{h_m}$$

$(f_{c,b}, f_{t,b})$  et  $(f_{c,m}, f_{t,m})$  sont les résistances en compression et en traction du bloc et du mortier respectivement.

**(b) Modèle proposé par l'Eurocode 6**

L'Eurocode 6 propose une formule empirique du calcul de la résistance de la maçonnerie en fonction des caractéristiques mécaniques de ses composants :

$$f_{maç} = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \tag{5-20}$$

Où

$f_b$  est la résistance à la compression normalisée de briques. C'est en fait une valeur d'essai corrigée par plusieurs facteurs en particulier le facteur de forme qui est déterminé en fonction de la hauteur et de la largeur de brique :

$$f_b = R_c \cdot \beta \cdot \delta \cdot \chi \tag{5-21}$$

Avec :

$\beta$ , coefficient de passage de  $R_c$  à  $R_m$ . Ce coefficient pour les briques de béton est fixé à 1,18

$\delta$ , facteur de forme de l'échantillon testé qui est égal à 1,15 pour des essais sur brique complet

$\chi$ , coefficient dépendant du conditionnement des éléments, égale à 1 pour des briques de béton de granulats courants séchées à l'air,

$f_m$ , résistance à la compression du mortier

K, constante qui tient compte du groupe de classification des éléments de maçonnerie (entre 0,4 et 0,6)

Dans le cas de maçonnerie à joints minces, l'**Eurocode 6** propose la formule suivante :

$$f_{m\alpha} = 0,8 \cdot f_b^{0,85} \quad (5-22)$$

### **Commentaires**

En dépit des phénomènes physiques de frettage/contre frettage mis en évidence dans la présente étude (dans la continuité des nombreux travaux recensés dans la littérature) liés à des considérations de déformations différenciées des éléments constitutifs, la totalité des expressions prévisionnelles se fondent sur des critères en résistance. Toutefois, dans le domaine élastique le recours aux rigidités des éléments constitutifs ([FRA(1971)] ; [LAT(1995)]) constitue une approche comparable, encore convient-il d'identifier précisément les propriétés requises.

Parmi les modèles théoriques, l'hypothèse que la rupture par écrasement se produit simultanément avec la rupture par traction de la brique du modèle d'Hilsdorf [HIL(1969)] conduit à une formule où la résistance en compression du muret dépend, entre autres facteurs, de la résistance à la compression du mortier ce qui peut se relever discutable si cette dernière est déterminée à partir d'essais de compression sur des prismes de mortier (différente de celle du mortier dans l'assemblage). Cependant, même si les deux autres modèles ([FRA(1971)] ; [LAT(1995)]) ont supposé que la rupture du muret est bornée par la rupture par fendage de la brique sous l'effort de traction qui se produit lors d'interactions entre brique/mortier, le modèle proposé par [LAT(1995)] est établi en prenant en compte l'effet de joints de mortier verticaux, ce qui semble plus approprié pour le cas où les éprouvettes sont constituées de joints horizontaux et aussi de joints verticaux.

Les formules proposées par ([KHO(1973)]) et l'Eurocode 6 sont simplement des formules empiriques dont, bien qu'ils donnent une valeur de base pour établir des valeurs pour les codes de conception, peu d'informations sur le comportement physique (phénomène d'interaction brique/mortier) est obtenue en comparaison aux autres modèles analytiques.

#### **5.2.2. Evaluation de la résistance à la compression des murets maçonnés expérimentaux**

Dans cette partie, la résistance à la compression des murets maçonnés sous compression uni-axiale est évaluée à partir des modèles simplifiés décrites ci-dessus et comparée avec celles obtenues expérimentalement. Cette évaluation se base sur des valeurs des propriétés mécaniques des composants (briques et mortier). Il s'agit de la résistance à la compression du mortier ( $f_{c,m}$ ) (déterminée par d'essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes de mortier seul) ; des modules d'Young de la brique ( $E_b$ ) et du mortier ( $E_m$ ) ; du coefficient de poisson de la brique ( $\nu_b$ ) qui sont déterminées expérimentalement par d'essais de compression uniaxiale des murets (voir chapitre 2). La résistance en compression de la brique obtenue à partir de trois essais varie de 3 à 10 MPa, une valeur moyenne de 6,5 MPa est retenue

La résistance à la traction de la brique ( $f_{t,b}$ ) est considérée égale à 1/10 de celle en compression, valeur usuellement adoptée pour un matériau fragile selon A. Brenich et al. [BRE(2008)].

Les résistances à la compression des murets maçonnés calculées à partir des modèles simplifiés sont présentées dans le **Tableau 5-1**.



**Tableau 5-1 : Evaluation de la résistance à la compression des murets maçonnés**

Modèle	[HIL(1969)]	[FRA(1971)]	[LAT(1995)]	[KHO(1973)]	Eurocode6
Formule	$f_{c,b} \frac{f_{t,b} + \gamma f_{c,r}}{f_{t,b} + \gamma f_{c,l}}$	$\frac{1}{\left(1 + \frac{\phi(\beta v_m - v_b)}{\alpha \beta (1 - v_m)}\right)} \times f_{c,b}$	$\frac{b_b}{b_b + h_m} \cdot \frac{f_{t,b}}{M + v_b}$	$A(f_{ma\varphi})^3 + B(f_{ma\varphi})^2 + C f_{ma\varphi} + D = 0$	$f_{ma\varphi} = K \cdot f_{c,b}^{0,7} \cdot f_{c,m}^{0,3}$
$f_{c,b}$ (MPa)			6,5		
$f_{t,b}$ (MPa)			0,65		
$f_{c,m}$ (MPa)			50		
$v_b$			0,3		
$v_m$			0,3		
$E_b$ (MPa)			6000		
$E_m$ (MPa)			3000		
$h_m$ (mm)			10		
$h_b$ (mm)			200		
$b_b$ (mm)			250		
$\gamma$			$4.1 \frac{h_m}{h_b} = 0,205$		
$U_n$			1,1 (*)		
$\alpha$			$\frac{h_b}{h_m} = 20$		
$\phi$			$\frac{f_{c,b}}{f_{t,b}} = 10$		
$\beta$			$\frac{E_b}{E_m} = 2$		
A			$A = 0,2478 f_{t,b} \left(\frac{1}{f_{c,b}}\right)^3 - 0,0018 \alpha \left(\frac{1}{f_{c,m}}\right)^2 = 0,00057211$		
B			$B = 1,2781 f_{t,b} \left(\frac{1}{f_{c,b}}\right)^2 - 0,0529 \alpha \left(\frac{1}{f_{c,m}}\right) = -0,00149692$		
C			$C = 2,0264 f_{t,b} \left(\frac{1}{f_{c,b}}\right) + 0,1126 \alpha = 2,28$		
D			$D = 0,9968 f_{t,b} + 0,1620 \alpha f_{c,m} =$		
M			$\frac{\beta \cdot v_m - v_b}{1 + \beta \left(\frac{h_m}{b_b} + \frac{h_b}{h_m} \left(1 + \frac{h_m}{b_b}\right)\right)} = 0,007$		
$f_{ma\varphi}$ (MPa) calculé	35,73 (+936%)	5,25 (+52%)	2,04 (-41%)	26,13 (657%)	-
$f_{ma\varphi}$ (MPa) EXP	3,45 MPa				

(\*) le coefficient de non uniformité; dans la présente étude ce coefficient est pris égal à 1,1 car la résistance à la compression du mortier (hors maçonnerie) dans notre cas est très élevée.

Il est souligné que la formule proposée par l'Eurocode 6 qui est de nature empirique n'est pas applicable dans notre cas puisque la résistance à la compression du mortier (50MPa) excède largement la valeur maximum permise par ce code (20MPa).

Il est à noter également que les résultats obtenus par les modèles de [HIL(1969)] et [KHO(1973)] surestiment de façon importante la contrainte à la rupture (de 657% à 936%). Cela peut être expliqué par la prise en compte de la résistance du mortier issue d'essais sur prismes laquelle ne reflète pas fidèlement celle du mortier dans la maçonnerie (voir la partie 2- chapitre1).

Deux autres modèles ([FRA(1971)] et [LAT(1995)]) considèrent les propriétés élastiques des composants (rapport de rigidité entre brique et mortier) et prennent en compte la résistance à la compression de la brique plutôt que celle du mortier. Cela conduit à des valeurs de résistance plus proches de celles obtenues expérimentalement car les propriétés élastiques des composants utilisés dans ce modèle sont déterminées expérimentalement à partir des essais de compression uniaxiale sur murets, ce qui est de nature à limiter l'intérêt des « bons » résultats obtenus. Toutefois, seul le modèle de [LAT(1995)], qui prend en compte l'effet de joint vertical, tend à donner une valeur sous-estimée ce qui constate que ce modèle semble convient au calcul de dimensionnement voire de conception sécuritaire des murets issues expérimentales dans la présente étude.

### 5.3. Calcul prévisionnel de la charge à rupture de mur non-renforcé sous compression-cisaillement combinés

La prédiction du comportement dans le plan des murs de maçonnerie au moyen de méthodes numériques complexes a joué un rôle central dans l'effort de recherche concernant les structures maçonnées. Toutefois, dans une perspective de dimensionnement voire de conception, il est souvent nécessaire de recourir à des hypothèses simplificatrices qui ont vocation, tout en restant réalistes, à limiter l'ampleur des calculs sans pour autant compromettre la sécurité des ouvrages.

#### 5.3.1. Modèles simplifiés

Cette section vise à introduire les méthodes analytiques simplifiées les plus employées pour l'évaluation de la résistance de murs maçonnés chargés dans leur plan. Comme largement décrit dans la littérature, lorsqu'un mur maçonné est soumis à une combinaison de charges horizontales et verticales, trois modes de rupture typiques ou une combinaison de ces modes peuvent survenir, il s'agit de la flexion, le cisaillement, ainsi que le glissement.

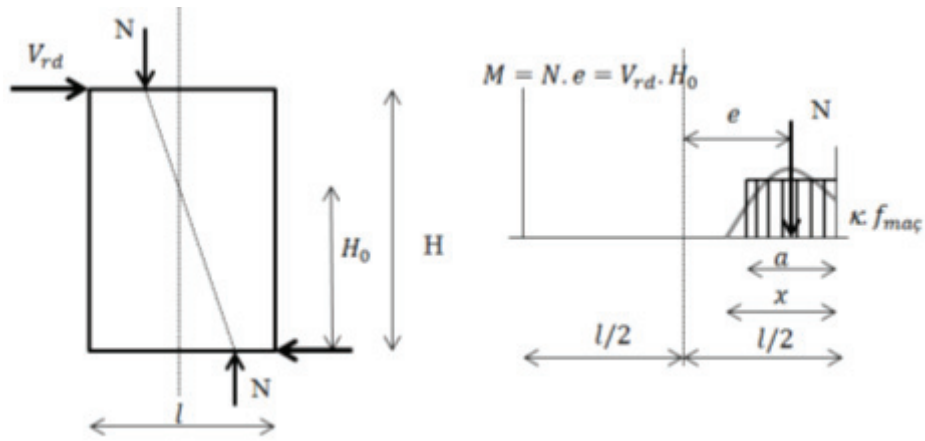
##### 5.3.1.1. Flexion

Afin de calculer la résistance d'un mur maçonné associé à un mode de travail en flexion, l'hypothèse de « section fissurée » est proposée. Elle consiste à considérer qu'une partie des joints horizontaux est fissurée, et partant négligée, sous l'effort de traction. Selon Magenes et Calvi [MAG(1997)], il est loisible d'envisager deux approches :

**Pour la réponse en flexion - écrasement :** le critère de rupture par flexion de type traction dans des joints horizontaux et l'écrasement de la brique comprimée est utilisé. Par cette approche, il est proposé que la distribution parabolique de contrainte de compression de la maçonnerie dans la zone comprimée soit simplifiée et puisse prendre la forme d'un rectangle de longueur (a), **Figure 5-4**.

En réalisant un équilibre de force et de moment en prenant en compte la limite de compression de la maçonnerie dans le coin comprimé opposé avec une hypothèse de distribution uniforme rectangulaire, et en négligeant la zone tendue (considérée comme fissurée) :

$$M = N \cdot e = V_{rd} \cdot H_0 \quad (5-23)$$



**Figure 5-4 : Flexion-écrasement : hypothèse pour l'évaluation de la résistance d'un mur sous flexion dans le plan [MAG(1997)]**

Donc on a :

$$V_{rd} = \frac{N.e}{H_0} = \frac{N}{H_0} \left( \frac{l-a}{2} \right) = \frac{l^2 \cdot \sigma_0 \cdot t}{2H_0} \left( 1 - \frac{a}{l} \right) \quad (5-24)$$

D'autre part, on a :

$$\frac{a}{l} = \frac{\sigma_0}{\kappa \cdot f_{mac}} \quad (5-25)$$

On retrouve l'équation :

$$V_{rd} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{H_0 \cdot 2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\kappa \cdot f_{mac}} \right) = \frac{l \cdot t}{\alpha_v} \frac{\sigma_0}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\kappa \cdot f_{mac}} \right) \quad (5-26)$$

Où :

$$V_{rd} = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{H \cdot 2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\kappa \cdot f_{mac}} \right) \quad (5-27)$$

$t, l$ , sont respectivement l'épaisseur et la largeur du mur

$N$ , la charge de compression appliquée sur le mur

$\sigma_0$ , la contrainte verticale sollicitant le mur ( $= N/lt$ )

$\kappa$ , le coefficient introduit pour considérer une répartition rectangulaire des contraintes de compression ( $=0,85$ )

$f_{mac}$ , la résistance à la compression de la maçonnerie

$\alpha_v$ , le coefficient de cisaillement

$$\alpha_v = \frac{M}{V \cdot l} = \frac{H_0}{l} = \psi' \frac{H}{l}$$

$\psi'$  est égale à 0,5 lorsque le pied du mur est encasté des deux côtés et égale à 1 lorsque le pied est encasté sur un côté et que l'autre côté est libre de rotation

Magenes & Calvi [MAG(1997)] ont souligné que cette expression est établie selon un critère d'écrasement de la maçonnerie comprimée mais que la résistance calculée dépend faiblement de la résistance à la compression de la maçonnerie ( $f_{mac}$ ) lorsque les contraintes de compression sont faibles. Cependant, elle est forcément affectée par le paramètre  $\alpha_v$  qui est tributaire de la géométrie

et des conditions aux limites. Pour cette raison, la résistance évaluée par ce modèle peut être très approximative quand la contrainte de compression est faible.

**Pour la réponse en flexion-cisaillement :** ce critère prend en compte la fissure des joints horizontaux due à la flexion et adopte le critère de Mohr-Coulomb comme l'expression d'une contrainte de cisaillement ultime, attribuée sur la longueur effective de la section non fissurée ( $l_c$ ), appelée également la longueur comprimée qui est déterminée en négligeant la résistance à la traction des joints d'assise et en proposant la distribution simplifiée de la contrainte de compression (constante ou linéaire) :

$$l_c = 3 \left( \frac{1}{2} - \frac{V_{rd} \cdot H}{N \cdot I} \right) l = \beta \cdot l \quad (5-28)$$

La résistance latérale du mur dans ce cas est calculée par :

$$V_{rd} = l_c \cdot t \left( c + \mu \frac{N}{l_c \cdot t} \right) = \beta l t \left( 1 + \mu \frac{N}{\beta l t} \right) = l t \left( \frac{1.5c + \mu \sigma_0}{1 + 3 \frac{H}{l} \frac{c}{\sigma_0}} \right) \quad (5-29)$$

Avec :

$t, l$ , respectivement l'épaisseur et la largeur  
 $N$ , charge de compression appliquée sur le mur  
 $\sigma_0$ , la contrainte de compression (=  $N/lt$ )

Cette formulation est adoptée dans le calcul de la résistance au cisaillement dans l'Eurocode 6 où la cohésion est égale à 0,25MPa et le coefficient de frottement égal à 0,4

Cette dernière approche ne considère pas l'équation (5-29) comme le reflet d'une rupture locale, et les paramètres  $c$  et  $\mu$  doivent être considérés comme des paramètres de résistance globale. Le choix de faire le calcul en se référant à la section fissurée, bien que raisonnable, ne permet pas d'aboutir à un bon accord avec les nombreuses expériences sur les murs où la fissure diagonale est initiée dans le centre du panneau, loin des sections d'extrémités les plus tendues.

### 5.3.1.2. Cisaillement

La rupture par cisaillement des murs maçonnés associée à la fissure diagonale est difficile à décrire par le biais d'une formule simple, puisqu'elle est le résultat de certains facteurs d'interaction, où l'hétérogénéité de la maçonnerie joue un rôle prédominant. Le phénomène de rupture par cisaillement des murs maçonnés peut être influencé fortement suivant la qualité du mortier et du bloc. Deux principales approches simplifiées sont utilisées pour la prédiction de la résistance au cisaillement associée à la rupture par fissure diagonale.

#### (a) Première approche

##### **Rupture par traction diagonale proposé par Turnsek et Sheppard [TUR(1980)]**

Cette approche est basée sur le fait que la contrainte principale dans le centre du mur atteint la valeur critique (résistance à la traction de la maçonnerie,  $f_t$ ). Ce critère se base sur l'hypothèse simplificatrice selon laquelle la maçonnerie est considérée comme un matériau élastique, homogène et isotrope. Basée sur cette hypothèse, l'état de contrainte dans un mur maçonné sous cette charge de compression-cisaillement est présenté sur la **Figure 5-5 a**.

Le diagramme de Mohr (**Figure 5-5 b**) est utilisé pour évaluer les contraintes principales de compression ( $\sigma_{pc}$ ) et de traction ( $\sigma_{pt}$ ) se développant dans la section centrale du mur :

$$\sigma_{pc(t)} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b\tau)^2} \pm \frac{\sigma_0}{2} \quad (5-30)$$

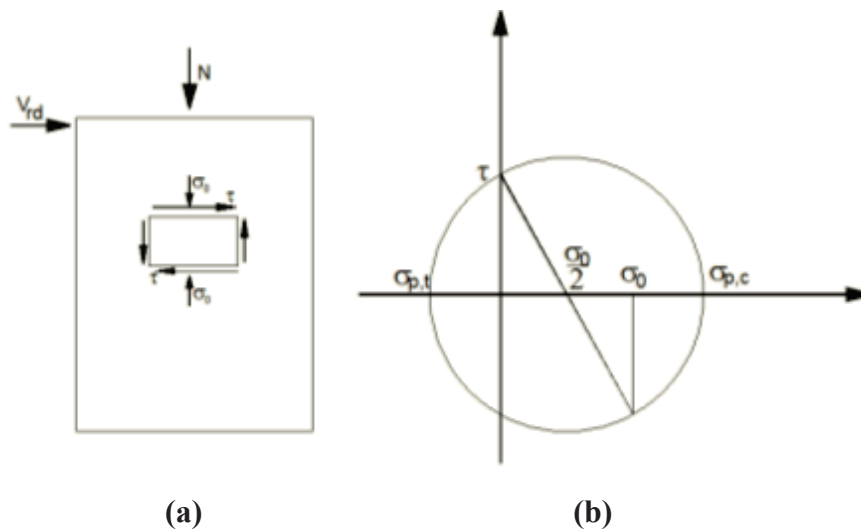
$\tau$ , contrainte moyenne de cisaillement dans la section horizontale

$\sigma_0$ , la contrainte verticale sollicitant le mur

$b$ , facteur de distribution de la contrainte de cisaillement, qui dépend de la géométrie du mur ( $b=1$  pour  $H/l \leq 1$ ,  $b = H/l$  pour  $1 < H/l < 1,5$ ,  $b = 1,5$  pour  $H/l \geq 1,5$ , avec  $H$  et  $l$  la hauteur et la longueur du mur).

En supposant que le comportement du mur est élastique, homogène et isotrope jusqu'à la valeur maximale atteinte de la charge horizontale, la contrainte principale idéalisée de traction à cet instant est appelée « la résistance à la traction » de la maçonnerie,  $f_t$  :

$$f_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b\tau_{\max})^2} - \frac{\sigma_0}{2} \quad (5-31)$$



**Figure 5-5 : Etat de contrainte dans un mur maçonné sous e flexion-cisaillement (a) et diagramme de Mohr coresspondant (b)**

Donc, la contrainte maximale en cisaillement est définie par :

$$\tau_{\max} = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (5-32)$$

Et la résistance en cisaillement du mur donnée par :

$$V_{rd} = A_h \cdot \tau_{\max} = \frac{f_t \cdot l \cdot t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (5-33)$$

Où :

$A_h$ , l'aire de la surface de la section horizontale du mur ( $=t \times l$ )

$t, l$ , sont respectivement l'épaisseur et la largeur du mur

$f_t$ , la résistance à la traction de la maçonnerie

Bien que la simplification relative à l'idéalisation de la maçonnerie comme une section homogène isotrope équivalente est plutôt audacieuse, cette approche a le mérite principal d'être basée sur un seul paramètre, qui est la résistance à la traction de référence  $f_t$ . La détermination de  $f_t$  doit être

basée sur les essais de mur sous cisaillement. En principe un seul test devrait être en mesure de fournir une estimation du paramètre  $f_t$ . Dans de nombreux cas (dans la littérature) cette démarche a donné une bonne prédiction de la résistance au cisaillement, bien qu'aucune indication claire et exhaustive de références expérimentales soit encore disponible pour la définition du paramètre  $b$  pour une large gamme de ratio dimensionnel ( $H/l$ ) et pour les conditions aux limites différentes de fixe – fixe (encasté-encasté).

**(b) Deuxième approche**

Cette approche est basée sur le critère de **Mohr-Coulomb**, qui peut être justifié dans le cas où la fissure diagonale est associée à la rupture des joints de mortier verticaux et horizontaux (de type escalier). Le critère est toujours formulé sous la forme d'une contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = c + \mu\sigma_0 \tag{5-34}$$

Les paramètres  $c$  et  $\mu$  sont la cohésion et le coefficient de frottement

Cette approche est largement adoptée dans la conception et l'évaluation des structures en maçonnerie. Cette approche consiste à considérer  $\tau_u$  déterminée par l'équation (5-34) comme l'expression d'une contrainte de cisaillement ultime moyenne dans la section horizontale du mur, et de tenir  $\sigma_0$  pour égale à la contrainte moyenne verticale dans le mur, la résistance en cisaillement est donnée sous la forme :

$$V_{rd} = \tau_u \cdot t \cdot l = l \cdot t \cdot (c + \mu \cdot \sigma_0) = l \cdot t \cdot \left( c + \mu \frac{N}{lt} \right) \tag{5-35}$$

Il est évident que dans cette approche, les paramètres  $c$  et  $\mu$  sont des paramètres de la résistance globale et ne peuvent être considérées comme des propriétés locales du matériau tels que des paramètres des joints horizontaux car l'état de contrainte du joint à l'échelle locale est différent du champ de contrainte dans le mur.

On notera que la contribution des joints verticaux (rupture en escalier) est négligée probablement dans une finalité sécuritaire.

**5.3.1.3. Glissement**

Sous chargement de cisaillement dans le plan, la rupture par glissement aux plans des joints horizontaux peut se produire dans le cas  $H/l > 1$ , avec une faible charge verticale et un faible frottement.

La résistance de glissement le long des joints horizontaux est estimée par Magenes et Calvi [MAG(1997)]:

$$V_g = \mu \cdot N \tag{5-36}$$

$\mu$ , le coefficient de glissement de joint et la cohésion est négligée en considérant que les joints sont fissurés en traction du fait de la flexion

$N$ , la charge de compression

Si le coefficient  $\mu$  est considéré égal au frottement résiduel d'un joint d'assise, l'équation (5-36) tend à obtenir une charge sous-estimée de façon significative qui cause le glissement, car la résistance au glissement d'un joint fissuré en traction est supérieure à la résistance résiduelle de glissement d'un joint horizontal par rupture en cisaillement.

**Commentaires**

Plusieurs modèles d'évaluation de la capacité portante d'un mur lors d'une sollicitation de cisaillement dans le plan ont été présentés. Chaque modèle est établi en se fondant sur un critère de rupture jugé prédominant tel que la rupture par flexion, cisaillement ou glissement. Par conséquent,



chaque modèle est restrictif et ne peut être adapté que pour évaluer la capacité portante dans le cas de rupture correspondant.

**5.3.2. Evaluation la charge à rupture de mur non-renforcé**

Les modèles simplifiés évoqués plus haut sont mis à profit dans le but de confronter les résultats obtenus par leur biais avec ceux obtenus expérimentalement dans le cadre du présent travail. Dans cet objectif, les données disponibles sont les propriétés des matériaux obtenues dans le Chapitre 5 qui concernent la résistance à la compression de la maçonnerie et la résistance au cisaillement des joint de mortier qui sont résumées dans le **Tableau 5-2**. Il est à noter que le comportement au cisaillement du joint de mortier est caractérisé par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb qui définit deux valeurs de cohésion (c) et de coefficient de frottement ( $\mu$ ) - (voir le chapitre 2)

**Tableau 5-2 : Propriétés du matériau de la maçonnerie**

Propriété	c, (MPa)	$\mu$	$f_{mac}$ , (MPa)
Valeur	0,34	1	3,45

La résistance à la traction de la maçonnerie ( $f_t$ ) est habituellement déterminée à partir des essais de compression diagonale. Pour autant, en l’absence de cette information, la résistance à la traction est *a priori* égale à une valeur comprise entre 1/20 et 1/30 de la résistance à la compression de la maçonnerie (A.M.Avossa et A.Malangone [AVO(2011)]). En conséquence, une valeur moyenne de 0,15 MPa ( $f_t = 0,15MPa$ ) pour cette propriété est retenue.

Les paramètres géométriques sont des paramètres réels déterminés à partir des dimensions de mur : longueur (l): 1030mm ; la hauteur (H) : 1260 mm et l’épaisseur (t) : 75 mm.

Le calcul de la résistance latérale du mur non renforcé selon les différents modèles est conduit et les résultats obtenus sont comparés avec les valeurs obtenues expérimentalement (**Tableau 5-3**).

**Tableau 5-3 : Résistance d’un mur non-renforcé évaluée selon différents modèles**

Rupture	Flexion	Flexion	Flexion	Cisaillement	Cisaillement
Modèle	[Calvi (1997)]	[Calvi (1997)]	Eurocode6	Turnsek (1981)	[Calvi (1997)]
Formule	$V_{rd} = \frac{lt \sigma_0}{\alpha_v 2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\kappa f_{mac}} \right)$	$V_{rd} = lt \left( \frac{1,5c + \mu\sigma_0}{1 + 3 \frac{H}{l} \frac{c}{\sigma_0}} \right)$	$V_{rd} = lt \left( \frac{1,5c + \mu\sigma_0}{1 + 3 \frac{H}{l} \frac{c}{\sigma_0}} \right)$	$V_{rd} = \frac{f_t \cdot lt}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}}$	$V_{rd} = lt \cdot \left( c + \mu \frac{N}{lt} \right)$
l (mm)	1030				
t (mm)	75				
H (mm)	1260				
$\sigma_0$ (MPa)	0,2				
$f_t$ (MPa)	-	-	-	0,15	-
$\alpha_v$	1,22	-	-	-	-
$\kappa$	0,85	-	-	-	-
$f_{mac}$ (MPa)	3,45	-	-	-	-
c (MPa)	-	0,34	0,25	-	0,34
$\mu$	-	1	0,4	-	1
$V_{rd}$ (kN) analytique	<b>6,0</b>	<b>7,5</b>	<b>6,3</b>	<b>16,65</b>	<b>41,7</b>
$V_{rd}$ (kN) expérimental	<b>11,25</b>				
% d’écart	<b>-45%</b>	<b>-30%</b>	<b>-43%</b>	<b>+51,50%</b>	<b>+280%</b>

Il est à noter, à partir de ces résultats, que toutes les valeurs obtenues par des modèles correspondant au critère de rupture par flexion sont inférieures à celles obtenus selon des modèles en cisaillement. Ces résultats issus des modèles analytiques confortent les observations expérimentales, à savoir que le mode de rupture est de type flexion.

En outre, bien que les écarts constatés soient significatifs voire importants, il n'en demeure pas moins qu'ils sous-estiment systématiquement les valeurs obtenues expérimentalement conférant ainsi un caractère sécuritaire, bien que non optimisé, aux différents modèles. L'origine de ces écarts peut être due à l'emploi dans le cas du deuxième modèle de Magenes et Calvi [MAG(1997)], et de l'Eurocode 6, de valeurs de cohésion et d'angle de frottement correspondant à celles déterminées à l'échelle du matériau ou le recours à des valeurs forfaitaires qui ne peuvent donc pas totalement être représentatives des conditions et de l'état de contrainte de la maçonnerie à l'échelle globale du mur. Il faut aussi noter (voir la partie 5.3.1.1) que la valeur obtenue par le premier modèle n'est pas cohérente si la charge de compression est faible comme dans notre cas.

## 5.4. Calcul prévisionnel de la charge à rupture de murs renforcés sous compression-cisaillement combinés

### 5.4.1. Modèles existants

#### 5.4.1.1. Flexion

Un seul modèle relatif à la réponse en flexion de mur maçonné renforcé par matériau composite sous chargement de compression-cisaillement est à notre connaissance disponible. Il a été proposé par Triantafyllou [TRI(1998a)]. Ce modèle est établi dans le cas d'un mur renforcé par une maille orthogonale de FRP. Ce modèle applique la méthodologie de calcul pour la maçonnerie armée, au calcul de la capacité de flexion des murs renforcés par fibres de carbone. Les hypothèses adoptées sont :

- Les sections planes restent planes
- Linéarité de l'état de déformation à l'intérieur de la maçonnerie
- La résistance en traction de la maçonnerie est nulle
- La distribution de la contrainte dans la maçonnerie en zone comprimée est rectangulaire
- L'hypothèse du comportement élastique des renforts composites est introduite

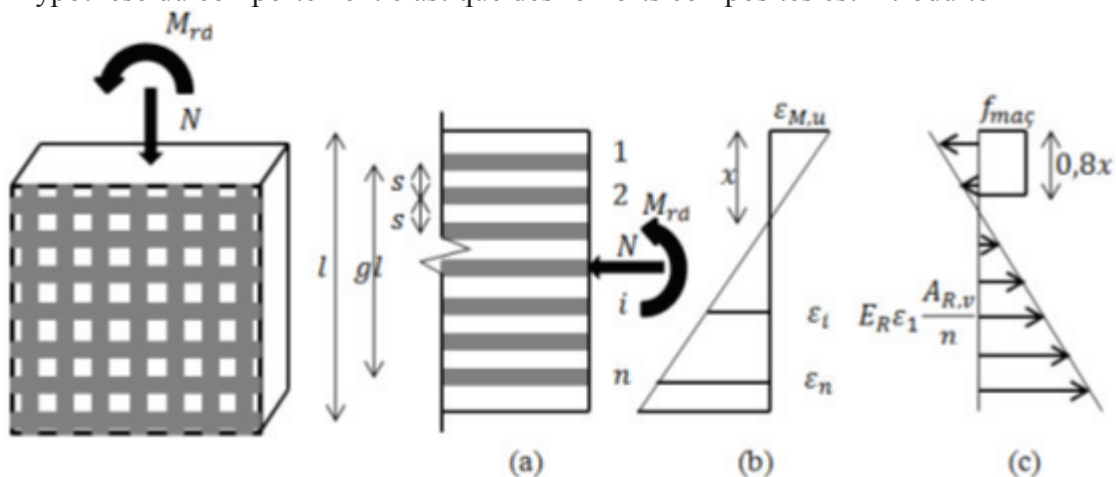


Figure 5-6 : Modèle de calcul de la résistance en flexion dans le plan : a- section; b-la distribution de déformation ; c- la distribution de contrainte. [TRI(1998a)]

Selon ce modèle, la capacité de flexion de la section transversale est :

$$V_{rd} = \left[ \frac{(n+1)g^2}{12(n-1)} \omega \frac{1}{\left(\frac{x}{l}\right)} + 0,4 \frac{x}{l} \left(1 - 0,8 \frac{x}{l}\right) \right] \frac{l^2 t f_{ma\zeta}}{H} \quad (5-37)$$

Où

$$\frac{x}{l} = \frac{1}{1,6} \left[ -\omega + \frac{N}{l t f_{ma\zeta}} + \sqrt{\left(\omega - \frac{N}{l t f_{ma\zeta}}\right)^2 + 1,6 \omega} \right] \quad (5-38)$$

$$\omega = \frac{\varepsilon_{M,u} \cdot E_R}{f_{ma\zeta}} \rho_v \quad (5-39)$$

$l, H, t$ , largeur, hauteur et épaisseur du spécimen de maçonnerie

$g$ , est défini à partir de longueur de la partie renforcée (**Figure 5-6 a**),

$x$ , la longueur de partie comprimée

$\omega$ , fraction de surface

$\rho_v$ , taux de renfort vertical. Pour éviter la rupture du composite, il faut avoir une valeur limitée  $\rho_{v,lim}$  qui conduit à une valeur limitée de fraction  $\omega_{lim}$  :

$$\omega_{lim} = \frac{\varepsilon_{M,u} \cdot E_R}{f_{ma\zeta}} \rho_{v,lim} = \frac{(g+1)}{\left(\frac{\varepsilon_{R,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} \left[ \frac{0,4(g+1)}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{R,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} - \frac{N}{l t f_{ma\zeta}} \right] \quad (5-40)$$

$N$ , force verticale appliquée au mur

$l, t$ , largeur et épaisseur du mur

$f_{ma\zeta}$ , résistance en compression de la maçonnerie

$\varepsilon_{M,u}, \varepsilon_{R,u}$ , déformations ultimes de la maçonnerie et du renfort

$E_R$ , module d'Young du renfort composite

#### 5.4.1.2. Cisaillement

Pour la réponse en cisaillement, plusieurs modèles ont été proposés dans la littérature concernant différentes configurations de renforcement.

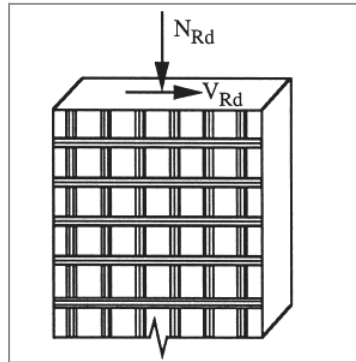
##### (a) *Modèle proposé par Triantafillou [TRI(1998b)]*

Triantafillou [TRI(1998)] a proposé un modèle pour déterminer la résistance en cisaillement dans le plan d'un mur renforcé par une maille orthogonale de FRP, **Figure 5-7**.

Ce modèle est basé sur la méthode de l'analyse et de conception en cisaillement de maçonnerie armée proposée par l'Eurocode 6, similaire à des poutres en béton armé en recourant aux hypothèses suivantes :

- Les FRP verticaux sont négligés sous l'effet d'action de goujon
- L'effort en cisaillement est repris par la maçonnerie et les FRP horizontaux

- Les FRP horizontaux peuvent être modélisés par analogie avec des étriers d'acier dans une poutre de béton armé



**Figure 5-7 : Mur renforcé par une grille orthogonale de bandes FRP sous cisaillement dans le plan, [TRI(1998b)].**

Selon ce modèle, la résistance latérale d'un mur maçonné renforcé par FRP peut être calculée par une somme de la contribution de la maçonnerie ( $V_m$ ) et du renforcement FRP ( $V_R$ ):

$$V_{rd} = V_m + V_R \quad (5-41)$$

La contribution de la maçonnerie ( $V_m$ ) est conforme à celle de l'Eurocode 6 pour la maçonnerie renforcée:

$$V_m = f_{vk} \cdot t \cdot d \quad (5-42)$$

La contribution du FRP à la résistance en cisaillement est donnée par :

$$V_R = 0.7 \rho_h E_R l t \varepsilon_{R,e} \quad (5-43)$$

Où :

$l, t$  : largeur et l'épaisseur du mur

$d$  : largeur effective qui est proposée égale à 80% de la longueur totale ( $l$ ) du mur (Paulay et Priestley (1992))

$f_{vk}$  : résistance au cisaillement de la maçonnerie

$\rho_h$  : taux de renforcement horizontal

$E_R, \varepsilon_R$  : module élastique et déformation ultime du renfort composite

$\varepsilon_{R,e}$  : déformation effective du FRP qui est déterminée en se basant sur des résultats expérimentaux.

Cette déformation effective  $\varepsilon_{R,e}$  est significativement plus petite que la déformation ultime en raison de la concentration de contrainte au voisinage des fissures. Pour évaluer ce terme, Triantafillou [TRI(1998b)] a calibré une expression polynomiale pour la déformation axiale effective développée sur des FRP collés sur le béton et sur la maçonnerie.  $\varepsilon_{R,e}$ , qui dépend inévitablement de la surface décollée d'interface FRP-maçonnerie, ou bien qui dépend de la longueur de développement du FRP, définit ce qui est nécessaire pour atteindre la rupture à la traction du FRP avant décollement. A partir des conditions d'adhérence, la longueur de développement dépend proportionnellement de la rigidité axiale du FRP ( $\rho_h \cdot E_R$ ). Donc  $\varepsilon_{R,e}$  est inversement proportionnel à ( $\rho_h \cdot E_R$ ).

$$\varepsilon_{R,e} = 0.0119 - 0.0205 \rho_h \cdot E_R + 0.0104 (\rho_h \cdot E_R)^2 \quad 0 \leq \rho_h \cdot E_R \leq 1GPa \quad (5-44)$$

$$\varepsilon_{R,e} = 0.00245 - 0.00065(\rho_h \cdot E_R) \quad \rho_h \cdot E_R > 1GPa \quad (5-45)$$

Ce modèle présente *a minima* les limites suivantes :

- Modèle empirique : il n'est pas possible d'utiliser ce modèle pour étudier l'effet de différents paramètres (ex. propriétés d'époxy) sur le comportement de murs renforcés,
- Calibré avec les essais sur des éléments en béton armé dont les caractéristiques sont très différentes par rapport à celles de la maçonnerie
- la rupture du FRP est supposée se produire simultanément avec la rupture en cisaillement ce qui n'est pas, loin s'en faut, toujours le cas.
- Une seule équation est utilisée pour décrire à la fois la rupture et le délaminage du FRP sans considérer que la rupture du FRP est possible,
- Aucune validation expérimentale n'a été effectuée sur un mur renforcé par FRP lorsque la rupture intervient par cisaillement.
- L'hypothèse que les FRP verticaux sont négligeables par l'effet d'action de goujon est seulement acceptable dans le cas de petites largeurs de bandes de renfort.

**(b) Modèle proposé par Triantafillou et Antonopoulos [TRI(2000)]**

Triantafillou et Antonopoulos [TRI(2000)] ont développé et simplifié le modèle de Triantafillou [TRI(1998b)] tout en s'affranchissant de quelques unes de ses limites. Ce nouveau modèle est proposé pour la conception en cisaillement de poutres en béton armé renforcées par FRP. Le modèle est calibré avec plus de données expérimentales et les auteurs distinguent deux modes de rupture : rupture et décollement du FRP. Pour les deux cas, la déformation effective ( $\varepsilon_{R,e}$ ) est estimée sur la base de la combinaison de considérations qualitatives et de calibration avec des résultats de 75 essais. Fondées sur cette calibration, les expressions suivantes de la déformation effective du FRP sont proposées :

$$\frac{1}{\alpha} \varepsilon_{R,e} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.00065 \left( \frac{f_k^{2/3}}{\rho_h \cdot E_R} \right)^{0.56} \quad \text{(Décollement)} \\ 0.17 \left( \frac{f_k^{2/3}}{\rho_h \cdot E_R} \right)^{0.3} \cdot \varepsilon_{R,u} \text{ et } 0.048 \left( \frac{f_k^{2/3}}{\rho_h \cdot E_R} \right)^{0.47} \cdot \varepsilon_{R,u} \quad \text{(Pour rupture de CFRP et AFRP respectivement)} \\ 0.005 \quad \text{(Agrégat)} \end{array} \right. \quad (5-46)$$

Où

$\alpha$ , (=1,25) est le facteur de réduction pour passer de la valeur réelle de  $\varepsilon_{R,e}$  à la valeur caractéristique

$f_k$  , Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie

L'avantage principal de ce modèle est qu'il distingue deux modes de rupture (décollement et rupture de FRP). Toutefois, au-delà des inconvénients similaires aux deux premiers points du modèle de Triantafillou [TRI (1998b)], il est également à noter les limites suivantes :

- Dans le cas de décollement du FRP, le modèle est principalement calibré en utilisant des éprouvettes renforcées par CFRP et un nombre limité d'éprouvettes renforcées par GFRP et aucune éprouvette renforcée par AFRP. Néanmoins, il est proposé d'utiliser ce modèle avec précaution pour tous les types de FRP.

**(c) Modèle de l'ACI 125**

L'ACI 125 et ICBO [IC (2001)] ont proposé que, pour le mur (soit en maçonnerie, soit en béton armé) renforcé par FRP sur une seule face, la contribution du renfort à la résistance latérale soit calculée par l'expression suivante :

$$V_R = 0.75\rho_h f_j t l \tag{5-47}$$

Avec

$$f_j = 0.004E_R \leq 0.75f_{R,u} \tag{5-48}$$

Où

$f_{R,u}$ , est la résistance en traction du renfort FRP

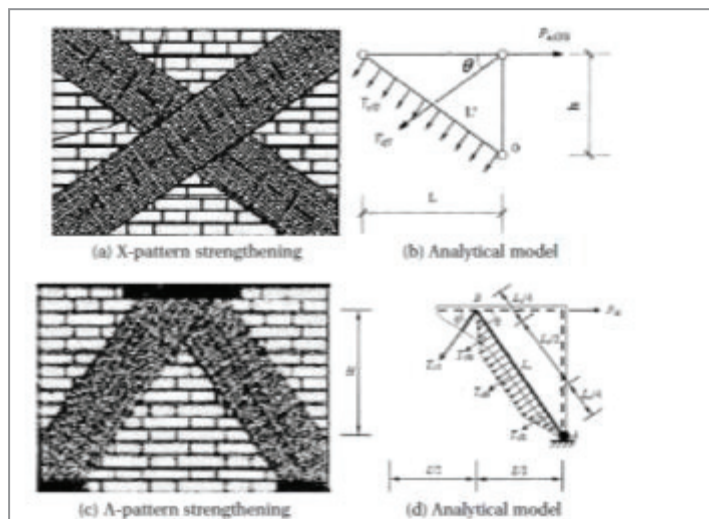
$\rho_h$ , le taux de renforcement horizontal

Il a été noté dans l'étude de Mosallam et Haroun [MOS (2003)], à partir de comparaisons entre les résultats issus de cette expression et ceux provenant de l'expérimentation dans le cas de murs maçonnés renforcés par FRP, que cette recommandation surestime de 40% la résistance au cisaillement. En plus des deux premières limitations du modèle de Triantafillou [TRI(1998b)], ce modèle présente les inconvénients suivants :

- Emploi d'une déformation constante de FRP indépendamment des propriétés de FRP (par ex. ratio de renforcement). De plus, cette déformation constante (0,004) est estimée sans considération des conditions d'ancrage (dans le cas de béton armé),
- Aucune validation expérimentale n'a été effectuée sur le mur renforcé par FRP et rompu par cisaillement.

**(d) Modèle proposé par Zhao et al. (2004)**

Zhao et al. [ZHA(2004)] ont proposé un modèle pour déterminer la résistance au cisaillement d'un mur de maçonnerie renforcé par collage externe de bandes de FRP alignées en forme de croix en X et en A, **Figure 5-8**.



**Figure 5-8 : Schémas de renforcement et les modèles associés proposés par [ZHA(2004)]**

Selon l'étude en question, la contribution de la maçonnerie se base sur le critère de rupture par traction diagonale et peut être calculée par l'expression:

$$V_m = 0.9 \frac{f_t}{b} l t \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \tag{5-49}$$



Les bandes FRP agissent dans les diagonales comme un modèle de treillis. Seules les bandes en traction sont considérées dans la contribution à la résistance au cisaillement du mur. La résistance à la traction des bandes FRP dans la direction transversale est également prise en compte.

La contribution du FRP à la résistance au cisaillement  $V_R$  est calculée en utilisant :

- Renforcement en forme de X, Zhao et al. [ZHA(2003)] :

$$V_{R,X} = n. \alpha_{cfs}. E. t' (\varepsilon_1. b. l. \sin\theta + 0,5. \varepsilon_2. l'^2) / h \quad (5-50)$$

- Renforcement en en forme de A, Zhao et al. [ZHA(2004)] :

$$V_{R,A} = n. E. t' (\varepsilon_1. b. l. \sin\theta + 0,375. \varepsilon_2. l'^2) / h \quad (5-51)$$

Où :

$l, t$  , longueur, et l'épaisseur du mur

$n$  , nombre de bandes FRP

$E$  , module d'élasticité du FRP

$t'$  , épaisseur du FRP

$\varepsilon_1$  et  $\varepsilon_2$  , déformations longitudinale et transversale du FRP

$l'$  (ou  $l_0$ ) , longueur de bande FRP

$h$  (H) , hauteur du mur

$\alpha_{cfs}$ : coefficient prenant en compte la résistance de la brique, la qualité de la liaison entre le FRP et la maçonnerie si les ancrages sont utilisés. Aucune indication de ce coefficient n'est fournie. Zhao et al. [ZHA(2003)] proposent une valeur égale à 1 mais cette valeur est applicable seulement dans son étude.

Ces modèles sont confrontés à des résultats expérimentaux par Zhao et al. ([ZHA(2003)], [ZHA(2004)]). Un écart raisonnable (seulement de 2 à 10%) entre les modèles et les expériences est trouvé lorsque les déformations enregistrées expérimentalement dans le FRP sont mises à profit. Il est intéressant de relever que ces déformations n'égalent pas la déformation de traction maximale des bandes FRP. Aucune indication n'est fournie afin d'évaluer la déformation dans le FRP dans une optique de dimensionnement ou de conception. Ces carences ont tendance à limiter l'intérêt de ce modèle.

**(e) Modèle proposé par Stratford et al. [STR(2004)]**

Stratford et al. [STR(2004)] ont proposé un modèle pour le dimensionnement d'un mur sous cisaillement renforcé sur toute la surface par FRP ancré en haut et en bas du mur. Il est supposé que le FRP est complètement décollé le long de la diagonale comprimée du mur et que les forces reprises par le FRP sont transférées à la maçonnerie par l'extrémité d'ancrage. La bande FRP décollée agit en traction le long d'une bande diagonale avec une largeur effective.

Dans ce modèle, le mur renforcé est conçu pour la rupture par cisaillement/compression (dans la maçonnerie) plutôt que par la rupture du FRP. Cette stratégie de conception est utilisée parce que la rupture cisaillement/compression dans la maçonnerie est un mode de rupture plus ductile que celui obtenu par rupture du FRP.

Pour s'assurer que la rupture du FRP ne se produise pas avant la rupture dans la maçonnerie, la capacité de déformation du FRP doit être plus grande que la valeur de déformation  $\varepsilon_1$  qui est déterminée selon le modèle de treillis présenté sur la **Figure 5-9**:

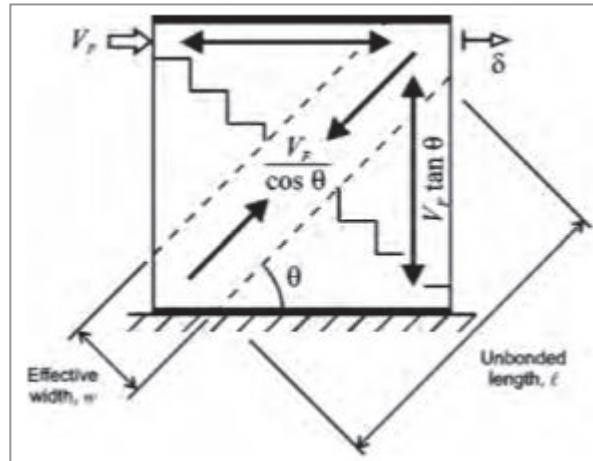
$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_1}{l \cdot \cos\theta} \quad (5-52)$$

Où :

$\delta_1$ , la capacité de déplacement latéral dans le plan de la maçonnerie non-renforcée.

$l$ , longueur non-décollée du FRP (qui est déterminée suivant l'ancrage).

$\theta$ , angle de l'inclinaison de la bande FRP agissant en traction.



**Figure 5-9 : Mécanisme de treillis pour le transport de charge à travers le renforcement décollé [STR(2004)]**

Les ancrages doivent avoir la capacité de résister à la charge reprise par le FRP à la rupture de la maçonnerie :

$$V_R = \frac{w \cdot t_R \cdot E_{R\theta}}{l} \cdot \delta_1 \cdot \cos\theta \quad (5-53)$$

Où :

$w$ , largeur effective du FRP actif agissant en traction.

$t_R$ , l'épaisseur du FRP

$E_{R\theta}$ , le module d'élasticité des FRP parallèle à la diagonale de traction

La composante verticale de la force de traction diagonale, à travers la bande de FRP, augmente la compression verticale à travers le mur de maçonnerie. Cette compression supplémentaire est évaluée de la manière suivante :

$$N_R = V_R \cdot \tan\theta \quad (5-54)$$

La compression supplémentaire agit pour confiner la maçonnerie et augmenter la résistance de la maçonnerie ce qui contribue à la résistance globale au cisaillement du mur ( $V'_M$ ). La résistance au cisaillement totale du mur renforcé est la suivante :

$$V_{rd} = V'_M + V_R \quad (5-55)$$

**Commentaires :**

Dans ce modèle, la contribution des bandes FRP à la résistance latérale est calculée en fonction de la capacité de déformation de la maçonnerie non-renforcée et de la longueur décollée du renfort FRP. Ces paramètres ne sont toutefois pas aisés à déterminer. Aucune indication sur la manière de déterminer ces paramètres n'est pour autant fournie.

**(f) Modèle proposé par Marcari et al. [MAR(2007b)]**

Ce modèle est établi en se basant sur le modèle de treillis au même titre que l'approche retenue par Strafford [STR(2004)], appliquée dans le cas du renforcement par des bandes diagonales.

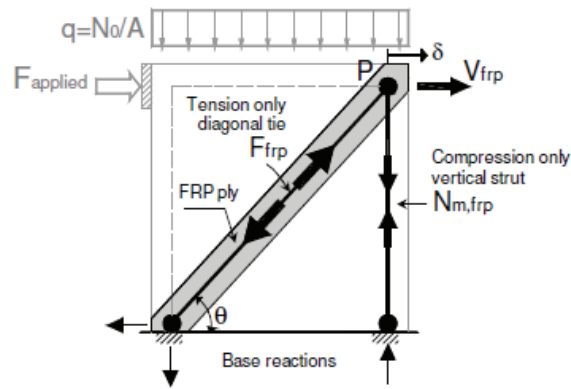


Figure 5-10 : Modèle de treillis des renforts FRP [MAR(2007b)]

La contribution des renforts FRP est calculée :

$$V_{frp} = F_{frp} \cdot \cos\theta \quad (5-56)$$

La force de traction qui se développe dans le FRP est calculée en fonction du déplacement  $\delta$  :

$$F_{frp} = n \cdot (E_{frp} \cdot t_{frp} \cdot w_{frp}) \varepsilon_{frp}(\delta) \quad (5-57)$$

Où  $n$  est le nombre des bandes de FRP en traction,  $E_{frp}$ ,  $t_{frp}$  et  $w_{frp}$  sont le module élastique, l'épaisseur et la largeur du FRP et  $\varepsilon_{frp}(\delta)$  est la déformation longitudinale du FRP mesurée correspondant au déplacement  $\delta$ .

A partir de l'équilibre vertical, l'effort supplémentaire dans la maçonnerie est calculé :

$$N_{m,frp} = F_{frp} \cdot \sin\theta \quad (5-58)$$

Comme dans le cas du modèle proposé par Stratford et al. [STR(2004)], la contribution du FRP à la résistance latérale est estimée en fonction du déplacement latéral du mur. Toutefois, cette méthode est basée sur la déformation du FRP qui est enregistrée au cours de l'essai. En conséquence, cette expression n'est pas tout à fait adaptée pour l'évaluation *a priori* (dimensionnement) de la contribution des bandes FRP diagonales si la déformation de ces dernières passe par la conduite d'essais expérimentaux.

(g) *Modèle proposé par P. Alcaïno [ALC(2007)]*

Un modèle simple a été proposé pour évaluer la contribution des renforts FRP dans des murs renforcés par des bandes FRP horizontales et diagonales selon le modèle illustrée par la **Figure 5-11**.

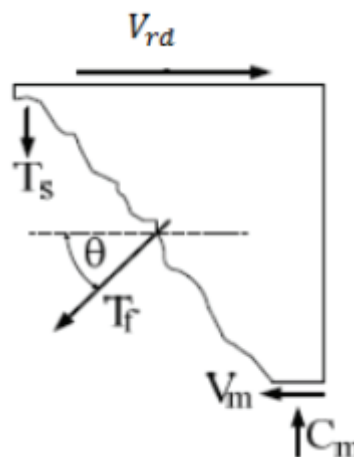


Figure 5-11 : L'équilibre horizontal d'un corps solide libre [ALC(2007)]

A partir de l'équilibre horizontal d'un corps solide libre représenté dans la **Figure 5-11**, la résistance latérale d'un mur maçonné renforcé par FRP peut être déterminée par l'expression suivante :

$$V_{rd} = V_m + \alpha \cdot T_f \cdot \cos(\theta) \quad (5-59)$$

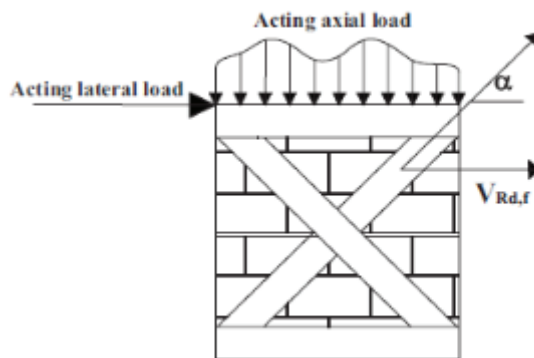
Où  $V_m$  est la résistance de la maçonnerie (proposée égale à la résistance maximale du mur non-renforcé) ;  $T_f$  est la force dans le textile de renforcement ;  $\theta$  est l'angle entre les renforcements FRP et les joints horizontaux et  $\alpha$  est le coefficient d'efficacité. Ce coefficient est inversement proportionnel à la quantité de renfort utilisée (Tomazevic [TOM(1990)]). Selon l'étude du Luder et Hidalgo [LUD(1986)] (rappelée dans P. Alcaïno[ALC(2007)]), le coefficient  $\alpha$  est proposé égal à 0,55 pour les FRPs dans la direction horizontale et 1 pour les FRP dans les directions diagonales.

**Commentaires :**

- La principale difficulté liée à l'application de ce modèle tient à l'évaluation de la force  $T_f$  (P.Alcaïno [ALC(2008)]), à partir de ses résultats expérimentaux, a proposé que la résistance de FRP soit contrôlée par le décollement, ce qui, compte tenu du caractère restrictif de cette conjecture, constitue une limite. S.M Hernan et P. Alcaïno [HER(2011)] ont proposé  $T_f$  égale à l'épaisseur de FRP multipliée par 0,24kN/mm. Cette valeur est la résistance de liaison obtenue à partir des essais de liaison entre FRP et briques d'argile (Santa-María H et Alcaïno P [HER(2008)])
- Il a ainsi été noté que l'équation (5-59) est conservative pour l'évaluation de la résistance des murs renforcés par des bandes horizontales. Ce constat pourrait trouver sa source dans les valeurs retenues pour le coefficient d'efficacité qui proviennent de renforcement par barres d'acier (faculté d'adaptation plastique qui permet *a priori* des taux de travail des barres plus importants que ceux des FRP dont le comportement ne permet que des redistributions limitées).

**(h) Prota et al [PRO(2008)]**

Prota et al. [PRO(2008)] ont proposé une formule pour estimer la contribution des renforts le long de diagonales en utilisant un mécanisme de treillis simple, où la maçonnerie subit une contrainte de compression et les bandes diagonales de FRP ont vocation à reprendre les efforts de traction.



**Figure 5-12 : Maçonnerie renforcée par FRP selon les diagonaux [PRO(2008)]**

$$V_{fip} = \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot A_f \cdot \cos(\alpha) \quad (5-60)$$

$A_f$ , la surface des renforts composites dans la diagonale de traction

$\alpha$ , l'angle d'inclinaison des renforts par rapport l'horizontale

$\varepsilon_{fd}$ , déformation de conception du composite, définie comme la valeur minimum entre la déformation ultime du FRP et la déformation de décollement.

**Commentaires :**

- Ce modèle est similaire à celui proposé par P. Alcaino [ALC(2007)], néanmoins la contribution du renfort FRP vis-à-vis de la résistance globale envisage les deux mécanismes de rupture que sont le décollement et les ruptures en traction des FRP.

**5.4.1.3. Commentaires**

Il est à noter que la résistance latérale des murs renforcés est évaluée selon deux critères de rupture (flexion et cisaillement).

Selon le critère de rupture en flexion, un seul modèle a été proposé par Triantafillou [TRI(1998a)]. Toutefois, ce dernier n'est applicable que pour des murs renforcés par matériaux composites qui ont un comportement linéaire comme les FRP. De plus, il n'est établi que pour le cas de renforcement où les bandes de renfort sont distribuées uniformément le long de la largeur du mur et pour le cas où le mur maçonné n'est renforcé que par un seul type de renfort composite. Cela limite, en l'état, l'application ce modèle dans d'autres cas où le matériau de renfort n'a pas un comportement linéaire ou que les renforts ne sont pas distribués uniformément le long de la largeur du mur ainsi que pour le cas où le mur maçonné est renforcé par une combinaison de différents matériaux composites. Il est nécessaire donc d'enrichir ce modèle dans le cas où le comportement des renforts n'est pas élastique linéaire comme le TRC dans notre cas.

Selon le critère de rupture par cisaillement, le calcul se base sur des modèles de mécaniques de cisaillement bien établis et utilisés pour le calcul d'éléments de béton armé. L'utilisation des modèles de treillis, via le principe de superposition. **Généralement**, la résistance latérale de murs renforcés est la somme de la contribution de la maçonnerie ( $V_m$ ) et des renforts composites ( $V_R$ ). La partie contribution de la maçonnerie peut être évaluée en mobilisant des expressions fondées sur le critère de Mohr-Coulomb. Cependant, la contribution des renforts composites dépend de la configuration de renforcement : Dans les modèles de Zhao et al. [ZHA(2004)] ; Stratford et al. [STR(2004)] et Marcarì et al. [MAR(2007)], la contribution des renforts est déterminés sur la base de mesures de déformation de manière expérimentale ce qui limite leur intérêt pour l'évaluation *a priori* (dimensionnement) de la contribution des bandes FRP. Les formules proposées par P. Alcaino [ALC(2007)] et Prota et al. [PRO(2008)] sont principalement appliquées pour les configurations de renforcement horizontal ou diagonal dont la déformation effective des renforts est bornée par la rupture des renforts et/ou par le décollement mais le nombre des références expérimentales portant sur l'évaluation de cette déformation effective (en variant le type de maçonnerie ; type de renforts par ex.) est très limité. Les modèles de [TRI(1998b)], [TRI(2000)], bien qu'il n'examinent pas complètement les différents paramètres et qu'aucune validation expérimentale n'a été faite, ont recours à des formules raisonnables pour évaluer la déformation effective des renforts selon la rigidité axiale des renforts ( $\rho_h \cdot E_R$ ) et selon le type de rupture (rupture des renforts ou décollement - [TRI(2000)]).

Il est à noter par ailleurs que la contribution des bandes de renforts verticales (s'il y en a) est toujours négligée ([TRI(1998b)], [TRI(2000)], [ACI125]) puisque ces dernières sont considérées comme des goujons (voir la **Figure 5-18** – partie 5.4.2.2) dans ces études. Toutefois, cette hypothèse n'est recevable que dans le cas où la largeur des bandes de renfort est faible (ou que la rigidité flexionnelle dans le plan du mur est faible). Il est nécessaire donc de développer un modèle qui porte sur l'évaluation de la contribution des renforts dans le cas où le mur maçonné n'est renforcé que par que des bandes de renforts verticales dont la largeur est grande (ou dont la rigidité de flexion dans le plan, le cas du TRC épais par exemple, est importante) qu'on ne peut pas négliger.

**5.4.2. Evaluation de la résistance latérale des murs (expérimentaux) renforcés**

Cette évaluation sera effectuée selon les deux critères de rupture susmentionnés (cisaillement, flexion) et les valeurs obtenues mises en regard avec celles issues de l'expérimentation de sorte à

pouvoir se prononcer sur la pertinence supposée des modèles mis à contribution. Ces considérations devraient être de nature à ouvrir la voie à la proposition d'expressions potentiellement plus adaptées.

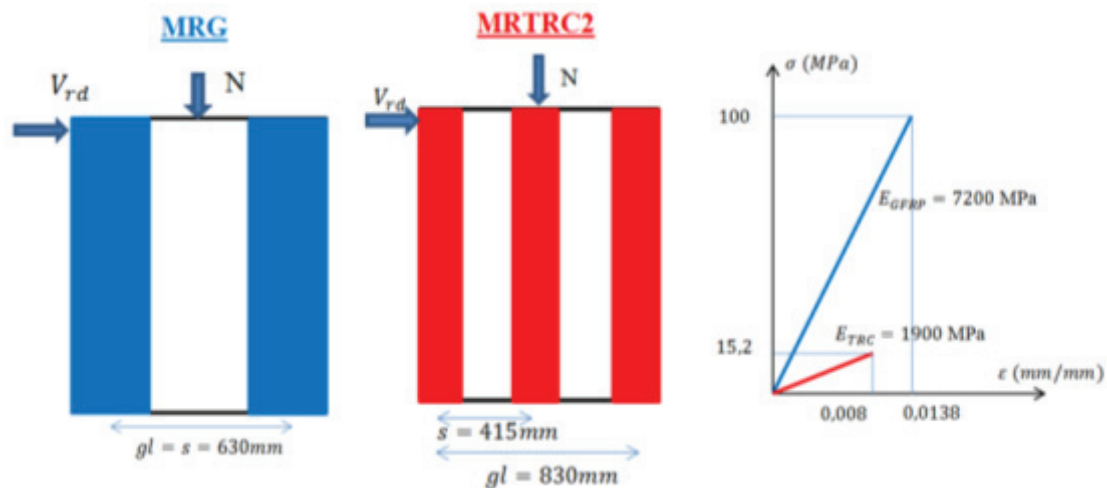
### 5.4.2.1. Flexion

L'évaluation de la résistance latérale de murs renforcés sera effectuée pour chaque cas identique en se basant sur le comportement des renforts ainsi que le schéma de renforcement.

#### (a) Mur MRG (renforcé par GFRP) et MRTRC2 (renforcé par trois couches de TRC)

Bien que le comportement des TRC, identifié expérimentalement soit non linéaire, il est loisible, notamment dans le cas où une résine d'imprégnation a été mobilisée, de l'idéaliser, en première approche, par évolution linéaire (voir chapitre 3) s'agissant du composite TRC sans latex l'idéalisation s'apparente de manière plus réaliste à un comportement bilinéaire (voir chapitre 3).

Les deux murs (MRG et MRTRC2) sont renforcés par des bandes de renforts composites, dont les comportements sont élastiques linéaires jusqu'à la rupture, qui sont distribuées uniformément le long de la largeur du mur (espacement identique entre les bandes) ; **Figure 5-13**.



**Figure 5-13 : Configurations de renforcement (des murs MRG et MRTRC2) et lois de comportement du GFRP et du TRC.**

Si on suppose que ces murs satisfont les hypothèses proposées par Triantafillou [TRI(1998a)] rappelées dans la partie 5.4.1.1, la résistance latérale de ces murs peut être évaluée selon les formules (5-37) à (5-40).

**Noter :** Pour calculer la résistance latérale dans tous les cas, les paramètres suivants seront utilisés :

$l, t$ : largeur (1030mm), épaisseur (75mm)

$H$  : la hauteur du mur (1260mm);

$N$  : effort normal appliqué (15000N) ;

$f_{mac}$ : résistance en compression (= 3,45Mpa) qui a été déterminée expérimentalement (voir la chapitre 2) ;

$\varepsilon_{M,u}$  : déformation ultime de maçonnerie (=0,00105 déterminée expérimentalement –voir chapitre2),

$b_R, t_R$  : largeur et l'épaisseur de renfort,



$\rho_v$  : taux de renforcement ( $= \frac{\sum b_R t_R}{lt}$ ),

$\varepsilon_{R,u}$ ;  $\sigma_{R,u}$ : déformation et résistance ultimes du renfort composite,

$c$ ,  $\mu$  et  $f_t$  : cohésion, coefficient de frottement du mortier et la résistance en traction de la maçonnerie (mêmes valeurs données dans la partie 5.3.2)

Il est à noter que, pour les deux murs, la fraction limite ( $\omega_{lim}$ ) calculée à partir de la formule (5-40) est beaucoup plus petite que la fraction actuelle ( $\omega$ ) déterminée par la formule (5-39) ce qui confirme la condition de non rupture des renforts. Par conséquent, la résistance latérale peut être calculée en appliquant la formule (5-37). Ces calculs sont effectués et représentés dans le **Tableau 5-4**.

**Tableau 5-4 : Calcul en flexion des résistances latérales des murs MRG et MRTRC2**

Mur	Unité	MRG	MRTRC2
Renfort	-	GFRP	TRC
$l$	$mm$	1030	
$t$	$mm$	75	
$H$	$mm$	1260	
$f_{maç}$	$MPa$	3,45	3,45
$\varepsilon_{M,u}$	$m/m$	0,00105	0,00105
$\varepsilon_{R,u}$	$m/m$	0,0138	0,008
$t_R$	$mm$	1,7	9,0
$b_R$	$mm$	400	200
$\rho_v$		0,035	0,109
$E_R$	$MPa$	7,2	1,9
N (nombre de bande/face)	-	2	3
$g(*)$	-	0,61	0,806
$\omega_{lim} = \frac{(g+1)}{\left(\frac{\varepsilon_{R,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} \left[ \frac{0,4(g+1)}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{R,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right)} - \frac{N}{ltf_{maç}} \right]$	-	0	0,006524
$\omega = \frac{\varepsilon_{M,u} E_R}{f_{maç}} \rho_v$	-	0,0077	0,0808
$\frac{x}{l} = \frac{1}{1,6} \left[ -\omega + \frac{N}{ltf_{maç}} + \sqrt{\left(\omega - \frac{N}{ltf_{maç}}\right)^2 + 1,6 \cdot \omega} \right]$	-	0,212	0,215
$V_{rd} = \left[ \frac{(n+1)g^2}{12(n-1)} \omega \frac{1}{\left(\frac{x}{l}\right)} + 0,4 \frac{x}{l} \left(1 - 0,8 \frac{x}{l}\right) \right] \frac{l^2 t f_{maç}}{H}$	$kN$	<b>23</b>	<b>24</b>

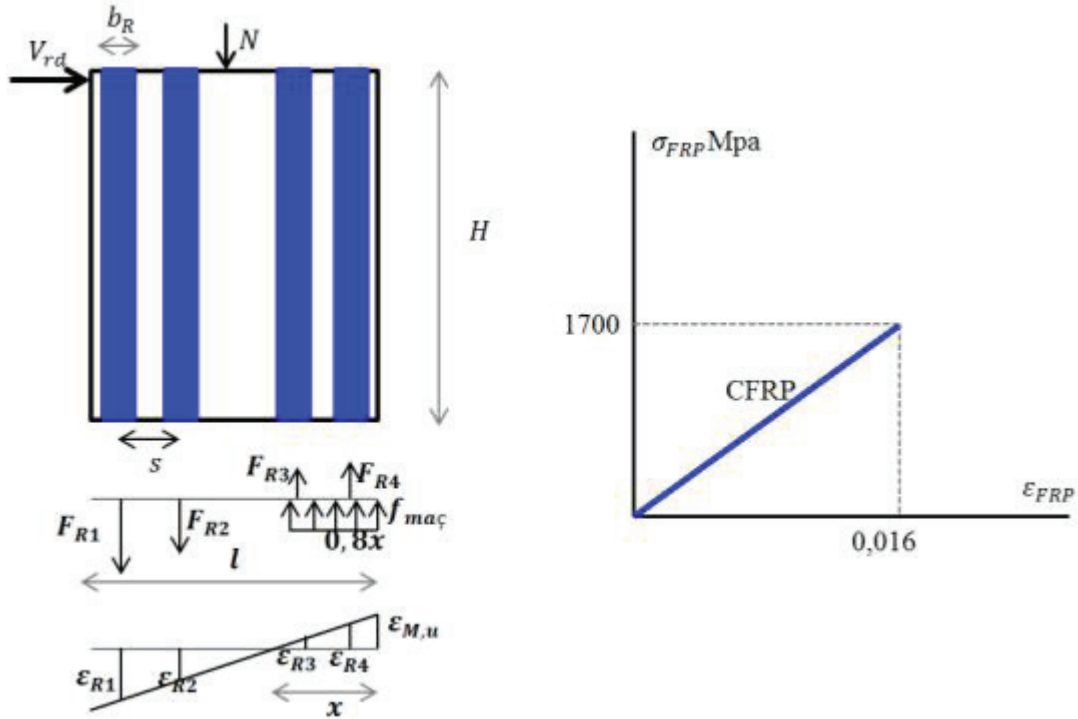
(\*) ce paramètre est déterminé à partir de la longueur de renforcement (voir la **Figure 5-13**)

**(b) Mur MRC (renforcé par CFRP)**

Le comportement du CFRP est linéaire mais dans la configuration de renforcement de ce mur, les bandes de renfort CFRP ne sont pas distribuées uniformément le long de la largeur du mur. Il n'est

donc pas strictement adapté au modèle de proposé Triantafillou [TRI(1998a)]. Toutefois, afin de tenter d'apprécier l'intérêt supposé de ce modèle cette incompatibilité est volontairement occultée (**Figure 5-14**).

Dans ce schéma mécanique, il est proposé de prendre en compte l'effort de compression des renforts bien que ce soit discutable en raison du flambement localisé possible mais cette hypothèse a été adoptée dans l'expression proposée par Triantafillou [TRI(1998a)]. Cette hypothèse est donc désormais retenue dans calcul en flexion pour avoir des hypothèses « uniformes » pour tous ces éléments. De plus, dans le **Tableau 5-5**, les efforts de ces composites en compression sont calculés mais demeurent très faibles.



**Figure 5-14 : Schéma mécanique (du mur MRC) et loi de comportement du CFRP**

Avec ce diagramme, les équations d'équilibre s'écrivent :

$$N + F_{R1} + F_{R2} - F_{R3} - F_{R4} - t f_{mac} 0,8x = 0 \tag{5-61}$$

$$N \frac{l}{2} + F_{R1} \left( l - \frac{b_R}{2} \right) + F_{R2} \left( l - \frac{b_R}{2} - s \right) - F_{R3} \left( \frac{b_R}{2} + s \right) - F_{R4} \left( \frac{b_R}{2} \right) - t f_{mac} \frac{(0,8x)^2}{2} - V_{rd} H = 0 \tag{5-62}$$

Selon l'hypothèse des sections restant planes on a :

$$\begin{cases} \varepsilon_{R1} = \left( \frac{1 - \frac{b_R}{2l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u} & ; \varepsilon_{R2} = \left( \frac{1 - \frac{b_R}{2l} - \frac{s}{l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u} \\ \varepsilon_{R3} = \left( 1 - \frac{\frac{b_R}{2l} + \frac{s}{l}}{\frac{x}{l}} \right) \varepsilon_{M,u} & ; \varepsilon_{R4} = \left( 1 - \frac{\frac{b_R}{2l}}{\frac{x}{l}} \right) \varepsilon_{M,u} \end{cases} \tag{5-63}$$

La condition de non rupture des renforts est examinée en vérifiant la déformation ultime de la bande de renfort de l'extrémité en traction. A l'état limite de rupture par traction de cette bande de renfort on a :

$$\varepsilon_{R1} = \varepsilon_{R,u} \text{ ou bien } \sigma_{R1} = \sigma_{R,u}$$

Et :

$$\left(\frac{x}{l}\right)_{lim} = \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) / \left(1 + \frac{\varepsilon_{R,u}}{\varepsilon_{M,u}}\right) \quad (5-64)$$

Toutes ces valeurs sont remplacées dans l'équation (5-61), on a donc :

$$\rho_{lim} = \left[ \frac{0,8f_{mac}\left(1 - \frac{b_R}{2l}\right)}{1 + \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N}{lt} \right] \left[ \frac{2}{\sigma_1 + E_R(\varepsilon_{R2} - \varepsilon_{R3} - \varepsilon_{R4})} \right] \quad (5-65)$$

Où  $\varepsilon_{R2}$ ,  $\varepsilon_{R3}$ ,  $\varepsilon_{R4}$  sont déterminés à partir des formules (5-63) avec  $\frac{x}{l} = \left(\frac{x}{l}\right)_{lim}$

Si le taux de renforcement actuel du mur est plus grand que cette valeur limite, la résistance latérale de ce mur peut être déterminée par :

$$V_{rd} = \left\{ \frac{N}{2lt} + E_R \frac{\rho_v}{4} \left[ \varepsilon_{R1} \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) + \varepsilon_{R2} \left(1 - \frac{b_R}{2l} - \frac{s}{l}\right) - \varepsilon_{R3} \left(\frac{b_R}{2l} + \frac{s}{l}\right) - \varepsilon_{R4} \left(\frac{b_R}{2l}\right) \right] - 0,32f_{mac} \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \frac{tl^2}{H} \quad (5-66)$$

Où  $\frac{x}{l}$  est déterminé à partir l'équation:

$$1,6 \left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left[ 2 \frac{\rho_v E_R}{f_{mac}} \varepsilon_{M,u} - \frac{2N}{lt f_{mac}} \right] \frac{x}{l} - \frac{1}{f_{mac}} \rho_v E_R \varepsilon_{M,u} = 0 \quad (5-67)$$

Le calcul de la résistance latérale de ce mur est effectué selon les étapes suivantes :

- Calcul du taux limite de renforcement correspondant à la rupture des renforts selon la formule (5-65),
- Vérification de la possibilité de rupture de renforts en comparaison du taux de renfort actuel avec celui calculé à l'étape précédente,
- Détermination de la partie en compression du mur selon l'équation (5-67),
- Détermination de la déformation des bandes de renfort selon des équations (5-63),
- Evaluation de la résistance latérale du mur renforcé selon l'équation (5-66).

Le calcul montre analytiquement qu'il n'y a pas de rupture des renforts car le taux de renforcement actuel ( $\rho$ ) est plus important que la valeur limite ( $\rho_{lim}$ ). On peut donc évaluer la résistance latérale de ce mur par l'équation (5-66) présentée dans le **Tableau 5-5**.

**Tableau 5-5 : Calcul en flexion du mur MRC**

Mur	Unité	MRC
<b>Renfort</b>	-	<b>CFRP</b>
l	mm	1030
t	mm	75
H	mm	1260
$f_{mac}$	MPa	3,45
$\varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00105
$E_R$	MPa	105
$b_R$	mm	60
s	mm	160
$t_R$	mm	0,48
$\rho_v$	-	0,0032
$\rho_{lim}$	-	
x/l	-	0,237
$\varepsilon_{R1} = \left(1 - \frac{b_R}{2l} - \frac{x}{l}\right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00325
$\varepsilon_{R2} = \left(1 - \frac{b_R}{2l} - \frac{s}{l} - \frac{x}{l}\right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00256
$\varepsilon_{R3} = \left(1 - \frac{b_R + s}{2l} - \frac{x}{l}\right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,000233
$\varepsilon_{R4} = \left(1 - \frac{b_R}{2l} - \frac{x}{l}\right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,000921
$V_{rd}$	kN	<b>30</b>

**(c) Mur MRCG (renforcé par une combinaison de CFRP et de GFRP)**

Ce mur est renforcé par des renforts qui possèdent un comportement élastique linéaire. Toutefois, la distribution des bandes de renfort n'est pas uniforme et leur nature n'est pas identique (CFRP et GFRP). Il convient donc de simplifier l'approche. A cette fin, il est supposé que la géométrie du mur et le renforcement respectent les hypothèses proposées par Triantafillou [TRI(1998a)]. De plus, les bandes de renforts GFRP et CFRP sont supposées travailler de façon identique en termes de déformation. Par conséquent, le schéma mécanique de ce mur est présenté dans la **Figure 5-15**.

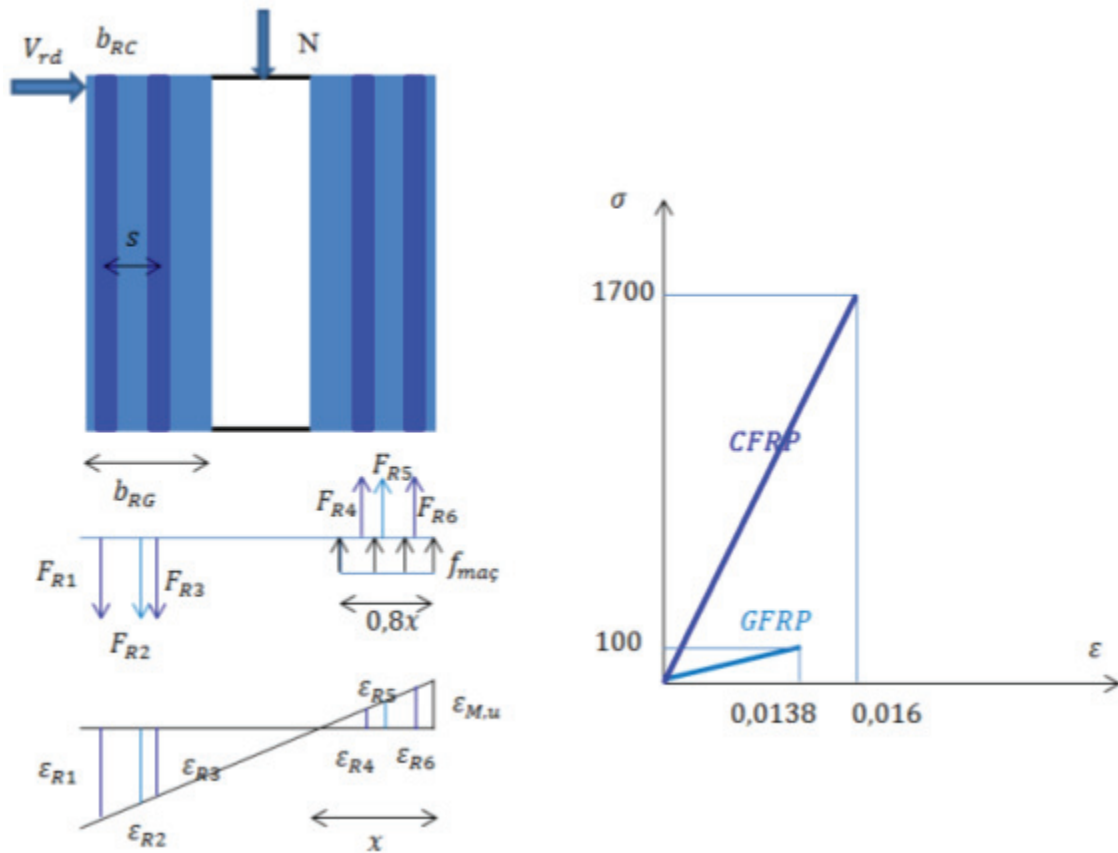
A partir de ce diagramme, les équations d'équilibre s'écrivent :

$$N + F_{R1} + F_{R2} + F_{R3} - F_{R4} - F_{R5} - F_{R6} - t f_{mac} 0,8x = 0 \tag{5-68}$$

$$N \frac{l}{2} + F_{R1} \left( l - \frac{b_{RC}}{2} \right) + F_{R3} \left( l - \frac{b_{RC}}{2} - s \right) + F_{R2} \left( l - \frac{b_{RG}}{2} \right) - F_{R4} \left( \frac{b_{RC}}{2} + s \right) - F_{R6} \left( \frac{b_{RC}}{2} \right) - F_{R5} \left( \frac{b_{RG}}{2} \right) - t f_{mac} \frac{(0,8x)^2}{2} - V_{rd} H = 0 \quad (5-69)$$

Selon l'hypothèse des sections planes qui restent planes, on a :

$$\begin{cases} \varepsilon_{R1} = \left( \frac{1 - \frac{b_{RC}}{2l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u} & ; \varepsilon_{R3} = \left( \frac{1 - \frac{b_{RC} - s}{2l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u} ; \quad \varepsilon_{R2} = \left( \frac{1 - \frac{b_{RG}}{2l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u} \\ \varepsilon_{R4} = \left( 1 - \frac{b_{RC} + s}{2l} \frac{l}{x} \right) \varepsilon_{M,u} & ; \varepsilon_{R6} = \left( 1 - \frac{b_{RC}}{2l} \frac{l}{x} \right) \varepsilon_{M,u} ; \quad \varepsilon_{R5} = \left( 1 - \frac{b_{RG}}{2l} \frac{l}{x} \right) \varepsilon_{M,u} \end{cases} \quad (5-70)$$



**Figure 5-15 : Schéma mécanique (du mur MRCG) et lois de comportement des CFRP et GFRP**

Le constat analytique est en accord avec les observations expérimentales, lesquelles n'ont pas mis en évidence la rupture des renforts. Dès lors, il est permis d'évaluer la résistance du mur via les expressions (5-68) et (5-69) :

A partir des formules (5-70) et de l'équation (5-68) on peut déterminer  $\frac{x}{l}$  et résoudre l'équation suivante :

$$1,6 \left( \frac{x}{l} \right)^2 + \left[ 2 \frac{(\rho_{vC} E_{RC} + \rho_{vG} E_{RG})}{f_{mac}} \varepsilon_{M,u} - \frac{2N}{t f_{mac}} \right] \frac{x}{l} - \frac{1}{f_{mac}} (\rho_{vC} E_{RC} + \rho_{vG} E_{RG}) \varepsilon_{M,u} = 0 \quad (5-71)$$

Et la résistance latérale de ce mur sera calculée par la formule :

$$V_{rd} = \left\{ \frac{N}{2lt} + E_{RC} \frac{\rho_{vC}}{4} \left[ \varepsilon_{R1} \left( 1 - \frac{b_{RC}}{2l} \right) + \varepsilon_{R3} \left( 1 - \frac{b_{RC}}{2l} - \frac{s}{l} \right) - \varepsilon_{R4} \left( \frac{b_{RC}}{2l} + \frac{s}{l} \right) - \varepsilon_{R6} \left( \frac{b_{RC}}{2l} \right) \right] + E_{RG} \frac{\rho_{vG}}{4} \left[ \varepsilon_{R2} \left( 1 - \frac{b_{RG}}{2l} \right) - \varepsilon_{R5} \left( \frac{b_{RG}}{2l} \right) \right] - 0,32 f_{mac} \left( \frac{x}{l} \right)^2 \right\} \frac{t l^2}{H} \quad (5-72)$$

Les déformations de  $\varepsilon_{R1}$  à  $\varepsilon_{R6}$  sont calculées à partir des formules (5-70) en utilisant la valeur de  $\frac{x}{l}$  qui a été déterminée en résolvant l'équation (5-71).

Dans ces équations, les paramètres suivants sont définis :

$b_{RC}$ ,  $b_{RG}$ , largeur de bande de renfort du CFRP et GFRP respectivement

$s$ , espacement entre deux bandes successives de renfort en CFRP (sur une face)

$\varepsilon_{R1}$ ,  $\varepsilon_{R3}$ ,  $\varepsilon_{R4}$ ,  $\varepsilon_{R6}$ , déformations des bandes de renfort en CFRP

$\varepsilon_{R2}$ ,  $\varepsilon_{R5}$ , déformations des bandes de renfort en GFRP

$E_{RC}$ ,  $E_{RG}$ , module d'Young de renfort du CFRP et GFRP

$\rho_{vC}$ ,  $\rho_{vG}$ , taux de renforts en CFRP et GFRP respectivement

Les autres paramètres ont été définis précédemment. L'évaluation de résistance de ce mur est effectuée et présentée dans le **Tableau 5-6** :



**Tableau 5-6 : Calcul en flexion du mur MRCG**

<b>Mur</b>	<b>Unité</b>	<b>MRCG</b>
<b>Renfort</b>	<b>-</b>	<b>CFRP et GFRP</b>
$l$	mm	1030
$t$	mm	75
$H$	mm	1260
$f_{maç}$	Mpa	3,45
$\varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00105
$E_{RC}$	MPa	105
$b_{RC}$	mm	60
$s$	mm	160
$t_{RC}$	mm	0,48
$\rho_{vC}$	-	0,0032
$E_{RG}$	MPa	105
$b_{RG}$	mm	400
$t_{RG}$	mm	1,7
$\rho_{vG}$	-	0,035
$\frac{x}{l}$	-	0,267
$\varepsilon_{R1} = \left( \frac{1 - \frac{b_{RC}}{2l} \frac{s}{l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00277
$\varepsilon_{R3} = \left( \frac{1 - \frac{b_{RC}}{2l} \frac{s}{l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00212
$\varepsilon_{R2} = \left( \frac{1 - \frac{b_{RG}}{2l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00215
$\varepsilon_{R4} = \left( 1 - \frac{\frac{b_{RC} + s}{2l}}{\frac{x}{l}} \right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,000325
$\varepsilon_{R6} = \left( 1 - \frac{\frac{b_{RC}}{2l}}{\frac{x}{l}} \right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,000286
$\varepsilon_{R5} = \left( 1 - \frac{\frac{b_{RG}}{2l}}{\frac{x}{l}} \right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,000935
<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>kN</b>	<b>31</b>

(d) **Mur MRTRC1 (renforcé par une couche de TRC)**

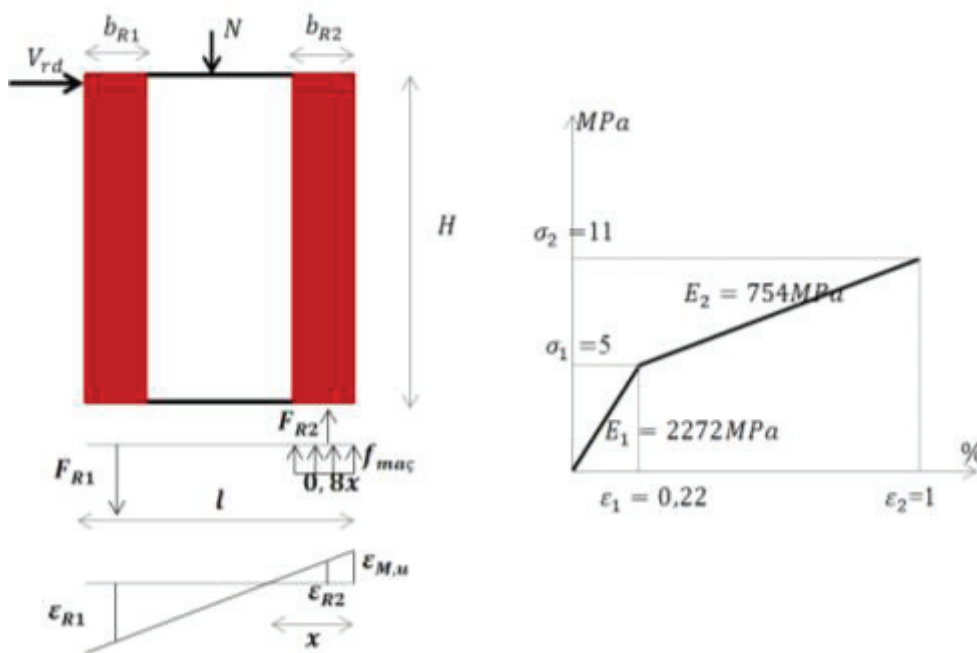
Pour rappel, dans ce mur, chaque côté de chaque face est renforcé par une seule couche de TRC de dimensions 1410x200mm<sup>2</sup> avec une épaisseur avoisinant les 3 mm. Le comportement du renfort TRC est supposé bilinéaire (voir dans le chapitre 3).

En supposant que les hypothèses proposées par Triantafillou s'appliquent [TRI(1998a)], il est raisonnable de retenir le schéma mécanique illustré par la **Figure 5-16**.

Avec ce diagramme, on a des équations d'équilibre qui s'écrivent :

$$N + F_{R1} - F_{R2} - t f_{mac} 0,8x = 0 \tag{5-73}$$

$$N \frac{l}{2} + F_{R1} \left( l - \frac{b_R}{2} \right) - F_{R2} \left( \frac{b_R}{2} \right) - t f_{mac} \frac{(0,8x)^2}{2} - V_{rd} H = 0 \tag{5-74}$$



**Figure 5-16 : schéma mécanique (du mur MRTRC1) et le comportement du TRC**

De plus, il est proposé de retenir l'hypothèse que les sections planes restent planes, par conséquent la distribution de déformation des matériaux le long de la longueur du mur est linéaire (**Figure 5-16**) et on peut donc déterminer la déformation des composites en fonction de la déformation ultime de la maçonnerie ( $\epsilon_{M,u}$ ) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{R1} = \left( \frac{1 - \frac{b_R}{2l}}{\frac{x}{l}} - 1 \right) \epsilon_{M,u} \end{array} \right. \tag{5-75}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{R2} = \left( 1 - \frac{b_R}{2l} \right) \epsilon_{M,u} \end{array} \right. \tag{5-76}$$

Dans ce cas, le comportement du TRC est bilinéaire, il convient donc de distinguer les deux phases du comportement.

➤ **Cas 1 :  $\epsilon_{R1} \leq \epsilon_1$**

$\epsilon_{R1} \leq \epsilon_1$  correspond au taux de renforcement minimum de  $\rho_{1lim}$  qui est calculé en considérant que la déformation  $\epsilon_{R1} = \epsilon_1$  ou  $\sigma_{R1} = \sigma_1$  et  $\left( \frac{x}{l} \right)_{1lim} = \left( 1 - \frac{b_R}{2l} \right) / \left( 1 + \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{M,u}} \right)$ . Toutes ces valeurs sont remplacées dans l'équation (5-73), on a :

$$\rho_{1lim} = \left[ \frac{0,8f_{mac}\left(1-\frac{b_R}{2l}\right)}{1+\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N}{lt} \right] \left[ \frac{2}{\sigma_1 - \sigma_{R2}} \right] \quad (5-77)$$

Où  $\sigma_{R2}$  est égale à  $(\sigma_{R2})_{1lim}$  qui, à partir de la courbe de comportement dans la **Figure 5-16**, est déterminée en fonction de  $(\varepsilon_{R2})_{1lim}$  qui est calculée par la formule (5-76) en utilisant  $\frac{x}{l} = \left(\frac{x}{l}\right)_{1lim}$

La résistance latérale du mur renforcé peut être déterminée par la formule suivante :

$$V_{rd} = \left\{ \frac{N}{2lt} + E_1 \frac{\rho_v}{2} \left[ \varepsilon_{R1} \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) - \varepsilon_{R2} \left(\frac{b_R}{2l}\right) \right] - 0,32f_{mac} \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \frac{tl^2}{H} \quad (5-78)$$

Où  $\frac{x}{l}$  est déterminé à partir l'équation:

$$1,6 \left(\frac{x}{l}\right)^2 + \left[ \frac{2\rho_v E_1}{f_{mac}} \varepsilon_{M,u} - \frac{2N}{lt f_{mac}} \right] \frac{x}{l} - \frac{1}{f_{mac}} \rho_v E_1 \varepsilon_{M,u} = 0 \quad (5-79)$$

➤ **Cas 2 :  $\varepsilon_1 < \varepsilon_{R1} \leq \varepsilon_2$**

$\varepsilon_1 < \varepsilon_{R1} \leq \varepsilon_2$  correspond au taux de renforcement minimum de  $\rho_{2lim}$  qui est calculé en considérant que la déformation  $\varepsilon_{R1} = \varepsilon_2$  ou  $\sigma_{R1} = \sigma_2$  et  $\left(\frac{x}{l}\right)_{2lim} = \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) / \left(1 + \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{M,u}}\right)$ . Toutes ces valeurs sont remplacées dans l'équation (5-69), on a :

$$\rho_{2lim} = \left[ \frac{0,8f_{mac}\left(1-\frac{b_R}{2l}\right)}{1+\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N}{lt} \right] \left[ \frac{2}{-\sigma_{R2} + \sigma_2} \right] \quad (5-80)$$

Où  $\sigma_{R2}$  est égale à  $(\sigma_{R2})_{2lim}$  qui, à partir de la courbe de comportement dans la **Figure 5-16**, est déterminée en fonction de déformation  $\varepsilon_{R2}$  qui est calculée via l'expression (5-76) en utilisant  $\frac{x}{l} = \left(\frac{x}{l}\right)_{2lim}$ .

La résistance latérale de ce mur dans ce cas est calculée par :

$$V_{rd} = \left\{ \frac{N}{2lt} + E_1 \frac{\rho_v}{2} \left[ \varepsilon_1 \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) - \varepsilon_{R2} \left(\frac{b_R}{2l}\right) \right] + E_2 \frac{\rho_v}{2} \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) (\varepsilon_{R1} - \varepsilon_1) - 0,32f_{mac} \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \frac{tl^2}{H} \quad (5-81)$$

Où  $\frac{x}{l}$  est déterminé à partir de l'équation:

$$1,6 \left(\frac{x}{l}\right)^2 - \left\{ \left[ \varepsilon_1 (E_1 - E_2) - \varepsilon_{M,u} E_1 \right] \frac{\rho_v}{f_{mac}} + \frac{2N}{lt f_k} \right\} \frac{x}{l} - \frac{\rho_v \varepsilon_{M,u}}{f_{mac}} \left[ E_2 \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) + E_1 \frac{b_R}{2l} \right] = 0 \quad (5-82)$$

Dans ces équations, les paramètres suivants sont définis :

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, E_1, E_2, \sigma_1, \sigma_2$  : les caractéristiques mécaniques du TRC (données sur la courbe de comportement du TRC, **Figure 5-16**).

$\varepsilon_{R1}, \varepsilon_{R2}$  : déformation calculée dans le TRC

Le calcul de la résistance latérale de ce mur selon le critère de rupture en flexion est effectué selon les étapes suivantes :

- Calcul du taux limite de renforcement correspondant à deux états limites ( $\rho_{1lim}$  et  $\rho_{2lim}$ ) selon les formules (5-77) et (5-80),
- Vérification du taux de renfort actuel en le comparant aux deux valeurs limites calculées précédemment,
- Détermination de la partie en compression du mur selon l'équation (5-79) ou (5-82) en fonction du cas de calcul des renforts,

- Détermination de la déformation des bandes de renfort selon l'équation (5-75) et (5-76),
- Evaluation de la résistance latérale du mur renforcé selon l'équation (5-80) ou (5-81) qui dépend du cas de calcul des renforts.

**Tableau 5-7 : Calcul en flexion du mur MRTRC1**

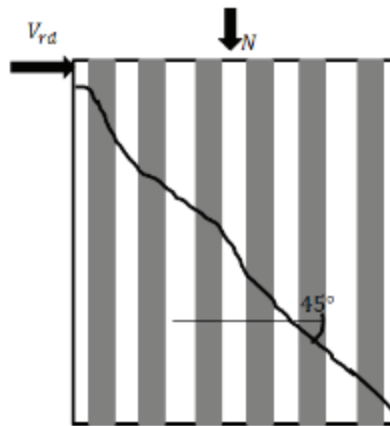
Mur	Unité	MRTRC1
Renfort	-	TRC
$l$	mm	1030
$t$	mm	75
$H$	mm	1260
$f_{mac}$	MPa	3,45
$\varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00105
$b_R$	Mm	200
$t_R$	Mm	3
$\rho_v$	-	0,031
$E_1$	MPa	2272
$\varepsilon_1$	m/m	0,0022
$E_2$	MPa	754
$\varepsilon_2$	m/m	0,01
$\left(\frac{x}{l}\right)_{1lim} = \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) / \left(1 + \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{M,u}}\right)$	-	0,292
$(\sigma_{R2})_{1lim} = E_1 \left(1 - \frac{\frac{b_R}{2l}}{\left(\frac{x}{l}\right)_{1lim}}\right) \varepsilon_{M,u}$	MPa	1,59
$\rho_{1lim} = \left[ \frac{0,8f_{mac} \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right)}{1 + \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N}{lt} \right] \left[ \frac{2}{\sigma_1 - (\sigma_{R2})_{1lim}} \right]$	-	0,473
$\left(\frac{x}{l}\right)_{2lim} = \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) / \left(1 + \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{M,u}}\right)$	-	0,086
$(\sigma_{R2})_{2lim} = E_1 \left(1 - \frac{\frac{b_R}{2l}}{\left(\frac{x}{l}\right)_{2lim}}\right) \varepsilon_{M,u}$	MPa	-0,314
$(\rho_v)_{2lim} = \left[ \frac{0,8f_{mac} \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right)}{1 + \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{M,u}}} - \frac{N}{lt} \right] \left[ \frac{2}{-(\sigma_{R2})_{2lim} + \sigma_2} \right]$	-	0,0075
$\frac{x}{l} (*)$	-	0,11
$\varepsilon_{R1} = \left(\frac{1 - \frac{b_R}{2l}}{\frac{x}{l}} - 1\right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,00757
$\varepsilon_{R2} = \left(1 - \frac{\frac{b_R}{2l}}{\frac{x}{l}}\right) \varepsilon_{M,u}$	m/m	0,000123
$(*) V_{rd} = \left\{ \frac{N}{2lt} + E_1 \frac{\rho_v}{2} \left[ \varepsilon_1 \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) - \varepsilon_{R2} \left(\frac{b_R}{2l}\right) \right] + E_2 \frac{\rho_v}{2} \left(1 - \frac{b_R}{2l}\right) (\varepsilon_{R1} - \varepsilon_1) - 0,32f_{mac} \left(\frac{x}{l}\right)^2 \right\} \frac{tl^2}{H}$	kN	13,25

(\*) Il est à noter que le taux de renforcement actuel de ce mur ( $\rho_v$ ) est de 0,031 qui est comprise entre ( $\rho_{1lim}$ ) et ( $\rho_{2lim}$ ) :  $\rho_{2lim} < \rho_v < \rho_{1lim}$  donc la résistance sera évaluée selon le deuxième cas en utilisant les formules (5-81) et (5-82).

### 5.4.2.2. Cisaillement

Dans ce cas, il est proposé que les murs soient rompus en cisaillement ce qui est caractérisé par des fissures le long de la diagonale comprimée qui s’initient au centre du mur et se propagent le long de cette diagonale avec un angle d’inclinaison de l’ordre de 45°, **Figure 5-17**.

Le calcul en cisaillement se base sur des modèles de mécanique de cisaillement bien établis et utilisés pour le calcul d’éléments de béton armé ([BAE (1991)], [MOU(1997)]). L’utilisation des modèles de treillis, via le principe de superposition, est généralement admise : la résistance au cisaillement est déterminée par la résistance des bielles comprimées combinées avec la résistance en traction des armatures.



**Figure 5-17 : hypothèse de ligne de fissure diagonale d’un mur renforcé**

Dans ces conditions, la résistance au cisaillement d’éléments de maçonneries renforcées (armées), prend en compte l’effet des armatures (des renforts) d’effort tranchant :

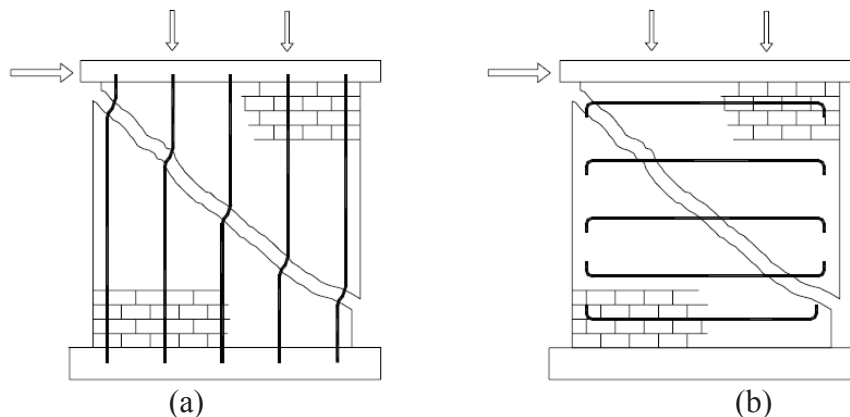
$$V_{rd} = V_m + V_R$$

Où :

$V_m$ , correspond à la contribution de la maçonnerie, déterminée par la formule (5-42) – proposée par Triantafillou [TRI(1998a)] qui se base le critère de Mohr-Coulomb

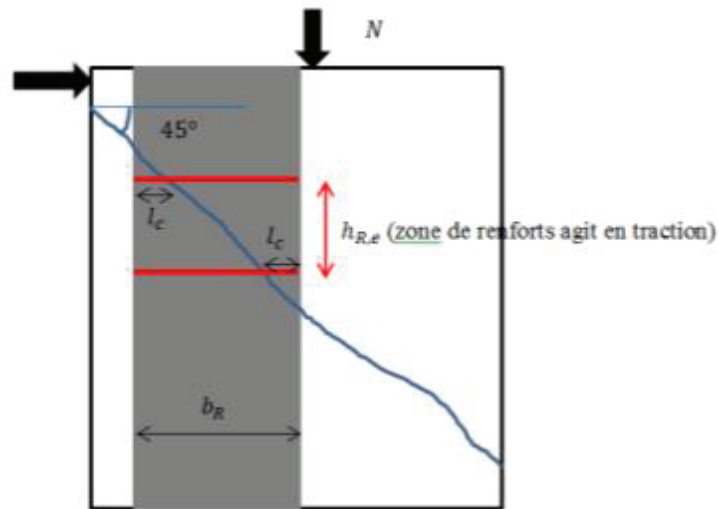
$V_R$ , est la contribution des bandes de renfort verticales

Si la largeur des bandes de renfort verticales est faible (selon le critère décrit plus bas), ces bandes agissent comme des goujons (dont la rigidité flexionnelle est négligée) lorsqu’elles sont traversées par des fissures, **Figure 5-18a**.



**Figure 5-18 : Action des renforcements dans un mur maçonné présentant une rupture par cisaillement : a-action de goujon des renforts verticaux et b- action de traction des renforts horizontaux [VOO(2007)]**

Toutefois, si la largeur des bandes de renfort est suffisamment grande (définie plus bas), une partie de ces bandes agit comme des bandes horizontales de hauteur effective ( $h_{R,e}$ ), **Figure 5-19**. Il s'agit de la surface de renfort traversée par la fissure et associée à une longueur d'ancrage suffisante ( $l_c$ ).



**Figure 5-19 : Action des renforcements verticaux de grande largeur**

R.Sahlaoui [SAH(2011)] a effectué une étude pour définir la longueur d'ancrage nécessaire de renfort FRP dans le renforcement des éléments maçonnés. Cette longueur d'ancrage est la longueur nécessaire de transfert pour pouvoir solliciter le renfort au maximum de sa capacité, il s'agit de la distance à laquelle le cisaillement ne présente plus que 3% du cisaillement maximal. L'essai, qui consiste à reproduire sur un corps d'épreuve les conditions de chargement de l'interface renfort CFRP/maçonnerie, a été effectué dans son étude sur des éléments de maçonnerie des briques de béton creux comme dans la présente étude (**Figure 5-20**).



**Figure 5-20 : Essai de caractérisation de la longueur d'ancrage de CFRP dans le renforcement des éléments de maçonnerie de briques en béton creux [SAH(2011)]**

Les résultats expérimentaux obtenus à partir de ces essais dans l'étude de R.Sahlaoui [SAH(2011)] expriment le fait que la longueur d'ancrage mesurée expérimentalement environ 100 mm. En retenant cette longueur d'ancrage minimale de 100mm, seules des bandes possédant une largeur minimale de deux fois cette longueur d'ancrage ( $b_R > 200mm$ ) sont prises en compte.

En l'absence de références, il est acceptable de supposer que la longueur d'ancrage pour les renforts de type TRC, qui est probablement moins importante (les TRC ne décollent que très rarement dans le cadre de renforcement des maçonneries), est égale à celle des renforts de type FRP ce qui donnera logiquement des résultats plus sécuritaires de ce calcul de dimensionnement.

Ainsi, en acceptant l'ensemble des hypothèses :



- La rupture du mur est caractérisée par des fissures le long de la diagonale comprimée qui s'initient au centre du mur puis se propagent le long de cette diagonale avec un angle d'inclinaison de l'ordre de 45° ;
- La rigidité de flexion des bandes de renfort composite (même pour le TRC épais) lors d'une action de goujon est négligée ;
- Longueur d'ancrage minimale des renforts (quel que soit de composite ( FRP ou TRC)) est de 100 mm ;

Le calcul de la contribution des bandes de renfort verticales devient similaire à celle des renforts horizontaux avec la hauteur effective  $h_{R,e}$  déterminée par la formule :

$$h_{R,e} = b_R - 200 \quad (5-83)$$

Le taux de renforcement effectif sera calculé par :

$$\rho_{R,e} = \frac{\sum h_{R,e} \cdot t_R}{H \cdot t} \quad (5-84)$$

En conséquence, on peut utiliser le modèle proposé par Triantafillou afin d'évaluer la contribution de renforts dans ce cas :

$$V_R = 0,7 \rho_{R,e} \cdot E_R \cdot l \cdot t \cdot \varepsilon_{R,e} \quad (5-85)$$

La résistance latérale du mur renforcé est donc calculée par la formule suivante :

$$V_{rd} = V_m + V_R = f_{vk} \cdot t \cdot d + 0,7 \rho_{R,e} \cdot E_R \cdot l \cdot t \cdot \varepsilon_{R,e} \quad (5-86)$$

Où :

$l, t$  , largeur et l'épaisseur du mur (mm)

$d$  , largeur effective qui est proposée égale à 80% de la longueur totale ( $l$ ) du mur (Paulay et Priestley (1992)), (mm)

$f_{vk}$  , résistance au cisaillement de la maçonnerie (MPa) ( $f_{vk} = c + \sigma_0 \cdot \mu$ )

$H$  , la hauteur du mur, (mm)

$E_R$ , module d'Young de renfort (MPa)

$t_R$  , l'épaisseur de renfort (mm)

$b_R$  , largeur de renfort (mm)

$\rho_{R,e}$  , taux de renforcement effectif

$\varepsilon_{e,R}$  , déformation effective de renfort

L'étude bibliographique propose deux formules de déformation effective du renfort dans des murs renforcés. Il s'agit des expressions (5-44 et 5-45) proposées par Triantafillou [TRI(1998b)] et de la formule (5-46) proposée par Triantafillou et Antonopoulos [TRI(2000)]. Ce calcul en cisaillement des murs renforcés menés dans la présente étude mobilisera alternativement ces deux expressions pour vérifier leur adéquation avec les résultats de la présente étude.

Il est à noter que seuls des renforts verticaux de largeur supérieure à 200 mm sont pris en compte. Par conséquent, la contribution des renforts verticaux à la résistance dans des murs MRC, MRTRC1 et MRTRC2 est négligeable car la largeur des renforts est inférieure à 200mm. Toutefois, il y a un cas particulier avec le mur MRCG qui est renforcé par une combinaison de CFRP et GFRP, en considérant la liaison parfaite entre CFRP et GFRP, deux bandes de CFRP sur chaque face sont prises en compte avec la hauteur effective égale à la largeur de la bande ( $h_{RC,e} = b_{RC}$ ), **Figure 5-21**.

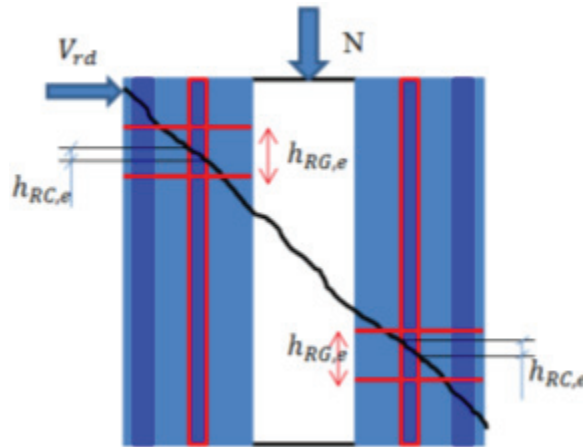


Figure 5-21 : Zone de renforcement active du mur MRCG

L'évaluation de la résistance latérale des murs renforcés selon le critère de rupture en cisaillement sera effectuée en appliquant l'expression (5-86) présentée dans le **Tableau 5-8**.

Tableau 5-8 : Calcul en cisaillement des murs renforcés

Mur	MRCG		MRG	MRC	MRTRC1	MRTRC2
	CFRP	GFRP	GFRP	CFRP	TRC	TRC
$l$	1030		1030	1030	1030	1030
$t$	75		75	75	75	75
$H$	1260		1260	1260	1260	1260
$c$	0,5		0,5	0,5	0,5	0,5
$\mu$	0,9		0,9	0,9	0,9	0,9
$\sigma_0$	0,2		0,2	0,2	0,2	0,2
$E_R$	105000	7200	7200	105000	2272	1875
$t_R$	0,48	1,7	1,7	0,48	3	9
$b_R$	60	400	400	60	200	200
$\rho_{R,e}$	0,00122	0,0144	0,0144	-	-	-
$\varepsilon_{e,R}$	TRI(1997)	0,0077		0,008(*)	-	-
	TRA(2000)	0,0036		0,0046	-	-
$V_m$ (kN)	33		33	33	33	33
$V_R$ (kN)	TRI(1998b)	96		45	-	-
	TRA(2000)	45		26	-	-
$V_{rd}$ (kN)	TRI(1998b)	<b>129</b>		<b>78</b>	<b>33</b>	<b>33</b>
	TRA(2000)	<b>78</b>		<b>59</b>		

(\*) la valeur de déformation effective calculée en utilisant la formule 5-44 (proposée par Triantafyllou[TRI(1998b)]) est supérieure à la déformation ultime. Cette déformation effective est donc prise égale à la déformation ultime.

Ces résultats sont comparés avec ceux obtenus à partir des modèles en flexion sus-évoqués mais aussi avec les résultats expérimentaux obtenus

### 5.4.2.3. Discussion

La résistance latérale des murs renforcés qui sont rompus par flexion - cisaillement a été évaluée selon deux critères de rupture (cisaillement, flexion) dans les deux parties précédentes. Ces résultats sont résumés et confrontés avec ceux issus de l'approche expérimentale (**Tableau 5-9**).

**Tableau 5-9 : Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux**

Mur		MRCG	MRC	MRG	MRTRC1	MRTRC2
Renfort		CFRP +GFRP	CFRP	GFRP	TRC	TRC
$V_{rd}$ (kN)	Flexion	31 (39,5%)	30 (6,25%)	23 (54,68%)	13 (5,7%)	24 (11,11%)
	cisaillement	[TRI (1998b)]	33 (3%)	78 (54%)	33 (168%)	33 (22%)
		[TRI (2000)]		59 (16,25%)		
$V_{rd}$ (kN)	<b>Expérimentale</b>	<b>51,25</b>	<b>32</b>	<b>50,75</b>	<b>12,3</b>	<b>27</b>
<b>Mode de rupture expérimental</b>		<b>Défaillance des ancrages</b>	<b>Flexion +cisaillement</b>	<b>Flexion +cisaillement</b>	<b>Flexion +cisaillement</b>	<b>Flexion +cisaillement</b>

A partir de ces résultats, il est remarqué que toutes les valeurs de charges maximales expérimentales de tous ces murs renforcés sont cernées la valeur évaluée selon le critère en flexion et la valeur calculée selon le critère en cisaillement. Ces résultats sont en accord avec les modes de rupture observés expérimentalement qui sont définis sous le type de flexion – cisaillement combinés sauf le cas du mur MRCG. Les résultats de ce dernier mur montrent que ces modèles analytiques simplifiés ne permettent pas de prévoir la rupture prématurée des ancrages.

A remarquer que pour les murs où les renforts sont pris en compte dans le calcul en cisaillement (mur MRG et MRCG), l'évaluation de la déformation effective de ces renforts, en comparaison par modèle de Triantafillou [TRI(1998b)], selon le modèle proposé par Triantafillou et Antonopoulos [TRI(2000)] semble plus adaptée pour des cas de la présente étude lors qu'il donne des résultats quantitativement proches aux résultats expérimentaux notamment dans le cas du mur MRG où les ancrages sont assurés. Cela peut être expliquée puisque dans ces formules, la déformation effective des renforts est calculée dépend ainsi la résistance en compression de maçonnerie ce qui peut être considérée comme un couplage entre deux critères en cisaillement et en flexion (par l'écrasement).

Il est à noter par ailleurs que similaire au résultat analytique du mur non renforcé, il semble que **généralement** ces murs renforcés sont dimensionnés par flexion lorsque ce critère conduit à des valeurs surestimées par rapport des valeurs expérimentales.

## 5.5. Conclusions

En conclusion, ce calcul analytique effectué dans ce chapitre nous permet retirer des conclusions suivantes :

### ➤ A l'échelle réduite :

Le comportement de murets maçonnés des briques de béton creux est principalement bornée par rupture de fendage des briques ce qui est en adéquation avec les modes de rupture observés expérimentalement. De plus, dans la limite du code de calcul de l'Eurode 6 (seulement appliqué si la résistance à la compression du mortier prisme est inférieure que 20MPa), le modèle proposé par M.Lateb [LAT(1995)] qui est établi pour des éprouvettes constitués de joints de mortier horizontaux et verticaux comme notre cas semble adapté au calcul dimensionnement de ces éléments.

### ➤ A l'échelle du composant de structure

#### • Mur non renforcé :

Les résultats issus des modèles analytiques confortent les observations expérimentales à savoir que le mode de rupture dans notre cas est de type flexion et consolide les hypothèses du comportement en flexion de type console

- **Murs renforcés :**

En considérant des conditions de renforcement de la présente étude (matériaux et configurations de renforcement), nous avons « enrichi » des modèles et complété ou tronqué les hypothèses généralement admises pour évaluer la résistance latérale dans le plan des murs renforcés par différents matériaux composites (FRP et TRC) selon différentes configurations de renforcement :

- Pour le calcul en flexion, nous avons proposé, sur la base d'hypothèses issues de la littérature, différentes expressions à prendre en compte dans la distribution non uniforme des bandes de renfort le long de la longueur du mur et aussi le comportement non linéaire du TRC.
- Pour le calcul en cisaillement, nous avons proposé des modèles applicables pour le cas des murs renforcés par que des bandes de renfort composite verticales ce qui n'a pas été abordé dans la littérature jusqu'à présent.

## CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

### Conclusions

Au terme des présents travaux et conséquemment aux différents aspects traités tant d'un point de vue expérimental que numérique en discernant l'échelle matériau de l'échelle élément de structure, il est loisible d'en extraire la substantifique moelle au détour des éléments suivants :

#### ➤ **Expérimentalement**

- **A l'échelle du matériau**

- ✓ **Comportement en compression :**

En compression uni-axiale, le comportement de la maçonnerie de briques en béton creux est proche de celui des briques, ce qui montre que les briques jouent un « rôle principal » dans le comportement à la compression de la maçonnerie. De plus, à partir de ces essais, on a déterminé des propriétés élastiques des matériaux constitutifs (briques en béton creux et de mortier) avec des résultats comparables à ceux de la littérature. Aussi, il convient d'insister sur l'ampleur de la dispersion qui, sans être en rupture avec la littérature scientifique, souligne toutefois la nécessité d'en considérer les implications notamment vis-à-vis de considérations liées au dimensionnement et/ou à la modélisation. En outre, les modes de rupture de type fendage vertical reflètent l'effet de « frettage/contrefretage » pour ce cas de maçonnerie.

- ✓ **Comportement au cisaillement :**

Le comportement au cisaillement du joint de mortier a été caractérisé pour la maçonnerie de briques de béton creux par des essais de cisaillement de type push-out effectués sous différents niveaux de contrainte de confinement. Grâce à ces essais, quelques résultats remarquables ont été retirés :

- Les résultats montrent un comportement au cisaillement non-linéaire pour ces joints de mortier avec une rigidité élevée pour le domaine élastique. De même il importe de porter une attention particulière à la dispersion observée.
- Lorsque le cisaillement est concomitant avec la compression, la présence des joints horizontaux peut causer des artefacts qui tendent à impacter le mécanisme d'endommagement et de rupture et donc le critère de rupture.

- **A l'échelle du composant de structure**

Les essais de murs maçonnés sains ou renforcés (PRF et TRC) sollicités en flexion composée et pourvus d'ancrage mécanique ont permis de mettre en relief des résultats significatifs aux échelles locale et globale.

- Les ancrages se révèlent opportuns (et technologiquement faisables) en termes d'amélioration du comportement des murs renforcés (FRP et TRC),
- Mise en lumière de mécanismes dissipatifs distincts entre murs renforcés par FRP et par TRC où le mécanisme dissipatif plus diffus du TRC est identifié,
- L'intérêt des renforts (en sollicitation statique) est « borné » par l'écrasement localisé des briques,
- Les performances en termes de ductilité sont « bornées » par la rigidité des renforts (taux de renfort et nature du matériau),

- Les mécanismes dissipatifs de la maçonnerie sont favorisés par des configurations de renforcement par bandes (discontinuités),
- En première approximation dans le cas d'un dimensionnement l'hypothèse de section plane semble pertinente.

➤ **Numériquement**

Tous les essais pratiqués en laboratoire, quel que soit leur niveau d'échelle (matériaux ou composants de structure), ont fait l'objet d'une simulation numérique. Il en ressort que :

- un modèle « concrete » en traction et multilinéaire en compression pour le mortier, couplé à un comportement élastoplastique bilinéaire pour les briques permet de rendre compte correctement du comportement dans le plan de maçonneries non renforcées, sous charge monotone de type flexion-cisaillement. Les paramètres du modèle ont tous été calés sur les essais à échelle réduite, à l'exception de la résistance à la traction du mortier dans la maçonnerie. A l'avenir, des essais de détermination de la résistance à la traction du joint de mortier permettraient de s'affranchir de ce recours à l'échelle du composant de structure pour le calage d'un paramètre.

Toutefois, ce modèle conduit à des surestimations importantes des charges ultimes des murs renforcés par matériaux composites (FRP ou TRC).

- Il est nécessaire de prendre en compte l'endommagement des briques pour modéliser convenablement les maçonneries renforcées. En effet, l'adjonction d'une phase post-pic adoucissante dans la loi de comportement des briques, permet d'obtenir une confrontation expériences/modélisation satisfaisante en termes de comportements global, local et de modes de rupture des murs renforcés. La prise en compte de l'endommagement des briques permettant une meilleure redistribution des contraintes entre la maçonnerie et les renforts.
- Une fois l'endommagement des briques pris en compte, la modélisation des renforts FRP par des lois élastiques linéaires conduit à une estimation correcte du comportement des murs renforcés.
- L'étude sur la modélisation des renforts TRC doit être approfondie. L'approche homogène se révèle fortement tributaire de l'épaisseur de renfort considérée dans la modélisation. Quant à l'approche hétérogène, sa pertinence est logiquement associée à une connaissance fine des matériaux et de leurs interfaces ainsi qu'à une maîtrise des paramètres du modèle employé. Il est donc souhaitable d'étudier de manière plus approfondie l'influence des deux facteurs ( $C_{tr}$  et  $\beta_t$ ) sur le comportement global, local et sur le mécanisme de fissuration non seulement pour le cas des murs renforcés mais aussi pour le cas du renfort TRC seul.
- Le modèle proposé trouve ses limites dans la prédiction de la ductilité des murs renforcés. Les calculs numériques divergent prématurément en comparaison avec les déplacements latéraux enregistrés expérimentalement.

**Perspectives**

Les résultats obtenus n'ont bien évidemment aucune prétention à l'exhaustivité, tant s'en faut, mais constituent un jalon, que l'on souhaite utile, à la conduite d'autres travaux qui viendraient consolider les acquis et compléter les limites du présent travail.

A ce titre de nombreuses pistes sont envisageables. On se contentera d'identifier les plus urgentes et les plus incontournables.



- Consolider le corpus expérimental tant à l'échelle du matériau qu'à l'échelle du composant de structure aux fins de réduire les incertitudes sur les propriétés mécaniques des éléments constitutifs de la maçonnerie et conforter les analyses relatives aux mécanismes d'endommagement et de rupture
- Etude de l'influence des facteurs déterminants dans le fonctionnement de la maçonnerie (rapport dimensionnel, charge de compression...etc.) sur les résultats obtenus
- Evaluer plus finement l'incidence des taux de renfort des composites sur les réponses des murs renforcés.
- Envisager des chargements de type cyclique de nature à estimer l'influence des flambements localisés susceptibles de se produire sur la réponse des murs renforcés.
- Envisager, en termes de simulations numériques, la prise en compte explicite de l'interface pour mieux rendre compte des endommagements des composites notamment des TRC.

**BIBLIOGRAPHIE**

- [ABR(2001)] Abrams, D., and Lynch, J.: “Flexural behavior of retrofitted masonry piers”; KEERC-MAE Joint Seminar on Risk Mitigation for Regions of Moderate Seismicity, Illinois, USA, 2001.
- [AMB(2013)] Angelo D’Ambrisi, Marco Mezzi, Andrea Caporale: “Experimental investigation on polymeric net-RCM reinforced masonry Panels”; Composite Structures 105 pp 207–215, 2013.
- [ADB(2006)] L. Abdou, R. Ami Saada, F. Meftah, A. Mebarki: “Experimental investigations of the joint-mortar behavior”; Mechanics Research Communications 33 PP 370–384, 2006.
- [ALC(2007)] Pablo Alcaíno, Hernán Santa María: “Shear response of brick masonry walls externally retrofitted with bonded Carbon fiber fabric”; Paper Number 117, 2007.
- [ALE(2013)] Valerio Alecci, Mario Fagone, Tommaso Rotunno, Mario De Stefano, « Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar”, Construction and Building Materials 40 pp 1038–1045, 2013.
- [ALM(2002)] J. C. Almeida, P. B. Lourenço, J. A. Barros, “Characterization of brick and brick–mortar interface under uniaxial tension”; VII international seminar on structural masonry for developing countries, Belo Horizonte, Brazil, 18th to 20th September 2002.
- [ANI(2012)] Ozgur Anil, Muhammed Tatayoglu, Murat Demirhan: "Out-of-plane behavior of unreinforced masonry brick walls strengthened with CFRP Strips"; Construction and Building Materials 35, 614–624, 2012.
- [ATK(1983)] Atkinson, R. H., and Noland, J. L.: “A proposed failure theory for brick masonry in compression”; Proc., 3rd Canadian Masonry Symp., Edmonton, Alta., Canada, 5.1–5.17, 1983.
- [AUG(2011)] Nicola Augenti, Fulvio Parisi : "Constitutive modelling of tuff masonry in direct shear"; Construction and Building Materials 25 p 1612–1620, 2011.
- [AVO(2011)] Alberto Maria Avossa, Pasquale Malangone: "A new model for the seismic performance assessment of masonry structures"; IX international Forum Le Vie Dei Mercanti, SAVE Heriatage, Aversa, Capri 9-11 June 2011.
- [AZE(2009)] G. Azeredo and J.C. Morel: “Tensile strength of earth mortars and its influence on earth masonry behavior”; Proceedings of the 11th International Conference on Non-conventional Materials and Technologies (NOCMAT2009) 6-9 September 2009, Bath, UK.
- [BAC(1985)] BACKES, H.-P.:“On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints”; (in German). Dissertation, Aachen University of Technology, Aachen, Germany, 1985.
- [BAE(1991)] BAEL91: “A.A.E.L 91 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la method des états limites. Technique report, Editions Eyrolles, 1991.
- [BAK(1973)] Baker L.R.: “Structural action of brickwork panels subjected to wind

loads”; Journal of the Australian Ceramic Society, Vol 9 No. 1, 1973.

- [BAR(2009)]** Joaquim A.O. Barros, Marco di Prisco: “Assessing the possibilities of fibre reinforced concrete for underground prefabricated structures”; Technical report 09-DEC/E-12. Dep Civil Eng, School Eng, University of Minho; 2009
- [BAR(2011)]** Joaquim A.O. Barros, Ines G Costa, A.Ventura-Gouveia: “CFRP flexural and shear strengthening technique for RC beams: experimental and numerical research”; Adv Struct Eng; 14(3):559–81, 2011.
- [BAR(2012)]** Joaquim A.O. Barros, Mahsa Taheri, Hamidreza Salehian, Pedro J.D. Mendes: “A design model for fibre reinforced concrete beams pre-stressed with steel and FRP bars”; Composite Structures, ; 94(8):2494-2512, 2012.
- [BAS(2008)]** Essy Arijoeni Basoenondo: “Lateral load response of cikarang brick wall structures – An experimental study”, thèse, Queensland University of Technology, 2008.
- [BER(2013)]** Ernest Bernat, Lluís Gil, Pere Roca, Christian Escrig: “Experimental and analytical study of TRM strengthened brickwork walls under eccentric compressive loading”; Construction and Building Materials 44 pp 35–47, 2013.
- [BIN(1988)]** Binda, L., Fontana, A., and Frigerio, G.: “Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics.”; Proc., 8th Int. Brick and Block Masonry Conf., Vol. 1, Dublin, Ireland, 205–216, 1988.
- [BOS(2005)]** V. Bosiljkov, Y. Z.Totoev, J. M. Nichols, “Shear modulus and stiffness of brickwork masonry: An experimental perspective », Structural Engineering and Mechanics; 20(1):21-43, 2005
- [BRE(2008)]** A. Brencich, C. Corradi, L. Gambarotta : “Eccentrically loaded brickwork: Theoretical and experimental results”; Engineering Structures 30 pp 3629\_3643; 2008.
- [BRU(2005)]** Brueckner A, Ortlepp R, Weiland S, Curbach M (2005) Shear strengthening with textile reinforced concrete. In: Hamelin P (ed) CCC 2005: 3<sup>rd</sup> international conference on composites in construction. July 2005, Lyon, France, pp 1307–1314
- [BRU(2006)]** A. Bruckner, R. Ortlepp, M. Curbach: “Textile reinforced concrete for strengthening in bending and shear”; Materials and structures, volume 39, N° 8; pp741-748; 2006.
- [BUI(2010)]** T.T. BUI, A. LIMAM, D. BERTRAND, E. FERRIER, M. BRUN: “Masonry walls submitted to out-of-plane loading experimental and numerical study”; 8th International Masonry Conference 2010 in Dresden.
- [BUI(2013)]** Tan Trung BUI: "Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan "; thèse soutenue le 28 Juin 2013, Université Lyon 1.
- [CAL(1996)]** G.Michele Calvi, Gregory R. Kingsley, Guido Magenes: “Testing of Masonry Structures for Seismic Assessment”; Earthquake Spectra; 12(1):145-162, 1996.
- [CAP(2011)]** R. Capozucca: “ Experimental analysis of historic masonry walls reinforced by CFRP under in-plane cyclic loading”; Composite Structures

94 pp 277–289, 2011.

- [CAP(2011)] R. Capozucca, “Shear Behaviour of Historic Masonry Made of Clay Bricks”; *The Open Construction and Building Technology Journal*, pp 89-96, 2011.
- [CAR(2014)] Francesca Giulia Carozzi, Gabriele Milani, Carlo Poggi: “Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures”; *Composite Structures* 107, p 711–725, 2014.
- [CEC(2008)] A. Cecchi, A. Barbier: “Homogenisation procedure to evaluate the effectiveness of masonry strengthening by CFRP repointing technique”; *WSEAS TRANSACTIONS on APPLIED and THEORETICAL MECHANICS*, Issue 1, Volume 3, January 2008
- [CHE(1986)] Cheema TS, Klingner RE.: “Compressive strength of concrete masonry prisms”; *American Concrete Institute. ACI Struct J*; 83(1):88–97. January–February, 1986.
- [CHE(1996)] Chee L. N.: “Experimental and theoretical investigation of the behaviour of brickwork cladding panel subjected to lateral loading”; *Thèse de doctorat*, University of Edinburgh, College of Science & Engineering, School of Engineering & Electronics, Edinburgh, 1996.
- [CHU(2003)] S.W. Chuang, Y. Zhuge & T.Y. Wong & L.Peters: “Seismic retrofitting of unreinforced masonry walls by FRP strips”; *Pacific conference on Earthquake Engineering*, 2003.
- [CHU(2013)] SergeyChurilov, ElenaDumova-Jovanoska: “In-plane shear behaviour of unreinforced and jacketed brick masonry walls”; *Soil DynamicsandEarthquakeEngineering* 50 pp 85–105, 2013.
- [CON(2011)] Contamine R, Si Larbi A, Hamelin P.: “Evaluation of the TRC (Textile Reinforced Concrete) solutions in the case of RC beams shear strengthening”; *Proceedings of 2nd international RILEM conference on strain hardening cementitious composites*, Rio de Janeiro, Brazil; p. 89–95, 2011.
- [CON(2011)] Raphaël Contamine: « Contribution à l'étude du comportement mécanique de composites textile-mortier. Application à la réparation et/ou renforcement de poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant » ; *thèse soutenue le 6 décembre 2011*, Université Lyon 1.
- [CON(2013)] Contamine R, Si Larbi A, Hamelin P.: “Identifying the contributing mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) in the case of shear repairing damaged and reinforced concrete beams”; *Eng Struct*;46:447–58, 2013.
- [COR(2008)] M. Corradi, C. Tedeschi, L. Binda, A. Borri, “Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing”, *Construction and Building Materials* 22 pp 463–472, 2008.
- [CUR(2003)] Curbach M, Ortlepp R (2003) Besonderheiten des verbundverhaltens von verstaerkungsschichten aus textilbewehrtem. In: Curbach M (ed) *Proceedings of the 2 nd colloquium on textile reinforced structures*. Dresden, Germany,

September 2003, pp 361–374 (in German)

- [DAL(2008)] Dallot J., Sab K., Godet O.: “Experimental validation of a homogenized plate model for the yield design of masonry walls”; C. R. Mecanique 336, 487-492, 2008.
- [DEL(1992)] Delmotte P. Lugez J. et Merlet J.: “Résistance des maçonneries sous charges verticales » ; Cahier du CSTB, Cahier 2553.
- [DIL(2006)] U. Dilthey, M. Schlerser, M. Moller, O. Weichld: “Applications of polymers in textile reinforced concrete - From the interface to construction elements”; Proceedings of the 1st international RILEM conference on textile reinforced concrete, Aachen; pp55-65; September 6-7, 2006.
- [DIM(2000)] Juan I V Dimas, Mohammad R Ehasni And Hamid Saadatmanesh: “Seismic retrofit of URM walls with fiber composites”; 12WCEE, 2000.
- [DHA(1985)] M. Dhanasekar, A.W. Page, P.W. Kleenman: “The failure of brick masonry under biaxial stresses”; Proc. Intsn. Civ. Engrs., Part 2, 79, p. 295-313, 1985.
- [DOW (2007)] D.M. Dowling, J. Diaz et B. Samali: “Horizontal shear testing of mudbrick masonry mortar joints”, Proceedings of the 7<sup>th</sup> Australasian Masonry Conference, The University of Newcastle, NSW, Newcastle, Australia, pp.378-387, 2007.
- [DRY(1988)] Drysdale R., Essawy A.: “Out-of-Plane Bending of Concrete Block Walls”; J. Struct. Eng., 114(1), 121–133, 1988.
- [DRY(1994)] R. G. Drysdale, A. Hamid, L. R. and Baker: “Masonry structures: Behaviour and design”; Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J, 1994.
- [DUA(1993)] Duarte R.B.: “A study of the lateral strength of brickwork panels with openings”; PhD Thesis, University of Edinburgh, 1993.
- [DUC(2012)] Fabien Duco : "Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d'une instrumentation in situ" ; thèse soutenant mardi 20 novembre 2012.
- [EHS(2009)] Ehsan Minaie: « Behavior and Vulnerability of Reinforced Masonry Shear Walls”; thèse soutenue 2009.
- [EGE(1991)] Egermann R, Cook DA, Anzani A.: “An investigation into the behaviour of scale model brick walls”; In: Proceedings of the 9th international brick/block masonry conference, Berlin; 1991. p. 628–35.
- [ELG (2004)] M. Elgawady: « Seismic in-plane behavior of URM walls upgrade with composites”; Thèse No. 3111, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (2004).
- [ELG(2005)] Mohamed A. Elgawady, Pierino Lestuzzi and Marc Badoux: “In-Plane Seismic Response of URM Walls Upgraded with FRP”, Journal of composites for construction, ASCE, November 2005.
- [ELG(2006)] Mohamed A. Elgawady, Pierino Lestuzzi, Marc Badoux: “Aseismic retrofitting of unreinforced masonry walls using FRP”; Composites: Part B 37 pp 148–162, 2006.
- [ELH(2006)] EL HAGE : « Modélisation du comportement élastique endommageable de matériaux composites à renfort tridimensionnel », Université

technologique de Compiègne, France; October 27, 2006.

- [EN(1998)] EN 1052-1(1998) : "Méthodes d'essai de la maçonnerie-Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression », 1998.
- [EN(1999)] EN 1015-11 (1999) : « Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie-Partie 11 : Détermination de la résistance à la flexion et à la compression du mortier durci », (1999) + add1(2007).
- [ESM(2013)] Esmaeel Esmaeeli, Elizabeth Manning, Joaquim A.O. Barros: "Strain hardening fibre reinforced cement composites for the flexural strengthening of masonry elements of ancient structures"; *Construction and Building Materials* 38, pp1010–1021, 2013.
- [ERD(2010)] Mürsel Erdal: "Improving out-of-plane strength and ductility of unreinforced masonry walls in low-rise buildings by centrally applied FRP strip"; *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 5 (2), pp. 116-131, February, 2010.
- [EUR6] Eurocode6, « Dimensionner les ouvrages en maçonnerie »,
- [EWI(2004)] Ewing, B. D., and Kowalsky, M. J.: "Compressive behavior of unconfined and confined clay brick masonry"; *J. Struct. Eng.*, 130\_4\_, 650–661, 2004.
- [FAR(2011)] S.H. Farooq, M. Ilyas, A. Qazi: "Effect of Axial Pre-Compression on Lateral Performance of Masonry Under Cyclic Loading"; *MEHRAN University research journal of Engineering and Technology* Volume 30, No. 4, ISSN 0254-7821, October, 2011.
- [FEA(2010)] C. Faella, E. Martinelli, E. Nigro, S. Paciello : " Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign"; *Construction and Building Materials* 24 pp 84–93,2010.
- [FED(2010)] Roberto Fedele, Gabriele Milani : "A numerical insight into the response of masonry reinforced by FRP strips. The case of perfect adhesion"; *Composite Structures* 92 pp 2345–2357, 2010.
- [FER(2003)] Ferrier E, Avril S, Hamelin P, Vautrin A.: "Mechanical behaviour of beams reinforced by externally bonded CFRP sheets"; *Mater Struct* 2003;36:522–9.
- [FOU(2005)] M. K. Fouad: « New Test for Determination of Masonry Tensile Bond Strength »; *Journal of materials in civil engineering ASCE*, 2005.
- [FOU(2006)] Fazia FOUCHAL : "Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées" ; thèse soutenue le 8 décembre 2006, Université de Reims Champagne-Ardenne.
- [FRA(1971)] Francis AJ, Horman CB, Jerrems LE. : "The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork"; In: *Proc. 2nd I. B. MA. C. Stoke on Kent*, 1971.
- [GAB(2002)] Aron Gabor : "Contribution à la caractérisation et à la modélisation des maçonneries non-renforcées et renforcées par matériaux composites" ; thèse soutenue le 17 avril 2002.
- [GAB(2006)] A. Gabor, E. Ferrier, E. Jacquelin, P. Hamelin: "Analysis and modeling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels";



Construction and buckling materials 20 pp 308-321, 2006.

- [GAB(2006)] A. Gabor, A. Bennani, E. Jacquelin, F. Lebon : "Modelling approaches of the in-plane shear behavior of unreinforced and FRP strengthened masonry panels"; Composite Structures 74 p 277–288, 2006.
- [GAM(1997)] L. Gambarotta and S. Lagomarsio : "damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: The continuum model and its applications"; EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, VOL. 26, 441-462 (1997).
- [GAM(2011)] L. Garmendia, J.T. San-José, D. García, P. Larrinaga: "Rehabilitation of masonry arches with compatible advanced composite material"; Construction and Building Materials 25 pp 4374–4385, 2011.
- [GAY(1997)] Gay, "Matériaux composites. Hermes"; 1997
- [GIA(1997)] G. Giambanco, L. D. Gati: "a cohesive interface model for the structural mechanics of block masonry"; Mechanics research communication, Vol. 24, No. 5. Pp 503-512, 1997.
- [GIA(2001)] G. Giambanco, S. Rizzo, R. Spallino: "Numerical analysis of masonry structures via interface models"; comput. Methods. Appl. Mech. Engrg. 190 pp 6494 – 6511, 2001.
- [GIL(1998)] J. M. Gilstrap and C. W. Dolan, "out-of-plane bending of FRP-reinforced masonry walls"; Composites Science and Technology 58 pp 1277±1284, 1998.
- [GOU(2007)] J.P. Gouveia and P.B. Lourenço: "Masonry shear walls subjected to cyclic loading: Influence of confinement and horizontal reinforcement"; Tenth North American Masonry Conference, juin 3-6, 2007, USA.
- [GRA(2008)] Ernesto Grande, Gabriele Milani, Elio Sacco: "Modelling and analysis of FRP-strengthened masonry panels"; Engineering Structures 30 p 1842–1860, 2008.
- [GRI(2003)] Vanessa E. GRILLO: "FRP/steel strengthening of unreinforced concrete masonry piers"; thesis of Phd 2003.
- [HAM(1999)] Hamilton III, H. R., Holberg, A., Caspersen, J. and Dolan, C. W.: "Strengthening concrete masonry with fiber reinforced polymers"; SP-138, ACI, Detroit MI.1103-1115, 1999.
- [HAM(2001)] Hamilton III, H. R., and Dolan, C. W.: "Flexural capacity of glass FRP strengthened concrete masonry walls"; Journal of Composites for Construction, ASCE, 5(3), 170-178. (2001).
- [HAM(2002)] Sameer Hamoush, Mark McGinley, Paul Mlakar, Muhammad J. Terro: "Out-of-plane behavior of surface-reinforced masonry walls"; Construction and Building Materials 16 pp 341–351, 2002
- [HAM(2011)] Hamid Mahmood, and Jason M. Ingham: "Diagonal Compression Testing of FRP-Retrofitted Unreinforced Clay Brick Masonry Wallettes"; Journal of composite for construction, ASCE, septembre 2011.
- [HAR(2010)] M. Harajli; H. ElKhatib; and J. Tomas San-Jose: "Static and Cyclic Out-of-Plane Response of Masonry Walls Strengthened Using Textile-Mortar System",  
Journal of materials in civil engineering ASCE, 2010.

- [HEG(2004)] J. Hegger, S. Voss: "Textile reinforced concrete under biaxial loading"; 6th Rilem Symposium on Fibre Reinforced Concrete (FRC), BEFIB 2004, Varenna (Italy); pp1463-1472; September 20-22, 2004.
- [HEG(2008)] J. Hegger, S. Voss: "Investigations on the bearing behavior and application potential of textile reinforced concrete"; Engineering structures, volume 30, N° 7; pp2050-2056; July 2008.
- [HEN(1965)] Hendry AW, Murthy CK.: "Comparative tests on 1/3 and 1/6 scale model brickwork piers and walls". In: Proceedings of the British Ceramic Society, No. 4; pp. 45–66, 1965.
- [HEN(1973)] Hendry A.W.: "The lateral strength of unreinforced brickwork"; Struct. Eng., 51(2): 43-50, 1973.
- [HEN(1983)] A.W. Hendrey: "Structura! Brickwork"; Second edition, The Macmillan press LTD, London, 1983.
- [HEN(1997)] A.W.Hendrey, B.P.Sinha and S.R.Davies: "Design of masonry structure", 1997
- [HEN(2002)] R. C. Henderson, K. E. Fricke, W. D. Jones, J. E. Beavers, R. M. Bennett: "Summary of large- and small- scale Unreinforced masonry test program"; June 2002.
- [HER(2004)] S.M. Hernan, G. DUARTE, A. GARIB: "Experimental investigation strengthened with CFRP laminates and fabric subjected to in-plane shear load"; 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Paper No. 1627, Canada August 1-6, 2004.
- [HER(2011)] Hernan Santa-Maria, Pablo Alcaino: "Repair of in-plane shear damaged masonry walls with external FRP", Construction and Building Materials 25 pp 1172–1180, 2011.
- [HIL(1969)] Hilsdorf H : "Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression"; Proceedings of International Conference onMasonry Structural Systems, Houston, Texas, pp 34–41, 1969.
- [HOE(2002)] C. R. Hoepfner, B. F. Sparling, L. D. Wegner, and K. Sakr: "CFRP reinforced masonry walls subjected to out-of-plane loading"; 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, Québec, Canada 5-8 juin 2002.
- [HOF(1986)] Hofmann P, Stockl S.: "Tests on the shear-bond behavior in the bed-joints of masonry"; Masonry Int;9:1–15, 1986.
- [HOR(2010)] Y.S.Horng: "Compressive strength study of brick masonry subjected to axial loading", thesis, 2010.
- [HOL(2002)] Holberg, A. M., and Hamilton, H. R.: "Strengthening URM with GFRP composites and ductile connections"; Earthquake Spectra, (18) 1, 63-84, (2002).
- [HOS(1997)] Md.Monjur Hossain, Sk. Sekender Ali and M. Azadur Rahman: "Properties of masonry constituents"; Journal of Civil Engineering- The institution of Engineers, Bangladesh, Vol. CE 25, No. 2, 1997.
- [HUG(1980)] Hugues D.M., Zsembery S.: "A method of determining the flexural bond strength at right angles to the bed joint"; in: Proc. Second Canad. Mas. Symp., Ottawa, Canada, p. 73-86, 1980.

- [HUG(2000)] Hughes TG, Kitching N.: “Small Scale testing of masonry”; Proceedings of the 12th international brick block masonry conference, 25–28 June, Madrid, Spain; pp. 893–902, 2000.
- [IC (2001)] ICBO Evaluation Service, Inc. “Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthened using fiber-reinforced polymers (FRP), composite systems” AC125, (2001).
- [ISM(2011)] Najif Ismail, Robert B. Petersen, Mark J. Masia, Jason M. Ingham: “Diagonal shear behaviour of unreinforced masonry wallettes strengthened using twisted steel bars”; Construction and Building Materials, 2011
- [ISM(2011)] Najif Ismail, Peter T. Laursen, Arturo E. Schultz and Jason M. Ingham: “Cyclic out-of-plane behavior of post-tensioned clay brick masonry”; Eleventh NAMC, Minneapolis June 5-8 2011.
- [JES(2005)] F. Jesse: “Tragverhalten von filamentgarnen in zementgebundener matrix”; Philosophy doctoral thesis, Technische Universität Dresden - urn:nbn:de:swb:14-1122970324369-39398; 2005.
- [KAB(2013)] M.Z. Kabir and A. Kalali: “In-plane numerical modeling of strengthened perforated masonry walls using FRP under cyclic loading”; Asian journal of civil engineering (BHRC) VOL. 14, NO. 1, PAGES 161-179, 2013.
- [KAL(2012)] Arsalan Kalali, Mohammad Zaman Kabir: “Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests”; Engineering Structures 39 pp 24–37, 2012.
- [KAL(2012)] A.Kalali, M.Z. Kabir: “Cyclic behavior of perforated masonry walls strengthened with glass fiber reinforced polymers”; Scientia Iranica A 19 (2), 151–165, 2012.
- [KAL(2012)] Arsalan Kalali, Mohammad Zaman Kabir: “Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests”; Engineering Structures 39 pp 24–37, 2012.
- [KAN(2006)] Recep Kanit, Ergin Atimtay: “Experimental Assessment of the Seismic Behavior of Load-Bearing Masonry Walls Loaded Out-of-Plane”, Turkish J. Eng. Env. Sci. 30 pp101 – 113, 2006.
- [KAN(2010)] Recep Kanit, Mürsel Erdal and Ömer Can: “Assessing the experimental behaviour of load bearing masonry walls subjected to out-of-plane loading”; Scientific Research and Essays Vol. 5(21), pp. 3336-3344, 4 November, 2010.
- [KAU(2007)] H.B. Kaushik, D.C. Rai and S.K. Jain: “Uniaxial compressive stress–strain model for clay brick masonry”; CURRENT SCIENCE, VOL. 92, NO. 4, 25 FEBRUARY 2007.
- [KHO(1973)] Khoo CL, Hendry AW.: “A failure criteria for brickwork in axial compression”; In: Proc. 3rd I.B.Ma.C. Essen. p. 141\_5, 1973.
- [KOL(1998)] Holger Kolsch: “Carbon fiber cement matrix (CFCM) overlay system for masonry strengthening”; Journal of composites for construction, May 1998.

- [KUZ(2003)] Kuzik, M. D., Elwi, A. E., and Cheng, J. J. R.: "Cyclic flexure tests of masonry walls reinforced with glass fiber reinforced polymer sheets"; *J. Compos. Constr.*, 7(1), 20–30, 2003.
- [KYR(2009)] M.A. Kyriakides, S.L. Billington, M.A.N. Hendriks: "Simulation of Masonry Beams Retrofitted with Engineered Cementitious Composites"; *Computational Modeling Workshop on Concrete, Masonry and on Fiber-reinforced Composites* June 17-18, 2009, Delft, The Netherlands.
- [LAT(1995)] Mourad LATEB : "Calcul de la capacité portante des murs en maçonnerie de petits éléments sous charges verticales" ; thèse soutenue le 28 mars 1995.
- [LAW(1975)] Lawrence S.J.: "Behaviour of brick masonry walls under lateral loading"; PhD-thesis, University of New South Wales, Australia, 1983.
- [LEE(1996)] J. S. Lee, G. N. Pande, J. Middleton and B. Kralj: "numerical modeling of brick masonry panels subject to lateral loadings"; *Caqrwers & Slrwhwes* Vol. 61, No. 4, pp. 735-74.5, 1996
- [LIG(2007)] G.P. Lignola, A. Prota and G. Manfredi : "Numerical simulation of in-plane behavior of tuff masonry strengthened with cementitious matrix-grid composites"; *Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2007)*.
- [LIU(2004)] LIU, Y., DAWE, J., MOXON, D.: "Reinforced masonry concrete block walls under combined axial and uniformly distributed lateral load"; *Proceedings of 13th International Brick and Block Masonry Conference*, Amsterdam, Netherlands, paper n° 216, 2004.
- [LOU(1996)] P. Lourenço : "Computational strategies for masonry structures"; thèse soutenue 1996.
- [LOU(2006)] Paulo B. Lourenc,o, J. Pina-Henriques : "Validation of analytical and continuum numerical methods for estimating the compressive strength of masonry"; *Computers and Structures* 84 pp 1977–1989, 2006.
- [LUC(1998)] R. Luciano and E. Sacco: "Variational methods for the homogenization of periodic heterogeneous media"; *Eur. J. Mech. A/solids*. 17, No 4, pp 599-617, 1998.
- [LUC(2011)] Bibiana Luccioni, Viviana C. Rougier: "In-plane retrofitting of masonry panels with fibre reinforced composite materials"; *Construction and Building Materials* 25 pp 1772–1788, 2011.
- [LUC(2013)] Bibiana Luccioni, Viviana C. Rougier: "Numerical analysis of fibre reinforced polymer retrofitted masonry panels"; *Engineering Structures* 49 p 360–372, 2013.
- [LUN(2012)] Dillon S. Lunn, Sami H. Rizkalla, Shohei Maeda, Tamon Ueda: "FRP Anchorage Systems for Infill Masonry Structures"; *APFIS 2012 Hokkaido University Japan*, 2-4 february 2012.
- [MAA(2012)] M. Maalej, S.T. Quek, S.F.U. Ahmed, J. Zhang, V.W.J. Lin, K.S. Leong: "Review of potential structural applications of hybrid fiber Engineered Cementitious Composites"; *Construction and Building Materials* 36 pp 216–227, 2012.
- [MAA(2010)] M. Maalej, V.W.J. Lin, M.P. Nguyen, S.T. Quek: "Engineered

- cementitious composites for effective strengthening of unreinforced masonry walls”; *Engineering Structures* 32 pp 2432\_2439, 2010.
- [MAH(2008)] H. Mahmood, A. P. Russell and J. M. Ingham: “Monotonic testing of Unreinforced and FRP – Retrofitted Masonry walls Prone to shear failure in an earthquake”; The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China; October 12-17, 2008.
- [MAG(1992)] Magenes G.: “Comportamento Sismico di Murature di Mattoni: Resistenza e Meccanismi di Rottura di Maschi Murari”; Doctoral thesis, 1992.
- [MAG(1997)] Guido Magenes and G.M. Calvi: “In-plane seismic response of brick masonry walls”, *earthquake engineering and structural dynamics*; Vol. 26:1091–1112, 1997.
- [MAN(1982)] Mann W. and H. Muller: “Failure of shear-stressed masonry- An enlarged theory, tests and application to shear walls”; *Proc. Of the British Ceramic Society*, No.30, September 1982.
- [MAR(2007a)] Giancarlo Marcari, Gaetano Manfredi, Andrea Prota, Marisa Pecce, “In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP”, *Composites: Part B* 38 pp 887–901, 2007.
- [MAR(2007b)] Giancarlo Marcari, Daniel .V. Oliveira, Giovanni Fabbrocino, Paulo .B. Lourenço : "Shear capacity assessment of tuff panels strengthened with FRP diagonal layout" ; 2007
- [MIL(2010)] Gabriele Milani : "3D FE limit analysis model for multi-layer masonry structures reinforced with FRP strips"; *International Journal of Mechanical Sciences* 52 pp 784–803, 2010.
- [MIL(2011)] Gabriele Milani : " Kinematic FE limit analysis homogenization model for masonry walls reinforced with continuous FRP grids"; *International Journal of Solids and Structures* 48 p 326–345, 2011.
- [MOB(2005)] B. Mobasher, A. Peled, J. Pahalijan: “Distributed cracking and stiffness degradation in fabric-cement composites”; *Journal of Materials and Structures*, volume 39, N° 3, DOI: 10.1007/s11527-005-9005-8; pp317-331; May 6, 2005.
- [MOH(2006)] A.G. Mohammed: “experimental comparison of brickwork behavior at prototype and model scales”; *thèse soutenue* 2006.
- [MOH(2007)] G. Mohamad, P.B. Lourenço, H.R. Roman: “Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: Review and prospects »; *Cement & Concrete Composites* 29 PP 181–192, 2007.
- [MOH(2011)] Mohammed, T.G. Hughes, A. Mustapha, “The effect of scale on the structural behaviour of masonry under compression”: *Construction and Building Materials*, 2011.
- [MOJ(2009)] Nebojša Mojsilović, Goran Simundic, Adrian Page: “Static-Cyclic Shear Tests on Masonry Wallettes with a Damp-Proof Course Membrane”; Zurich, november- 2009.
- [MOS(2003)] Mosallam, A., Haroun, M.: “Seismic strengthening of unreinforced thick masonry walls using polymer composites”; *Structural Faults + Repair*, UK, 2003.



- [MOS(2007)] Ayman S. Mosallam: “ Out-of-plane flexural behavior of unreinforced red brick walls strengthened with FRP composites”;Composites: Part B 38 pp 559–574, 2007.
- [MOS(2011)] Ayman Mosallam, Swagata Banerjee: “Enhancement in in-plane shear capacity of unreinforced masonry (URM) walls strengthened with fiber reinforced polymer composites”; Composites: Part B, 2011.
- [MOU(1997)] J. Mougin: “Cours de béton armé”; Eyrolles, 1997.
- [MUN(2008)] Johannes Christian Münich, Heike Metschies, Lothar Stempniewski, Holger Erth, “Hybrid textile reinforcement in a cement based matrix for retrofitting of masonry”; Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008), Zurich, Switzerland, 22-24July 2008.
- [MYR(1994)] Denis Myriam, Epouse Oliver : “Le matériau de terre, compactage, comportement, application aux structures en briques de terre” ; thèse soutenue 31 janvier 1994.
- [NAN(2012)] Antonio Nanni: “A New Tool for Concrete and Masonry Repair - Strengthening with fiber-reinforced cementitious matrix composites”. Concrete international april 2012.
- [NF EN 1052 (2003)] NF EN 1052-3 Norme européenne, norme française : Méthode d’essai de la maçonnerie, Partie 3 : Détermination de la résistance initiale au cisaillement 2003.
- [OLI(2008)] Olivier R, Wastiels J, Belkassem B, Tysmans T, Cuypers H. Processing technique to impregnate glass fiber mats for textile reinforced cementitious composites. In: International conference on textile composites Texcomp 9 conference proceedings, Delaware, USA, October 2008. In press.
- [PAG(1981)] PAGE, A.W.: “The biaxial compressive strength of brick masonry”; Proc. Intsn.Civ. Engrs., Part 2, 71 , p. 893-906, 1981.
- [PAG(1983)] PAGE, A.W., “The strength of brick masonry under biaxial compression-tension”. Int. J. Masonry Constr., 3(1) , p. 26-31, 1983.
- [PAP(1997)] Enrico Papa et Alfonso Nappi : " Numerical modelling of masonry: A material model accounting for damage effects and plastic strains"; Appl. Math. Modelling, pp 319-335; 1997.
- [PAP(2007)] C.G. Papanicolaou, T.C. Triantafillou, K. Karlos, M. Papathanasiou: “Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading”; Materials and Structures pp 40:1081–1097, 2007.
- [PAP(2011)] C. G. Papanicolaou, T. Triantafillou, M. Lekka: “Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels”; Construction and Building Materials 25 pp 504–514, 2011.
- [PAR(2013)] F. Parisi, I. Iovinella, A. Balsamo, N. Augenti, A. Prota: “In-plane behaviour of tuff masonry strengthened with inorganic matrix–grid composites”; Composites: Part B 45 pp 1657–1666, 2013.
- [PAU(1992)] Paulay T. and Priestley M.: “Seismic design of reinforced concrete and masonry building”; John Wiley & Sons, Inc. ISBN 0-471-54945-0.



- [PEL(2006)] A. Peled, S. Sueki, B. Mobasher: “Bonding in fabriccement systems: Effects of fabrication methods”; *Cement and concrete composites*, volume 36, N° 9; p1661-1671; September 2006.
- [PEL(2008)] A. Peled, Z. Cohen, Y. Pasder, A. Roye, T. Gries: “Influences of textile characteristics on the textile properties of warp knitted cement based composites”; *Cement and concrete composites*, volume 30, N° 3; pp174-183; March 2008.
- [PET(2009)] Robert Bruce Petersen: “In-plane Shear Behaviour of Unreinforced Masonry Panels Strengthened with Fibre Reinforced Polymer Strips”; thèse soutenue 2009.
- [PEL(2011)] Luca Pela, Miguel Cervera, Pere Roca: “Continuum damage model for orthotropic materials: Application to masonry”; *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 200 pp 917–930, 2011.
- [PKL(2002)] Abalo P'KLA : "Caracterisation en compression simple des briques de terre comprimée (BTC) : Application aux maçonnerie « BTC-mortier de terre »" ; thèse soutenue le 3 juillet 2002.
- [PLU(1992)] R.V.D. Pluijm: “Material properties of masonry and its components under tension and shear”; in: *Proc. 6th Canadian Masonry Symposium*, eds. V.V. Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, p. 675-686, 1992.
- [PLU(1993)] R.V.D. Pluijm: “Shear behavior of bed joints”, in: *Proc. 6th North American Masonry Conf.*, eds. A.A. Hamid and H.G. Harris, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA, p. 125-136, 1993.
- [PLU (1997)] R.V. Pluijm: “Non-linéaire behavior of masonry under tension”; *Heron*, Vol. 42, No. 1, ISSN 0046-7316, 1997.
- [POR(2005)] Porto Fd, Garbin E, Modena C, Valluzzi MR.: “Failure modes for in plane loaded masonry walls made with thin layer mortar”; In: *10th Canadian masonry symposium*, Banff, Canada; pp. 694–703, 2005.
- [PRI(1983)] Priestley M. J. N., and Elder D. M.: “Stress-strain curves for unconfined and confined concrete masonry”; *ACI J.*, 80\_3\_, 192–201, 1983.
- [PRO(2006)] A. Prota; G. Marcari; G. Fabbrocino; G. Manfredi; and C. Aldea: “Experimental In-Plane Behavior of Tuff Masonry Strengthened with Cementitious Matrix–Grid Composites”; *Journal of composites for construction ASCE*, 2006.
- [PRO(2008)] Andrea Prota, Gartano Manfredi, Fabio Nardone : "Assessment of design formulas for in-plane FRP strengthening of masonry walls"; *Journal of composites for construction*, ASCE, November 2008.
- [QAI (2012)] A. Qaisar, Y. Badrashi, N. Ahmad, B. Alam, S. Rehman et F. Banori: “Experimental Investigation on the Characterization of Solid Clay Brick Masonry for Lateral Shear Strength Evaluation”; In: *international journal of earth sciences and Engineering*, ISSN 0974-5904, Volume 05, No. 04, August- 2012.
- [QUI(2012)] Ricardo D. Quinteros, Sergio Oller, Liz G. Nallim: “Nonlinear homogenization techniques to solve masonry structures problems”; *Composite Structures* 94 pp 724–730, 2012.
- [RAO(2011)] Michel Raous : “ Interface models coupling adhesion and friction” ;

- Author manuscript, published in "C.R. Mécanique 333, 7-8 pp 491-501, 2011.
- [REI(1995)]** Reinhorn, A. M., Maden, A.: "Evaluation of TYFO-W fiber wrap system for in plane strengthening of masonry walls"; Report No. 95-0002, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo, USA, 1995.
- [REK(2010)]** A. Rekik, F. Lebon: "Homogenization methods for interface modeling in damaged masonry"; Advances in Engineering Software (2010).
- [RILEMB1(1991)]** RILEM LUMB1: « Compression strength of small walls and prisms », 1991 TC 76-LUM.
- [RILEMB5(1991)]** RILEM LUMB5: "Short-term shear test for interface between the masonry unit and mortar or moisture – insulating interlayer", 1991 TC 76-LUM.
- [RILEMB6(1991)]** RILEM LUMB6: "Diagonal tensile strength tests of small wall specimens", 1991 TC 76-LUM.
- [RILEM(2006)]** RILEM\_06 : "Textile reinforced concrete - State-of-the-art report of Rilem tc 201-TRC"; by W. Brameshuber ; ISBN: 2-912143-99-3 ; e-ISBN: 2351580001; 2006.
- [ROC(2010)]** P. Roca, G. Araiza: "Shear response of brick masonry small assemblages strengthened with bonded FRP laminates for in-plane reinforcement", Construction and Building Materials 24 pp 1372–1384, 2010.
- [ROM(2000)]** Romagna RH. "Resistência a` compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não-grauteados" ; MSc Thesis. Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, Brazil; 2000.
- [SAC(2009)]** Elio Sacco: "A nonlinear homogenization procedure for periodic masonry"; European Journal of Mechanics A/Solids 28 pp 209–222, 2009.
- [SAH(2011)]** Ramzi Sahlaoui: "Analyse par le calcul à la rupture des murs en maçonnerie en vue de leur renforcement par des composites collées" ; Thèse soutenue le 12 juillet 2011.
- [SAR(2005)]** Sarangapani, G., Venkatarama Reddy, B. V., and Jagadish, K. S.: "Brick-mortar bond and masonry compressive strength"; J. Mater.Civ. Eng., 17\_2\_, 229–237, 2005.
- [SAW(1984)]** Sawko, F., and Rouf, M. A.: "On the stiffness properties of masonry."; Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2. Res. Theory, 77, 1–12, 1984.
- [SAY(2010)]** A. Sayari, T. Donchev, M.C. Limbachiya, H.Y. Kew: "Out-of-plane behavior of FRP strengthened masonry walls"; 8th International Masonry Conference in Dresden, 2010.
- [SCH(1994)]** Schwegler, G.: "Masonry construction strengthened with fiber composites in seismically endangered zones" 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria, 2299-2303, 1994.
- [SCR(1972)]** J. C. Scrivener : "Reinforced masonry-seismic behavior and design"; Bulletin of N.Z. Society for Earthquake Engineering, Vol 5, No.4. December 1972.
- [SHA(2012)]** Khan Shahzada, Akhtar Naeem Khan, Amr S. Elnashai, Mohammad Ashraf, Muhammad Javed, Amjad Naseer, and Bashir Alam:

- “Experimental Seismic Performance Evaluation of Unreinforced Brick Masonry Buildings”; *Earthquake Spectra*, Volume 28, No. 3, pages 1269–1290, Earthquake Engineering Research Institute, August 2012.
- [SHE(2009)] M.T. Shedid, W.W. El-Dakhakni, R.G. Drysdale: “Behavior of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls failing in flexure: Analysis”; *Engineering Structures* 31 pp 2032\_2044, 2009.
- [SIK(2003)] Sika “CarboDur FRP Composites for Repair & Strengthening of Structures, Sika poland Sp. z o.o. ul. Karczunkowska 89 02-871 Warszawa Polska, ww.sika.pl, 2003.
- [SIL(2010)] Si Larbi A, Contamine R , Ferrier E, Hamelin P.: “Shear strengthening of RC beams with textile reinforced concrete (TRC) plate”; *Constr Build Mater*;24:1928–36, 2010.
- [SIL(2012)] Si Larbi A, Contamine R, Hamelin P.: “TRC and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams”, *Eng Struct* 2012;45:12–20.
- [SIL(2012)] Si Larbi A, Agbossou A, Ferrier E, Michel L. Strengthening RC beams with composite fiber cement plate reinforced by prestressed FRP rods: experimental and numerical analysis. *Compos Struct*;94:830–8, 2012.
- [SIL(2013)] Amir Si Larbi, Amen Agbossou, Patrice Hamelin: “Experimental and numerical investigations about textile-reinforced concrete and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams”; *Composite Structures* 99 pp 152–162, 2013.
- [SIV(2013)] S.Saileysh Sivaraja,T.S.Thandavamoorthy, S.Vijayakumar, S.Mosesaranganathan, P.T.Rathnasheela and A.K.Dasarathy: “GFRP Strengthening and Applications of Unreinforced Masonry wall (UMW)”; *The 2nd International Conference on Rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering, Procedia Engineering* 54 pp 428 – 439, 2013.
- [SOR(2007)] Z. Soric, T. Kisicek and J. Galic: “Experimental research of concrete beams and masonry walls reinforced with CFRP reinforcement”; *Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2007)*.
- [STR(2004)] Tim Stratford; Giovanni Pascale; Odine Manfroni; and Barbara Bonfiglioli: “Shear Strengthening Masonry Panels with Sheet Glass-Fiber Reinforced Polymer”; *Journal of composites for construction ASCE/September* 2004.
- [TAO(2012)] Yi Tao : "Fibre Reinforced Polymer (FRP) Strengthened Masonry Arch Structures » ; Thesis submitted in fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, The University of Edinburgh 2012
- [TAR(2012)] Z. Tariq, and K. Bajpai: “Shear Strengthening of Unreinforced Masonry Walls using GFRP (Glass Fiber Reinforcement Polymer) Bars”; *International Journal of earth sciences and Engineering*, ISSN 0974-5904, Volume 05, No. 03, Juin 2012.
- [THU(1988)] Thürlimann B., Guggisberg R.: “Failure criterion for laterally loaded masonry walls: Experimental investigations”; in: *Proc. Eight Int. Brick/Block Mas. Conf., Dublin, Republic of Ireland*, p. 699-706, 1988.
- [TIZ(2009)] Sulpicio S. Tizapa : "Étude expérimental et numérique des murs en maçonnerie confinée chargés dans leur plane. Cas: État de Guerrero

(Mexique)" ; thèse Soutenue le 10 décembre 2009.

- [TOM(1990)] M. Tomazevic 1990: "Masonry structures in seismic areas a state of the art report". *9th European Conference on Earthquake Engineering*. Moscow, Russia, 1990.
- [TOM(1996)] Tomazevic M., Lutman M. and Petkovic L.: "Seismic Behavior of Masonry Walls: Experimental Simulation"; *J. of Struct. Engg., ASCE*, Vol. 122, No. 9, pp. 1040-1047.
- [TOM(2000)] Miha Tomazevic: "Some aspects of experimental testing of seismic behavior of masonry walls and models of masonry building"; *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 404, Vol. 37, No. 4, pp. 101-117, December 2000.
- [TRI(1998)a] T.C Triantafillou: "Strengthening of masonry structures using Epoxy-bonded FRP laminates"; *Journal of composites for construction*, may 1998.
- [TRI(1998)b] T.C Triantafillou: "Composites: a new possibility for the shear strengthening of concrete, masonry and wood"; *Composites Science and Technology* 58 pp 1285±1295, 1998.
- [TRI(2000)] T.C. Triantafillou , C. Antonopoulos: "Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP"; *Journal of Composites for Construction*, ASCE,4(4), 198-205, 2000.
- [TRI(2005)] Triantafillou TC, Papanicolaou CG (2005) Textile reinforced mortars (TRM) as strengthening materials for concrete structures. In: Balazs GL, Borosnyoi A (eds) *Proceedings of the fib symposium "Keep Concrete Attractive"*. Budapest, Hungary, May 2005, pp 345–350
- [TRI(2006)] Triantafillou TC, Papanicolaou CG (2006) Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TRM) jackets. *Mater Struct* 39(1):85–93
- [TRI(2010)] Thanasis Triantafillou: "Innovative Textile-based Composites for Strengthening and Seismic Retrofitting of Concrete and Masonry Structures"; *CICE 2010 - The 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering* Beijing, China, September 27-29, 2010.
- [TUR(1980)] V. Turnšek, V, P. Sheppard : "The shear and flexural resistance of masonry walls"; *international Research Conference on Earthquake Engineering*, Sophie, 1980.
- [TYS(2009)] Tine Tyssmans, Sigrid Adriaenssens, Heidi Cuypers, Jan Wastiels: "Structural analysis of small span textile reinforced concrete shells with double curvature"; *Composites Science and Technology* 69 pp 1790–1796, 2009.
- [TYS(2011)] Tine Tyssmans, Sigrid Adriaenssens, Jan Wastiels: "Form finding methodology for force-modelled anticlastic shells in glass fibre textile reinforced cement composites"; *Engineering Structures* 33 pp 2603–2611, 2011.
- [UMI(2005)] Uminho: "Review on the experimental in-plane and out-of-plane testing"; in: *Developing innovative systems for reinforced masonry walls*, COOP-CT-2005.

- [VAC(2012)] Jaroslav vaculik: “Unreinforced masonry walls subjected to out of plane seismic actions”; thèse 2012.
- [VAL(2002)] M.R. Valluzzi, D. Tinazzi, C. Modena: “Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates”, *Construction and Building Materials* 16, pp 409–416, 2002.
- [VAS(2005)] Graça de Fátima Moreira de Vasconcelos, « Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls”, thèse 2005.
- [VAS(2006)] G. Vasconcelos and P.B. Lourenço: “Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models”; *Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi 2006.
- [VAS(2012)] G. Vasconcelos, R. Figueiro, F. Cunha, S. Abreu: «Retrofitting masonry infill walls with textile reinforced mortar”; 15 WCEE Lisboa 2012.
- [VEL(2000)] Juan I. Velazquez-Dimas, Mohammad R. Ehsani, and Hamid Saadatmanesh: “Out-of-Plane Behavior of Brick Masonry Walls Strengthened with Fiber Composites”; *ACI Structural Journal*/May-June 2000.
- [VER(2014)] Svetlana Verbruggen, Dimitrios G. Aggelis, Tine Tysmans, Jan Wastiels: “Bending of beams externally reinforced with TRC and CFRP monitored by DIC and AE”; *Composite Structures* 112 pp113–121, 2014.
- [VOO(2007)] Kok Choon Voon : " In-plane Seismic Design of Concrete Masonry Structures";  
A thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy (PhD) in Civil and Environmental Engineering. The University of Auckland, March 2007.
- [WIS (2011)] Wisnumurti, S. Dewi, MD. Agoes Soehardjono: “Masonry Behavior of Local Brick from East-java Indonesia”; *Journal of Applied Sciences Research*, 7(6) PP 849-852, 2011.
- [YI(2004)] W. H. Yi, S. H Oh, J. H. Lee: “Shear capacity assessment of unreinforced masonry wall”; 2004.
- [YI(2006)] Tiai Yi; Franklin L. Moon; Roberto T. Leon; and Lawrence F. Kahn: “Analyses of a Two-Story Unreinforced Masonry Building”, *Journal of structural engineering*, ASCE, MAY 2006.
- [YOS(2005)] M. F. M. Yossef :“Numerical models are best suited to problems within a known solution space.”; 2005.
- [ZHA(2003)] Zhao, T., Xie, J., Li, H.: “Strengthening of cracked concrete block masonry walls using continues carbon fiber sheet”; 9th NAMC, Clemson, South Carolina, USA, 156-167, 2003.
- [ZHA(2004)] T Zhao, C J Zhang, and J Xie: “Shear behavior of UCMW using CFRP sheet: A case study" ; *TMS Journal*, September:87–95, 2004.
- [ZHO(2013)] Deyuan Zhou, Zhen Lei, Jibing Wang: “In-plane behavior of seismically damaged masonry walls repaired with external BFRP”; *Composite Structures* 102 pp 9–19, 2013.
- [ZIM(2011)] Thomas Zimmermann and Alfred Strauss, “Variation of shear strength of

masonry with different mortar properties”, Eleventh NAMC Minneapolis, mn USA, juin 5-8- 2011.

**[ZUC(2004)]**

A. Zucchini, P.B. Lourenço : "A coupled homogenisation–damage model for masonry cracking"; Computers and Structures 82 p 917–929, 2004.



## ANNEXES

## Annexe 2. Expérimentale – échelle du matériau

## Annexe 2.1. Résultats des murs sans arase sous compression uniaxiale

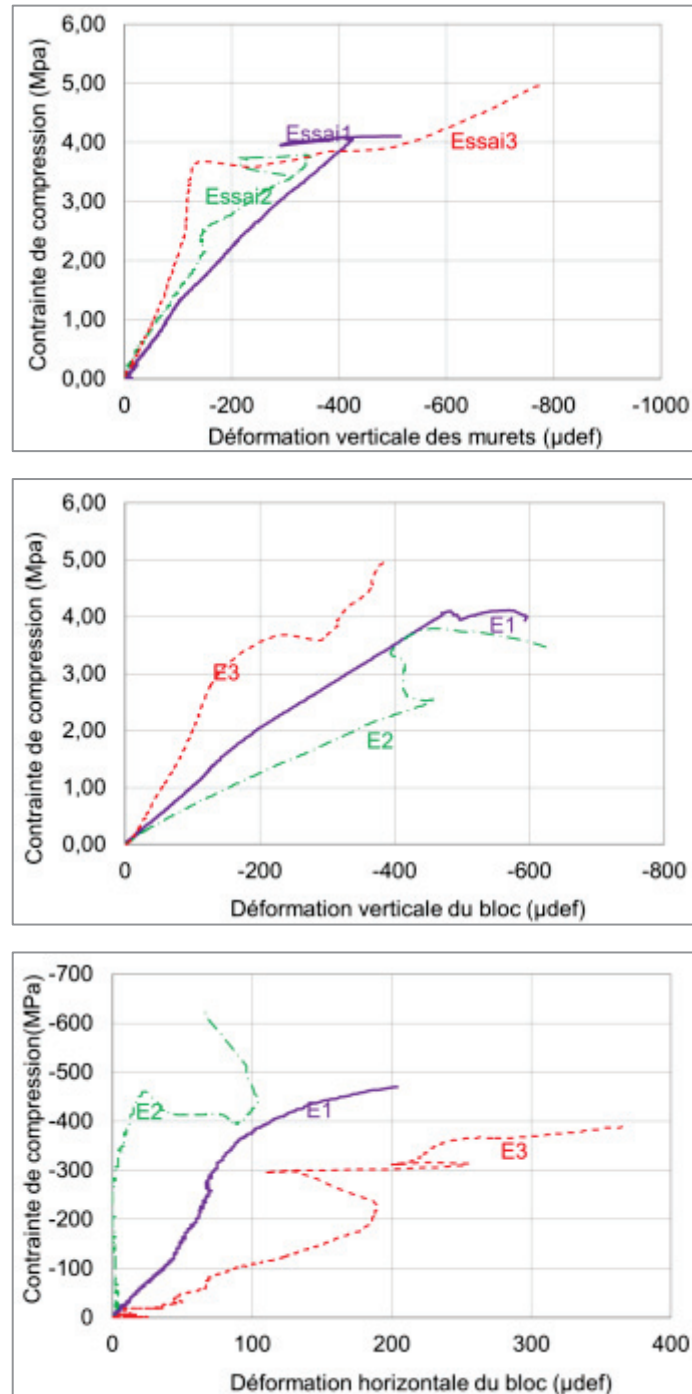


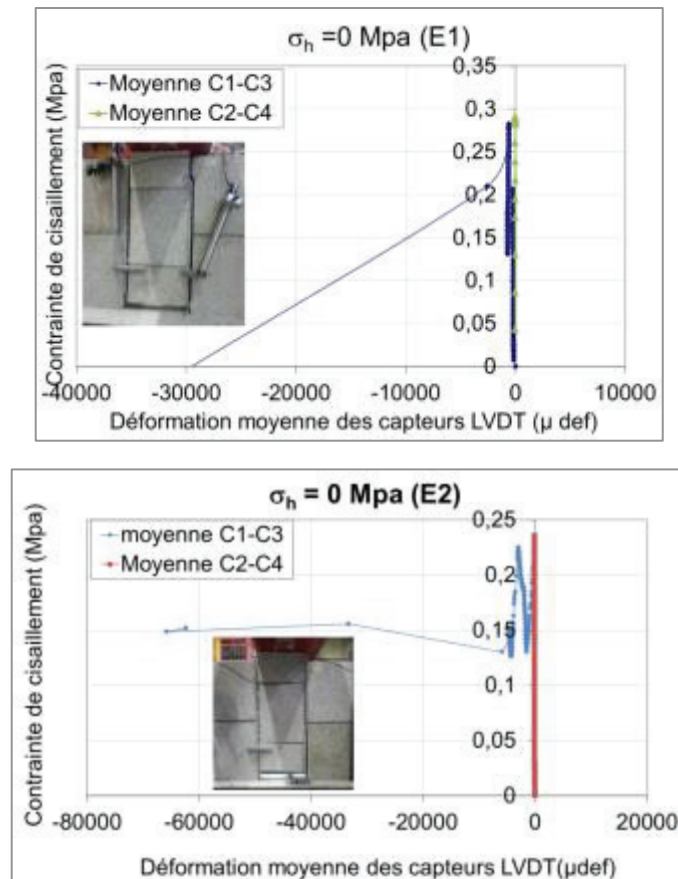
Figure AN2-22 : Courbes contrainte de compression – déformation verticale (horizontale) de murs et de briques (spécimens sans arases).

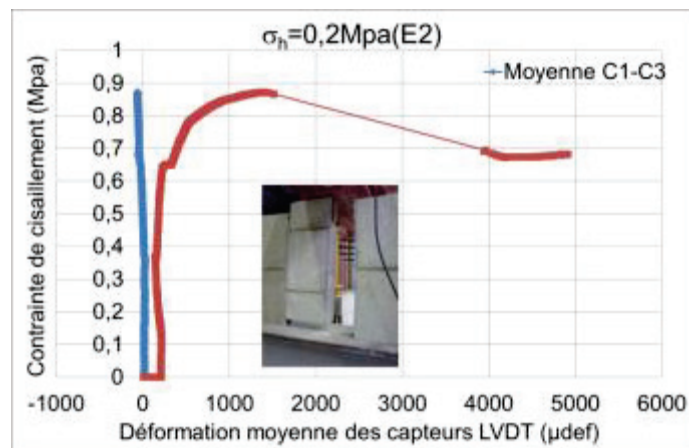
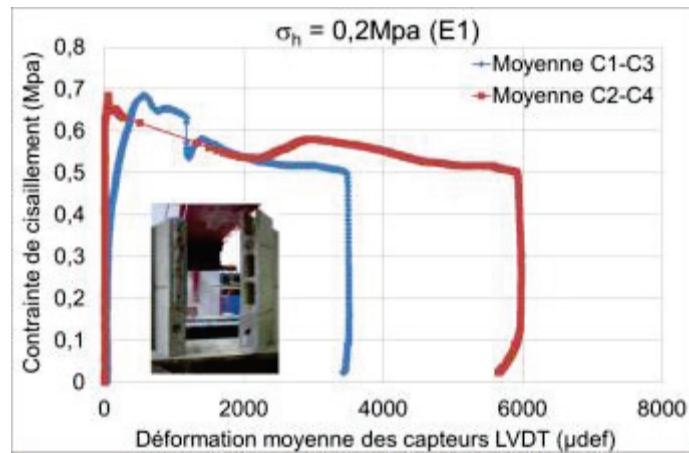
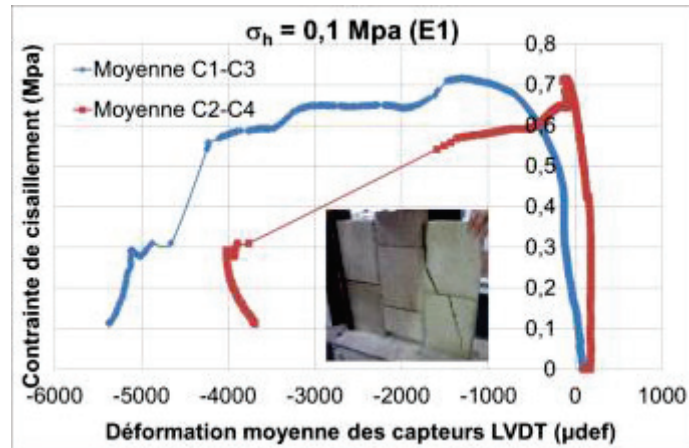
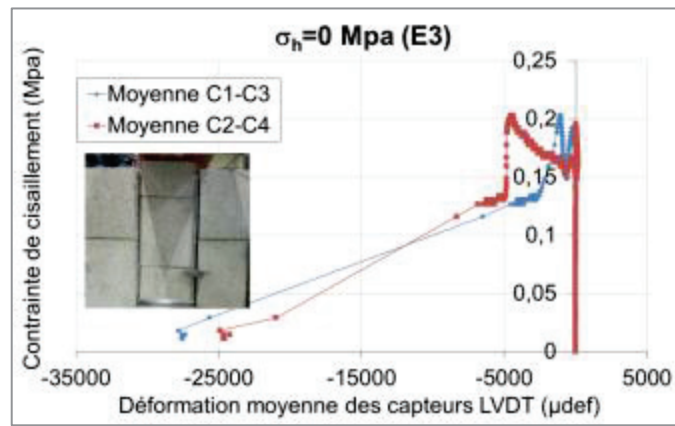
**Tableau AN2-10 : Propriétés mécaniques déterminées par des essais sans arases**

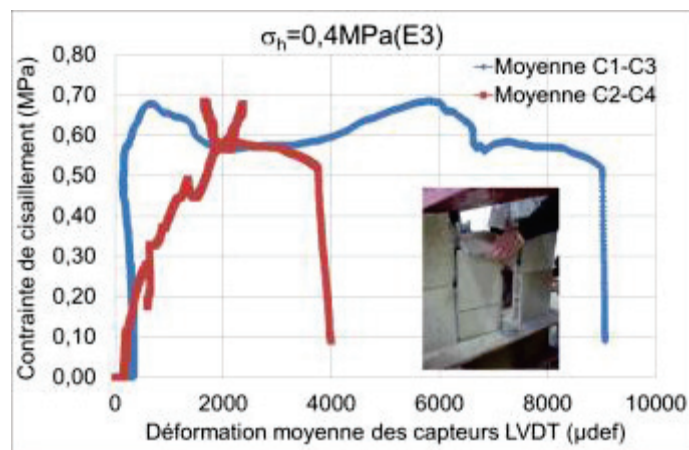
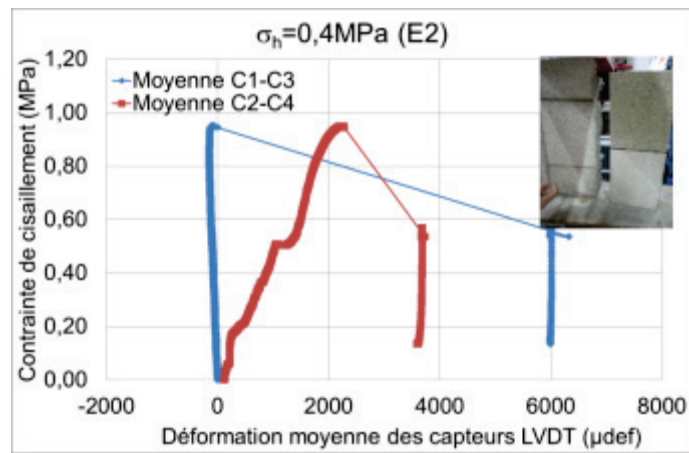
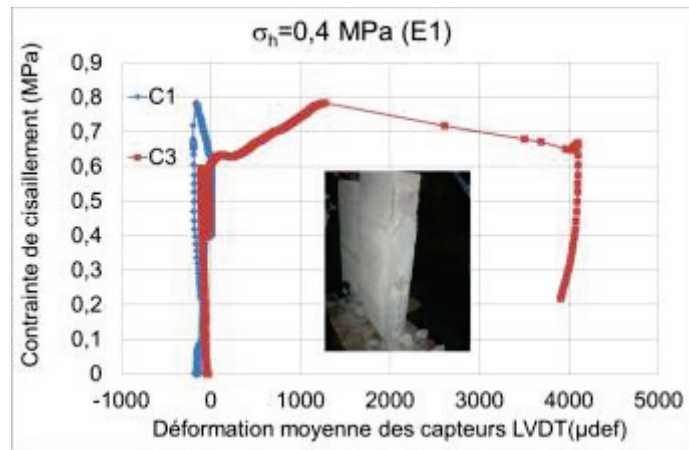
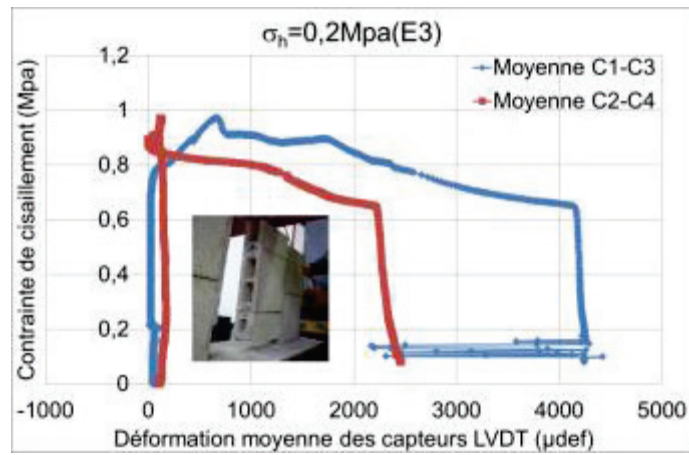
Essai	Module Young E (Mpa)		Résistance (Mpa)
	Maçonnerie ( $E_{maç}$ )	Brique ( $E_b$ )	
1	12500	10000	4,11
2	14280	5500	3,79
3	20000	20000	5,18
Moyenne	15590	11830	4,36

**Essai1****Essai2****Essai3****Figure AN2-23 : Modes de rupture des spécimens sans arases**

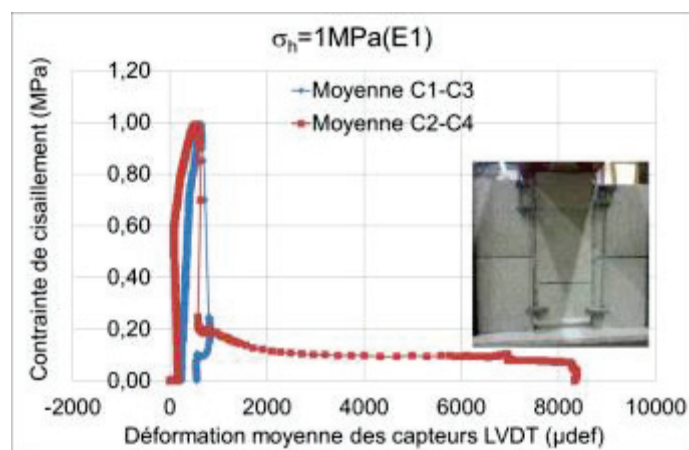
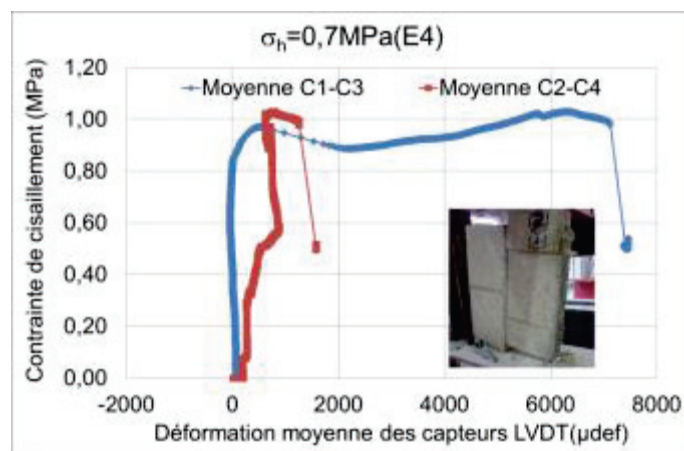
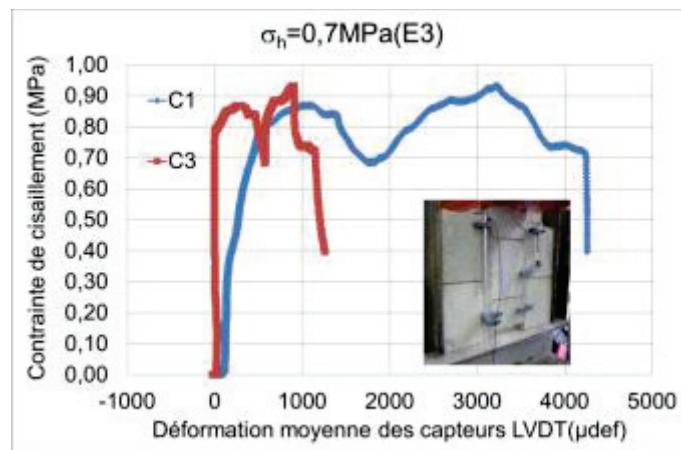
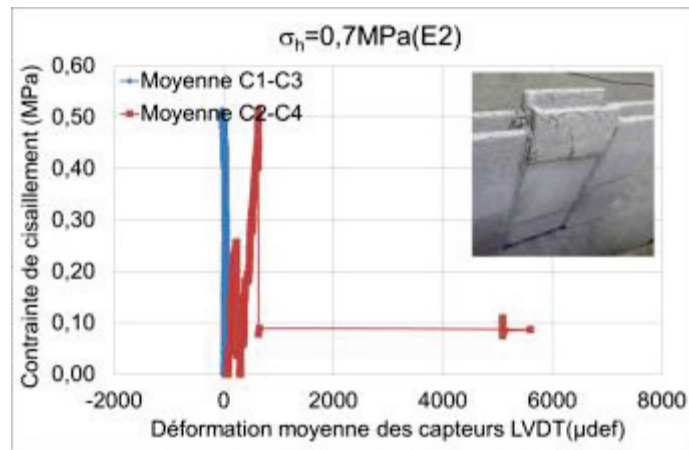
**Annexe 2.2. Relation contrainte – déformation moyenne des capteurs LVDT de deux joints verticaux (push-out avec joints horizontaux)**

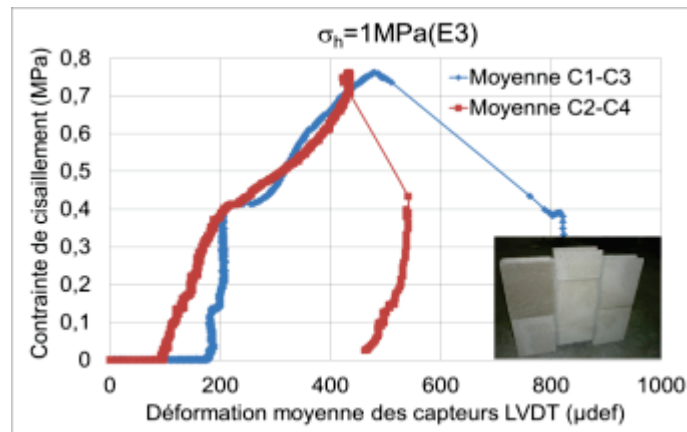
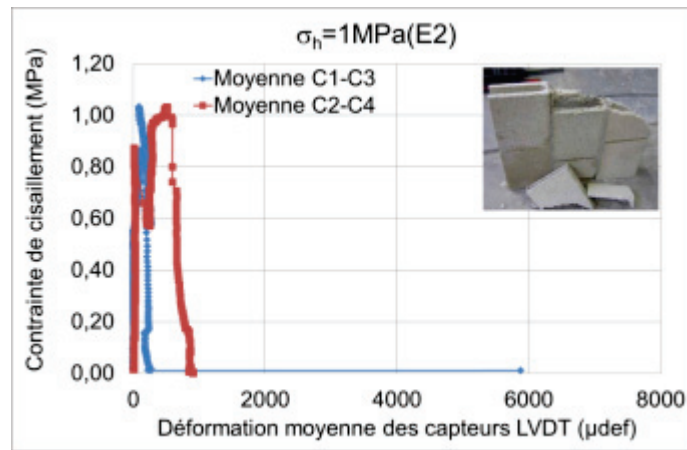




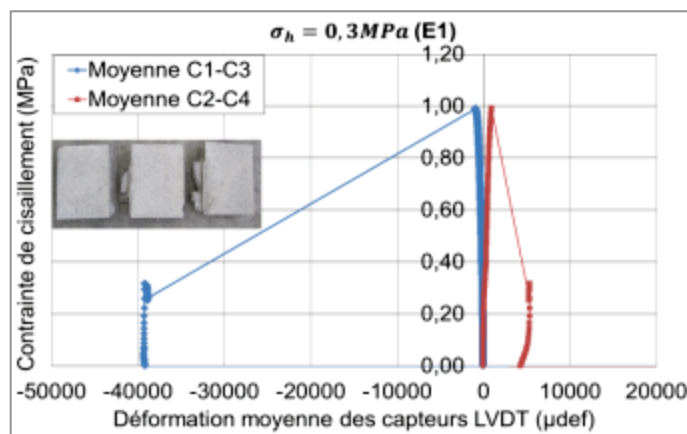
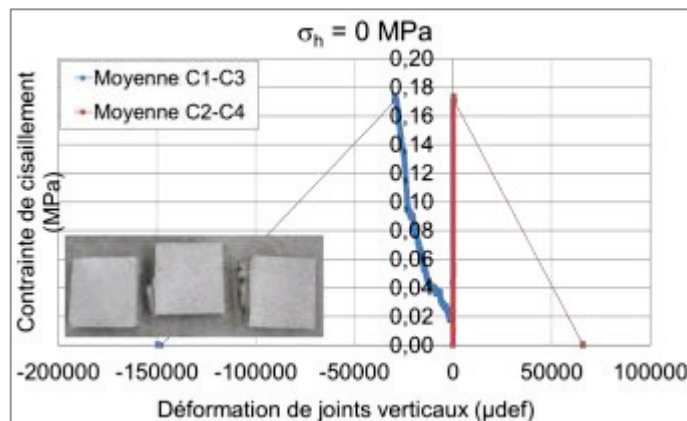




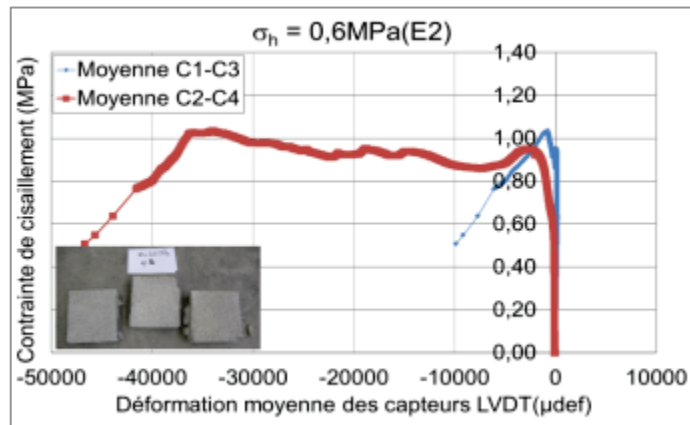
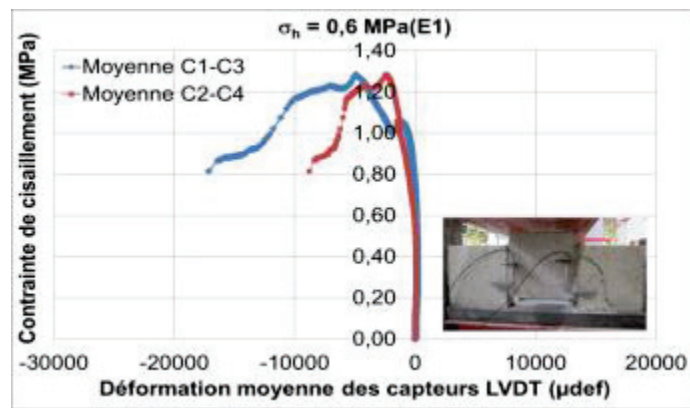
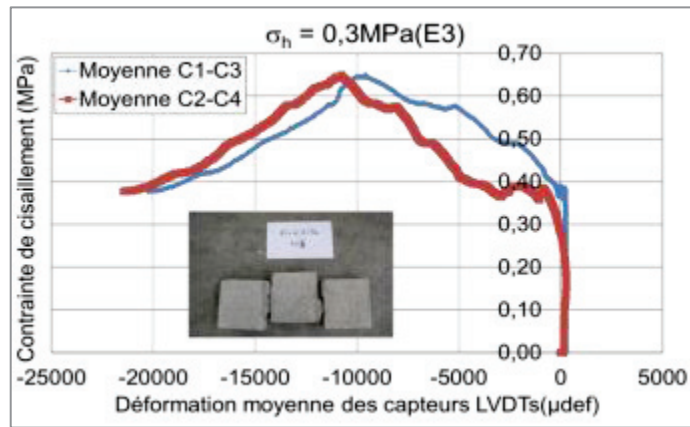
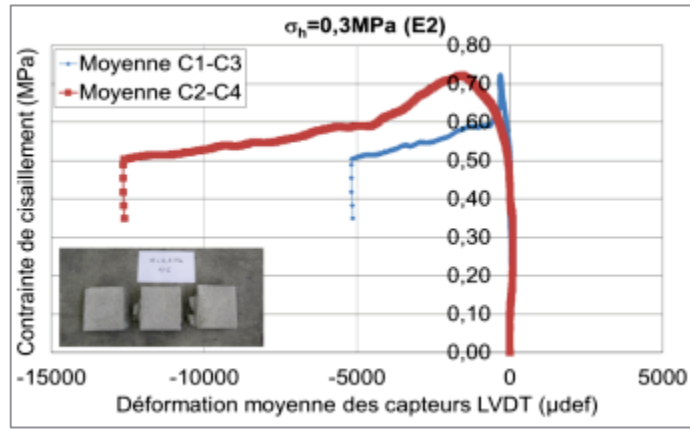


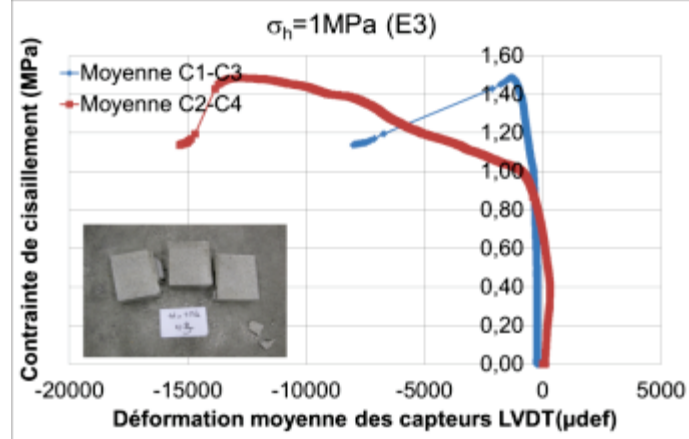
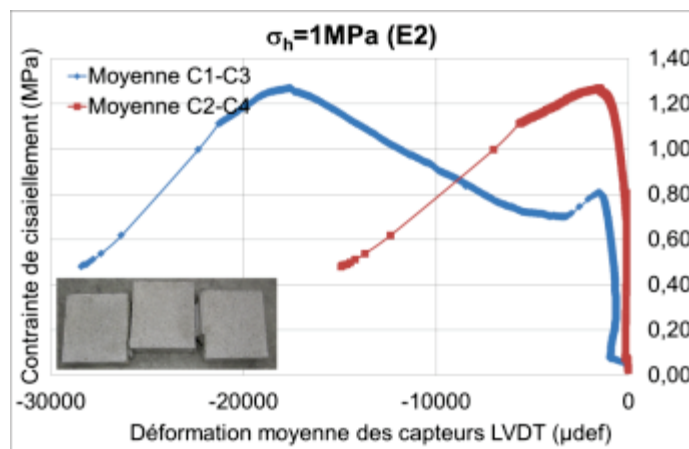
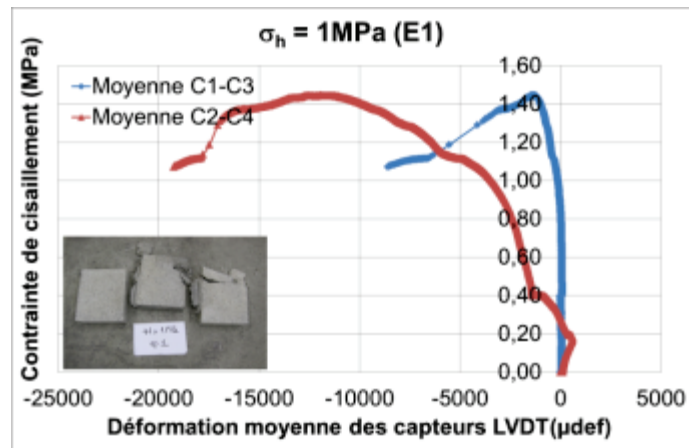
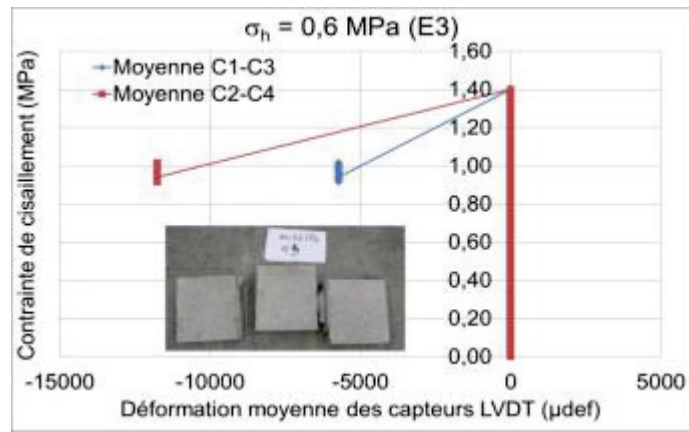


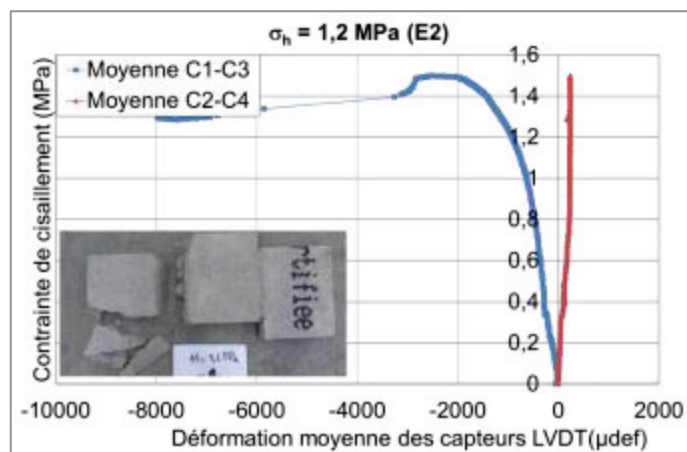
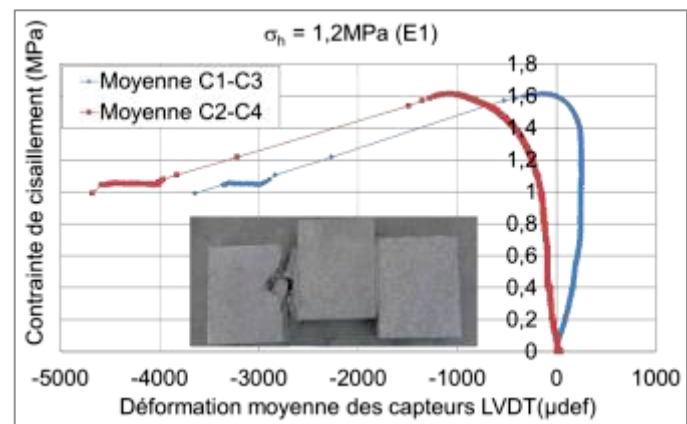
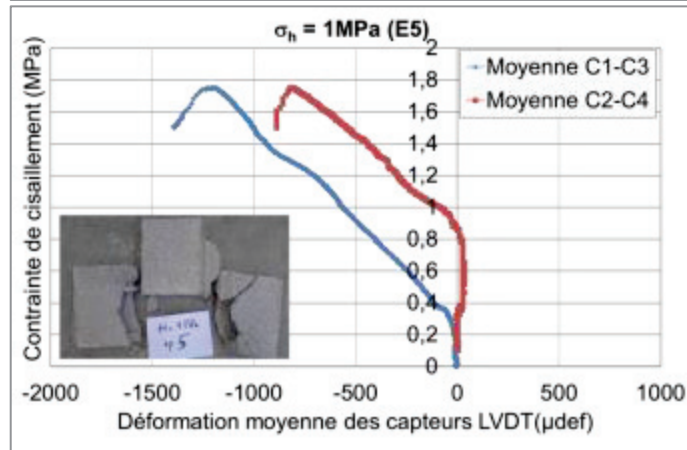
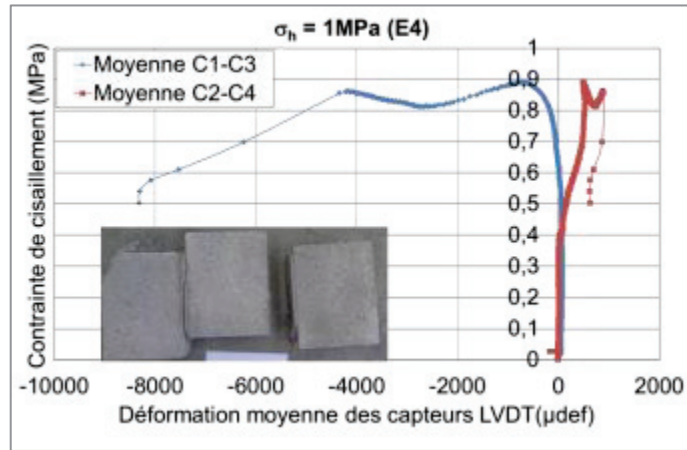
**Annexe 2.3. Relation contrainte – déformation moyenne des capteurs LVDT de deux joints verticaux (push-out sans joints horizontaux)**

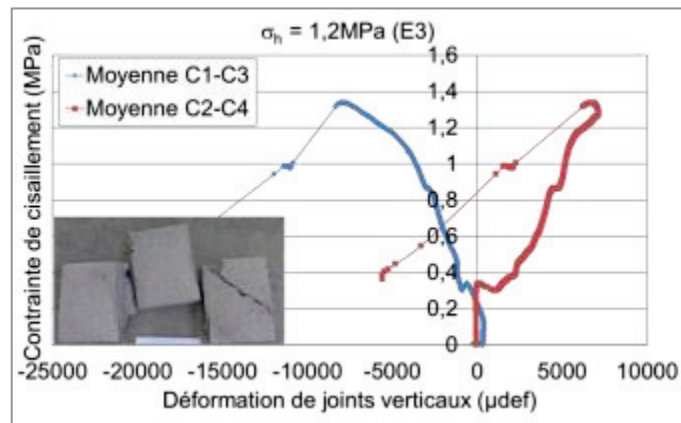






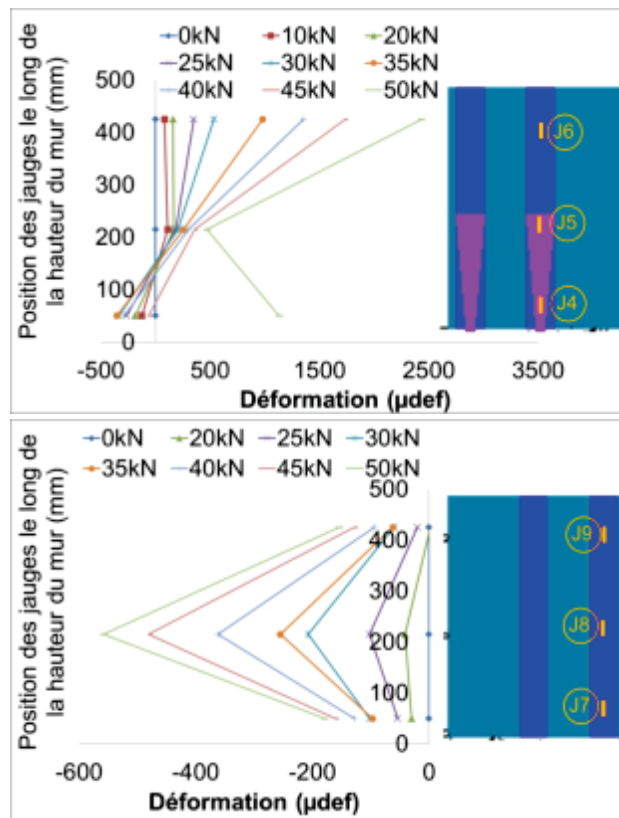




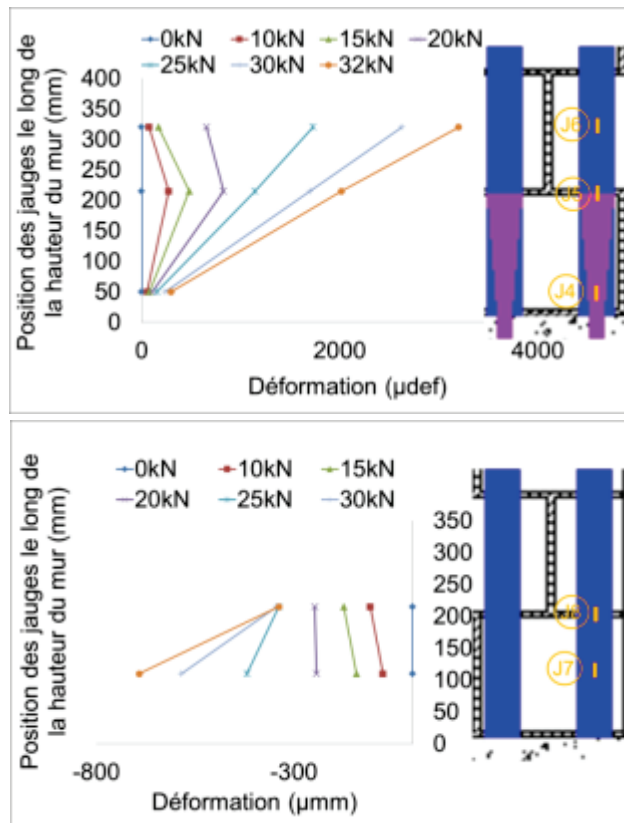


### Annexe 3. Expérimentale – échelle composant de structure

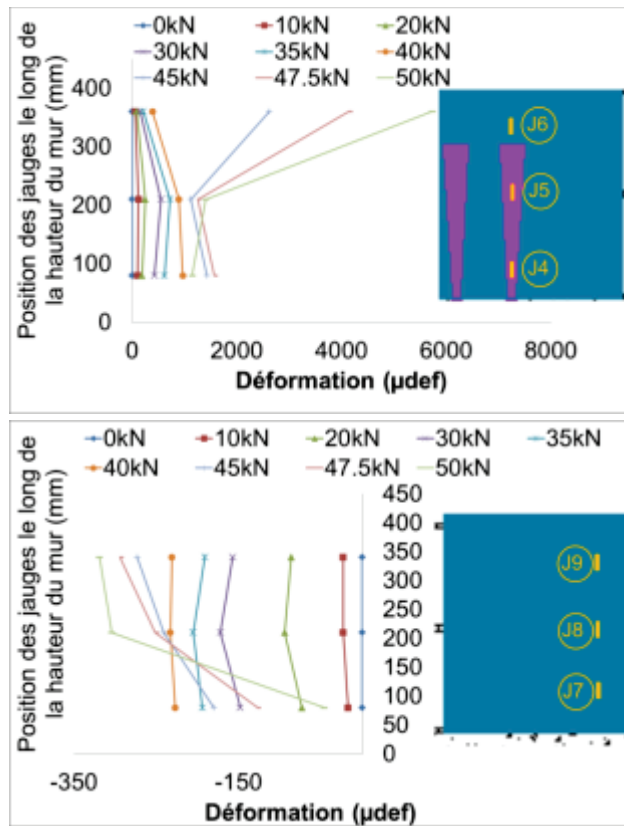
#### Annexe 3.1. Evolution des déformations des renforts FRP le long de la hauteur du mur



(b)- Mur MRCCG

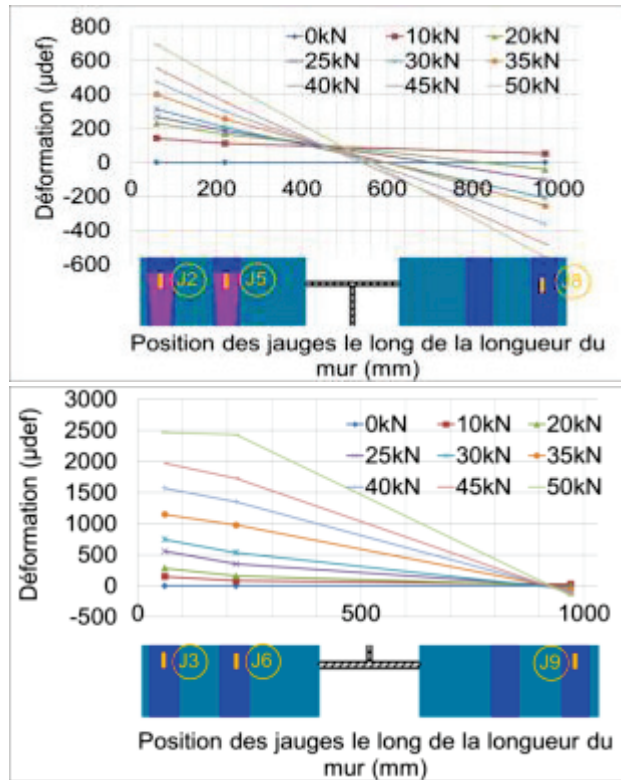


(b)- Mur MRC

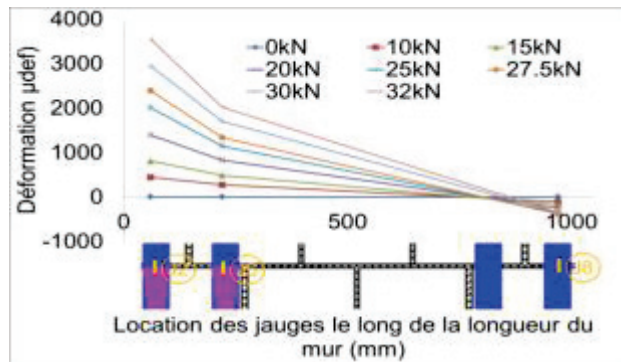


(c)- Mur MRG

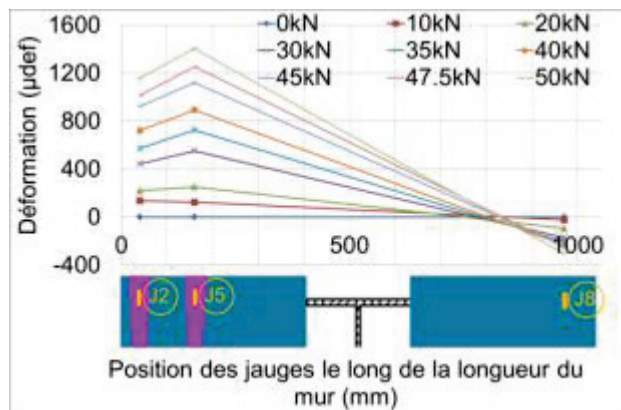
Annexe 3.2. Evolution des déformations des renforts FRP le long de la largeur du mur



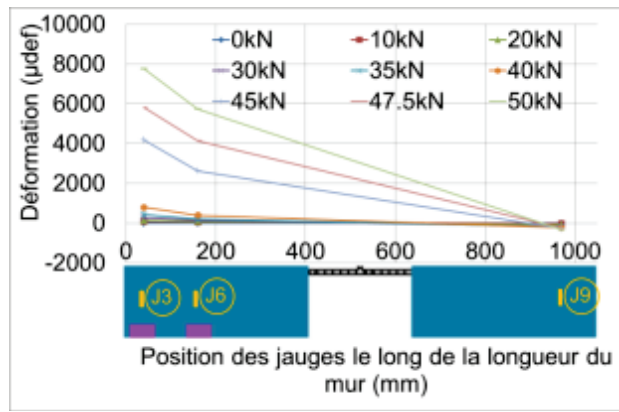
(a)- Mur MRCG



(b)- Mur MRC

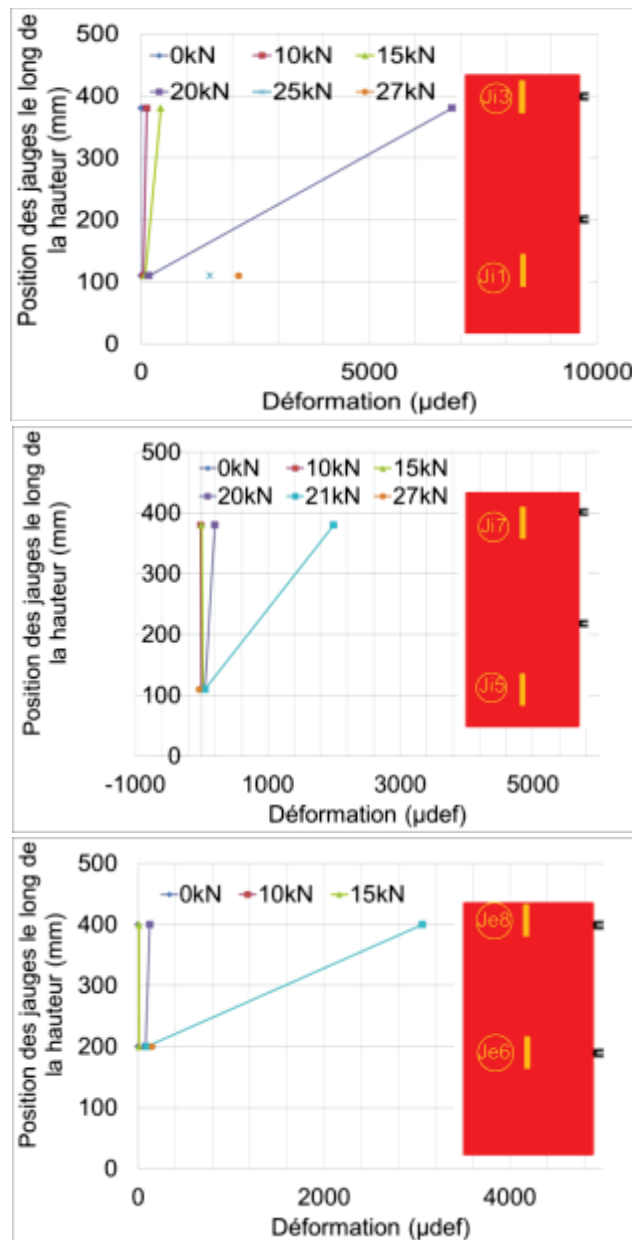




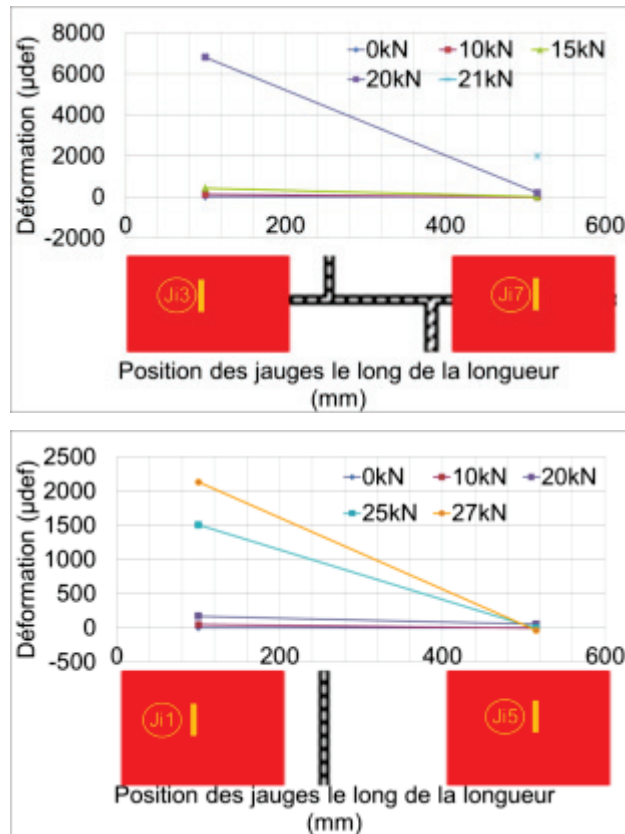


(b)- Mur MRG

**Annexe 3.3. Evolution des déformations des renforts TRC le long de la hauteur et de la longueur du mur**



(a)- Le long de la hauteur du mur MRTRC2



(b)- Le long de la longueur du mur MRTRC2

## Annexe 4. Modélisation numérique

### Annexe 4.1. Convergence du maillage

#### (a) Push-out sans joints horizontaux

Concernant la démarche décrite dans la partie 4.5.1.3 – chapitre 4, cinq maillages ont été proposés pour les push-out sans joints horizontaux:

- Maillage 1 : tous les éléments mesurent  $10 \times 10 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (2310 éléments) ;
- Maillage 2 : la taille des éléments dans le mortier est diminuée à  $5 \times 7,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  ; la taille des éléments autour de la frontière est de  $7,5 \times 7,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$ , les éléments à l'intérieur des briques sont de taille identique à celle du maillage 1 (4155 éléments) ;
- Maillage 3 : la taille des éléments dans le mortier est diminuée à  $3 \times 4 \times 12,5 \text{ mm}^3$  ; la taille des éléments autour de la frontière est de  $4 \times 4 \times 12,5 \text{ mm}^3$ , les éléments à l'intérieur des briques sont de mêmes dimensions que précédemment (12690 éléments) ;
- Maillage 4 : les éléments dans le mortier mesurent  $2,5 \times 2,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  ; ceux autour de la frontière  $2,5 \times 2,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (28032 éléments) ;
- Maillage 5 : les éléments dans le mortier mesurent  $2 \times 2,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (28272 éléments) ;

Tableau AN4-11 : géométrie des maillages de push-out sans joints horizontaux

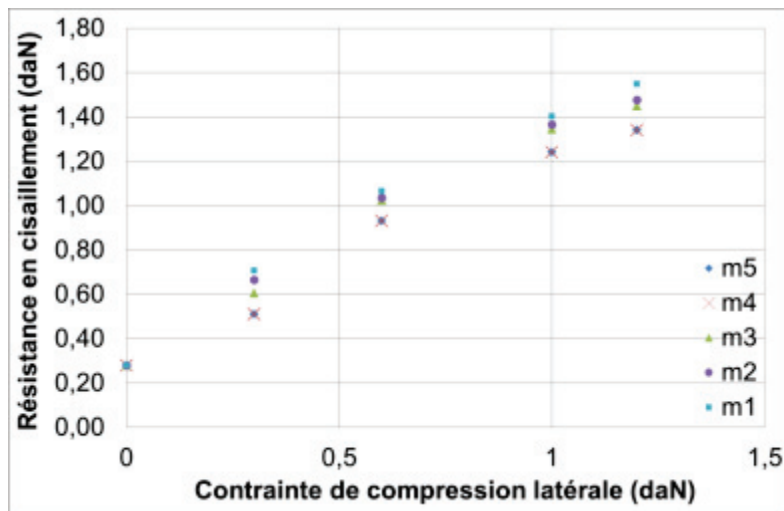
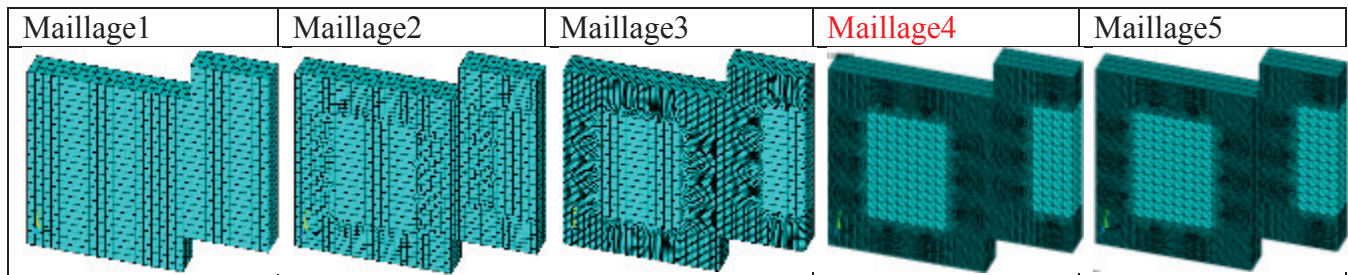


Figure AN4-24 : Relation de résistance en cisaillement et de contrainte de compression latérale des push-out de différents maillages (sans joints horizontaux)

**(b) Push-out avec joints horizontaux**

Cinq maillages proposés pour les push-out avec joints horizontaux:

- Maillage 1 : tous les éléments mesurent de  $10 \times 10 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (4731 éléments) ;
- Maillage 2 : les éléments dans le mortier mesurent  $5 \times 7,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  ; les éléments autour de la frontière mesurent  $7,5 \times 7,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (9168 éléments) ;
- Maillage 3 : les éléments dans le mortier et autour de la frontière mesurent  $5 \times 5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (15510 éléments) ;
- Maillage 4 : ce maillage se base sur le maillage 2 en diminuant la taille des éléments dans le mortier à  $2,5 \times 2,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  ; les éléments autour de la frontière mesurent  $2,5 \times 7,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (31278 éléments)
- Maillage 5 : les éléments autour de la frontière mesurent  $2,5 \times 5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  ; les tailles des éléments dans le mortier et à l'intérieur des briques sont identiques à celles du maillage 4 (37038 éléments)

Tableau AN4-12 : géométrie des maillages de push-out avec joints horizontaux

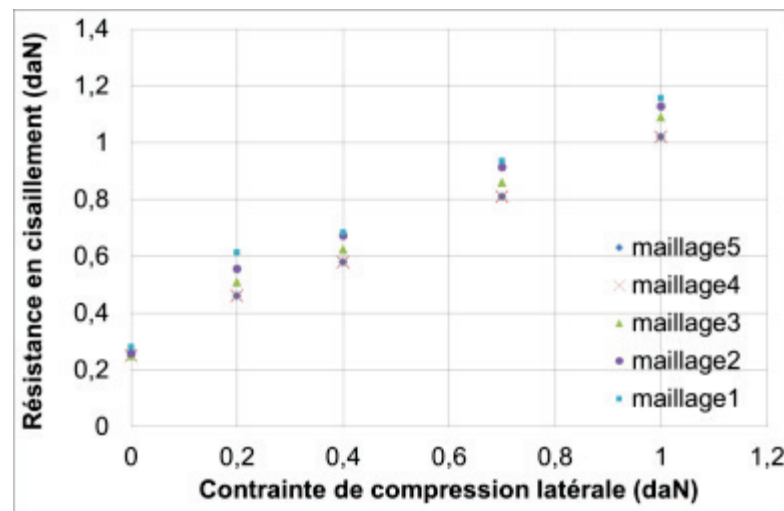
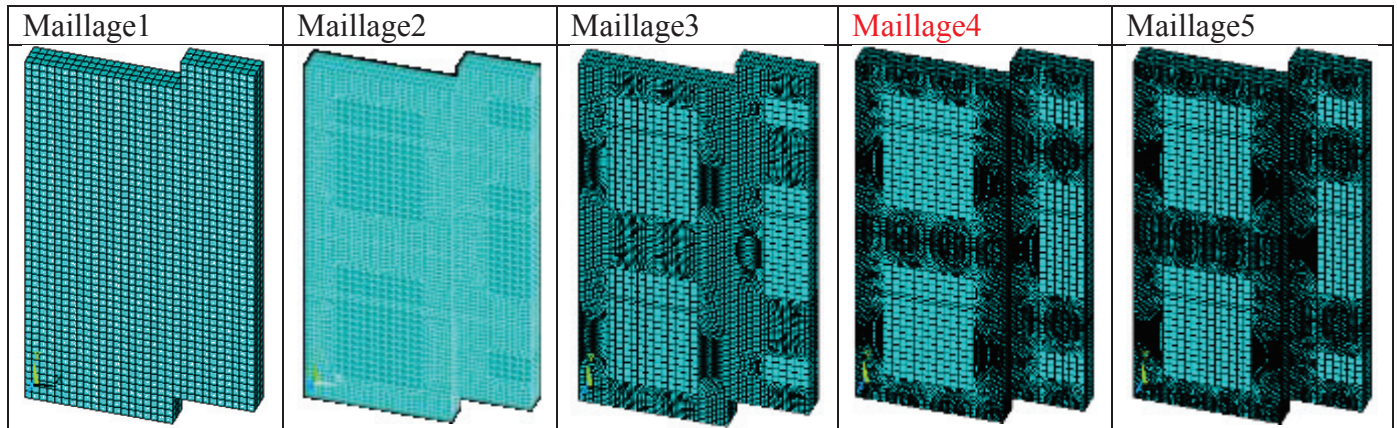


Figure AN4-25 : Relation entre la résistance en cisaillement et la contrainte de compression latérale des push-out avec les différents maillages (avec joints horizontaux)

### (c) Muret sous compression uniaxiale

Pour ce cas, quatre maillages sont proposés :

- Maillage1 : tous les éléments mesurent  $10 \times 10 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (6474 éléments)
- Maillage2 : la taille des éléments à l'intérieur des briques est identique par rapport au maillage 1 ; les éléments dans le mortier mesurent  $5 \times 5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  et les éléments autour de la frontière mesurent  $5 \times 10 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (15678 éléments)
- Maillage3 : la taille des éléments dans le mortier et à l'intérieur des briques est identique par rapport au maillage 2 ; les éléments autour de la frontière mesurent désormais  $5 \times 5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (20430 éléments) ;
- Maillage4 : les éléments dans le mortier mesurent  $2,5 \times 2,5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  ; les éléments autour de la frontière mesurent  $2,5 \times 5 \times 12,5 \text{ mm}^3$  (48024 éléments).



Tableau AN4-13 : géométrie des maillages de muret

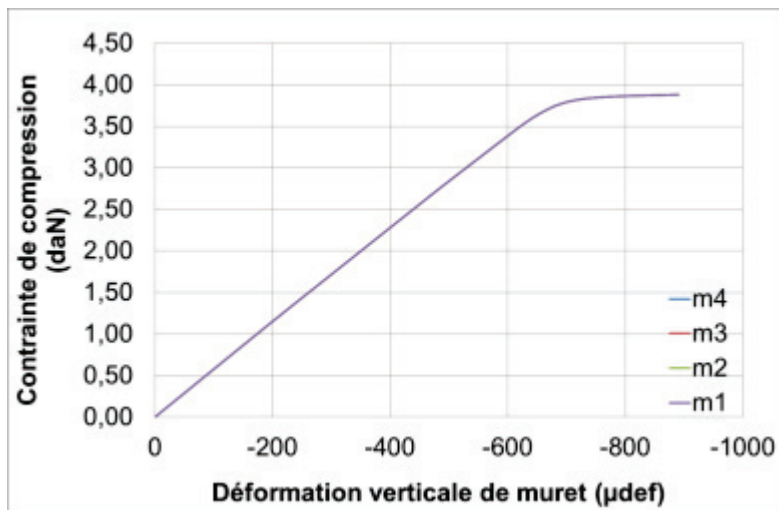
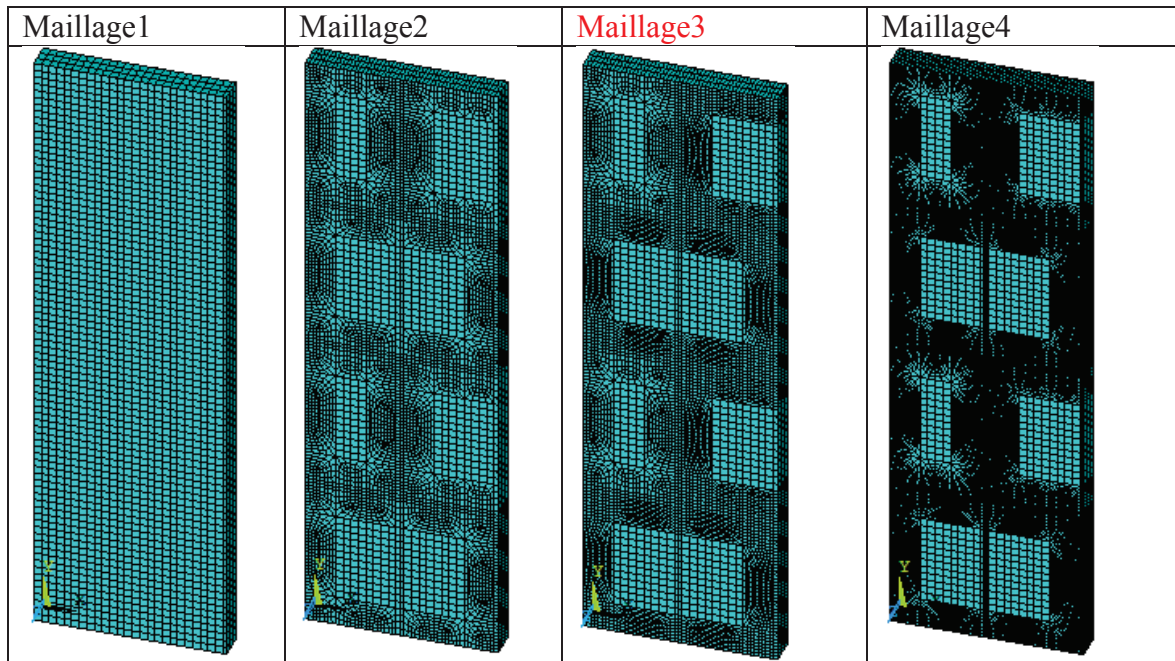
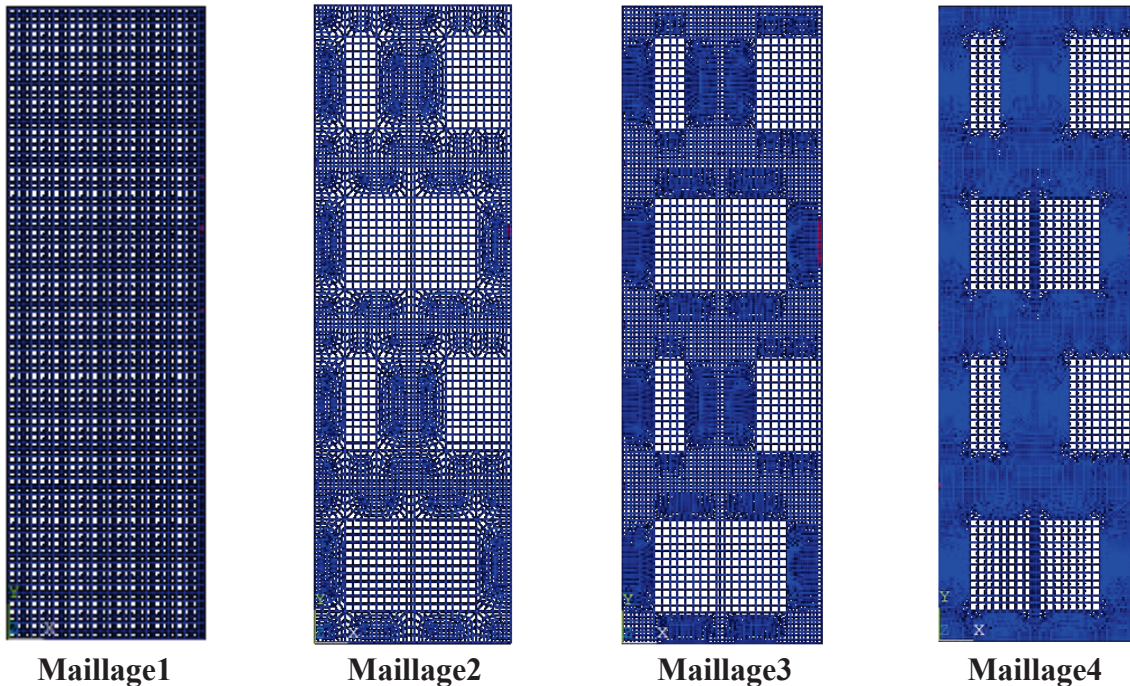


Figure AN4-26 : Relation entre la contrainte de compression et la déformation verticale des murets pour les quatre maillages proposés

**Maillage1****Maillage2****Maillage3****Maillage4****Figure AN4-27 : Fissuration des joints de mortier pour les quatre maillages proposés**

Il est à noter qu'il y a une très faible différence concernant la relation contrainte de compression - déformation verticale des murets entre ces quatre maillages proposés. Toutefois, en ce qui concerne le mode de rupture à la charge ultime, on peut trouver qu'il y a des fissurations des joints verticaux au centre des murets. Ces fissures sont bien capturées pour les maillages plus fins (maillage3 et maillage4).

#### (d) Mur non renforcé

Pour ce cas, quatre maillages sont proposés :

- Maillage1 : la taille des éléments dans le mortier est  $10 \times 20 \times 18,75 \text{ mm}^3$  ; les éléments autour de la frontière et à l'intérieur de brique mesurent  $20 \times 20 \times 18,75 \text{ mm}^3$  (8140 éléments)
- Maillage2 : les éléments dans le mortier mesurent  $10 \times 10 \times 18,75 \text{ mm}^3$  ; la taille des éléments autour de la frontière est de  $10 \times 20 \times 18,75 \text{ mm}^3$  (18474 éléments)
- Maillage3 : la taille des éléments de mortier est identique par rapport au maillage2 ; la taille des éléments autour de la frontière est de  $10 \times 10 \times 18,75 \text{ mm}^3$  (29058 éléments)
- Maillage4 : la taille des éléments de mortier est de  $5 \times 10 \times 18,75 \text{ mm}^3$  ; la taille des éléments autour de la frontière du maillage 3 est conservée (32100 éléments)

**Tableau AN4-14 : géométrie des maillages du mur non renforcé**

Maillage1	Maillage2	Maillage3	Maillage4



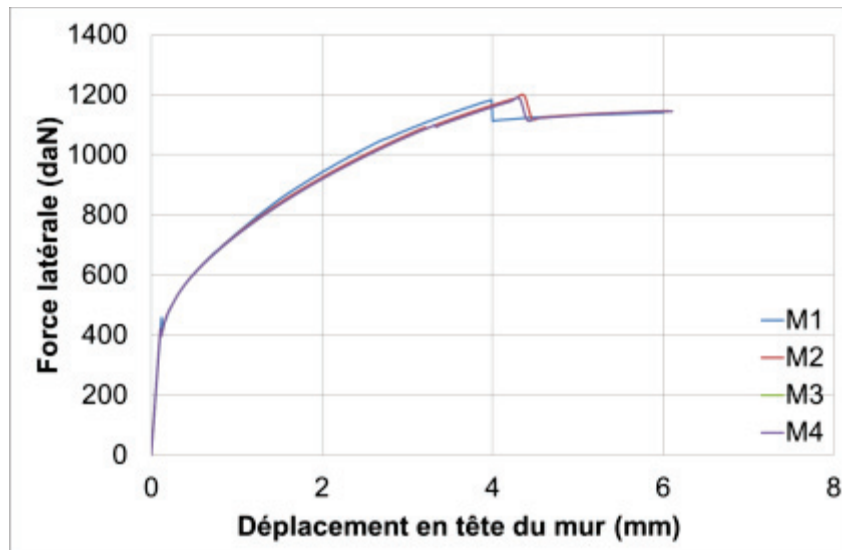


Figure AN4-28 : Courbes force – déplacement latéral en tête du mur non renforcé selon les différents maillages proposés

#### Annexe 4.2. Étude paramétrique

##### (e) Influence du module d'Young des briques et du mortier

A noter que ces deux paramètres sont déterminés expérimentalement à partir d'essais sur les murets. Toutefois, nous avons quand même fait varier ces valeurs afin de mieux comprendre l'influence de ces deux paramètres sur les comportements d'assemblage à l'échelle du matériau :

##### ➤ Influence du module d'Young des briques

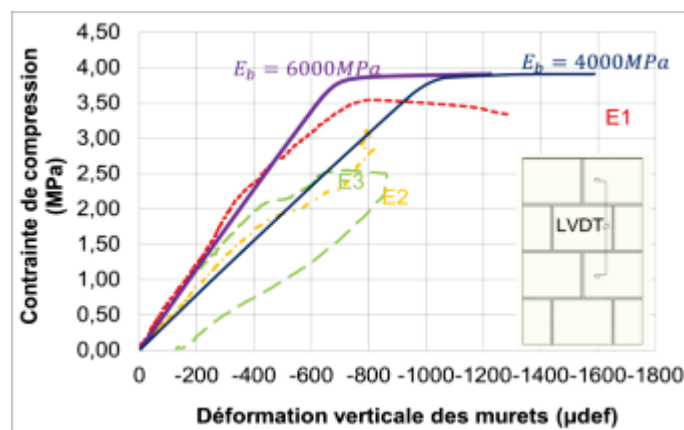


Figure AN4-29 : Influence du module d'Young des briques ( $E_b$ ) sur le comportement du muret

##### ➤ Influence du module d'Young du mortier

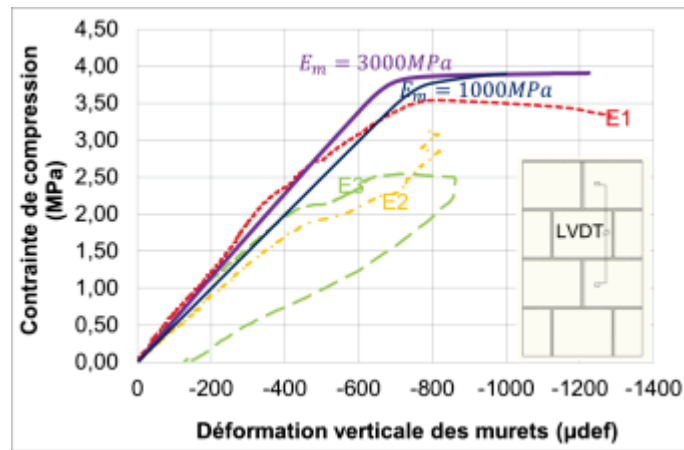


Figure AN4-30 : Influence du module d'Young du mortier ( $E_m$ ) sur le comportement du muret

A partir de ces résultats, on peut trouver que les modules d'Young des briques et du mortier influencent la rigidité des murets. Toutefois, l'influence du module d'Young des briques est beaucoup plus importante que celle du mortier. Cela peut être expliqué par le fait que l'épaisseur du mortier est très faible en comparaison à la hauteur et à la largeur des briques.

(f) Influence de la résistance en compression des briques

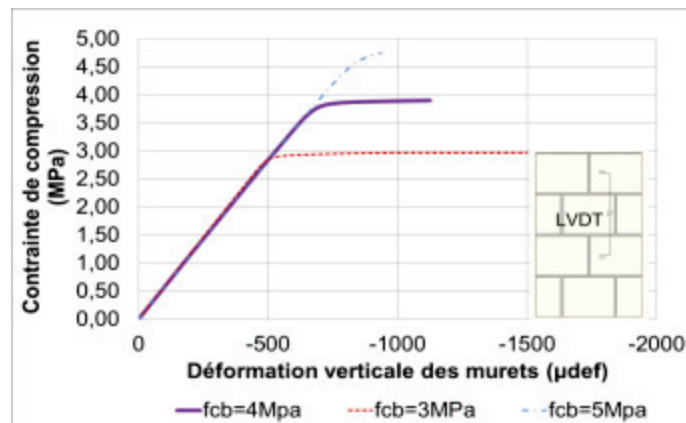
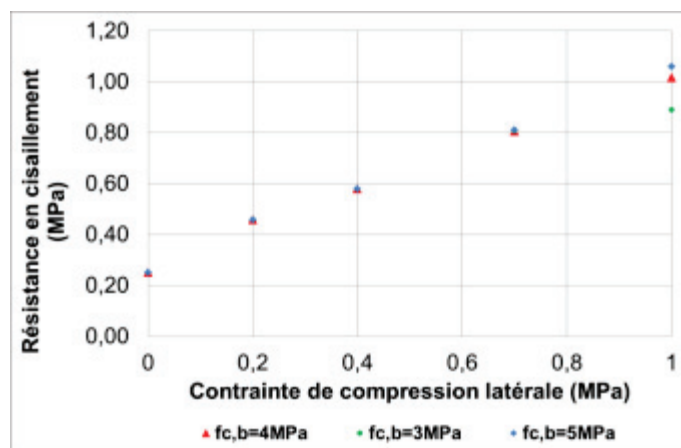
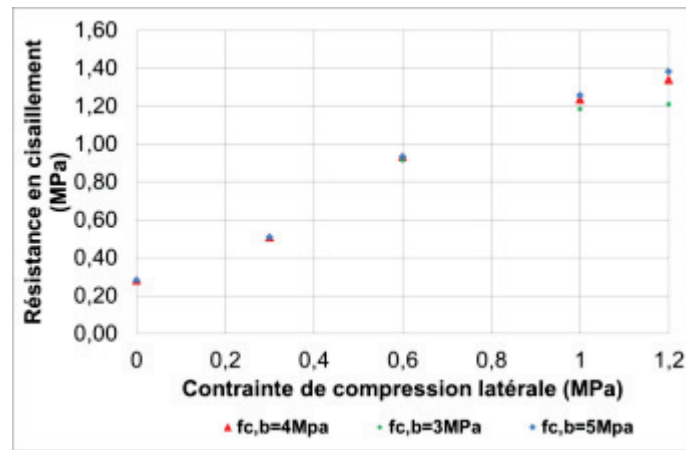


Figure AN4-31 : Influence de la résistance en compression des briques ( $f_{c,b}$ ) sur le comportement du muret



(a)

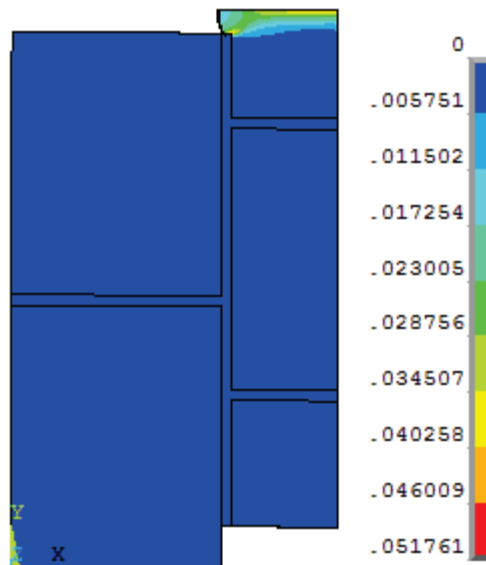


(b)

**Figure AN4-32 : Influence de la résistance des briques ( $f_{c,b}$ ) sur le critère de rupture des push-out sans joints horizontaux (a) et avec joints horizontaux (b)**

Ce paramètre influence fortement le comportement des murets (notamment au niveau de la résistance).

En ce qui concerne l'influence de ce paramètre sur le critère au cisaillement des push-out, il est à noter que si la valeur de ce paramètre est supérieure que 4 Mpa, il n'y a pas d'influence. Toutefois, si cette valeur diminue et devient inférieure à 3 Mpa, la résistance des push-out diminue fortement dans le cas où la compression latérale est importante. En effet, la rupture des push-out dans ce cas est bornée par la plastification de la brique centrale.



**Figure AN4-33 : Déformation plastique de la brique centrale des push-out constitués avec des joints horizontaux (contrainte de compression latérale égale à 1MPa)**

**(g) Influence de la résistance en compression du mortier**

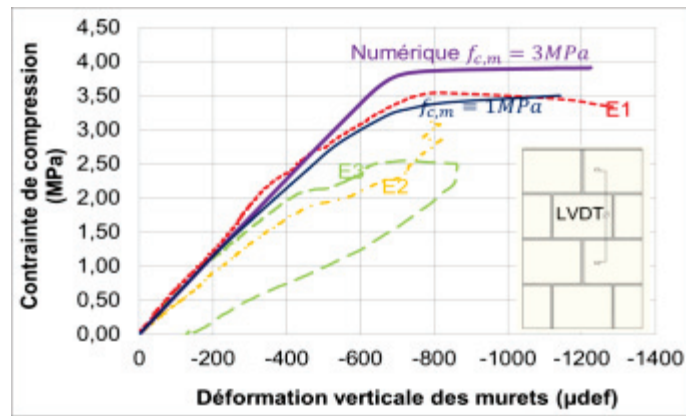
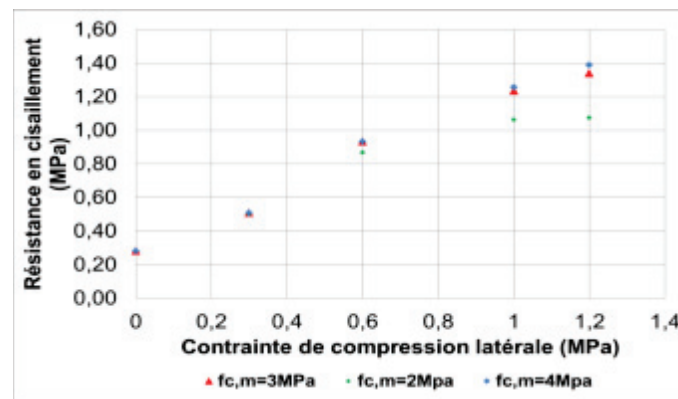
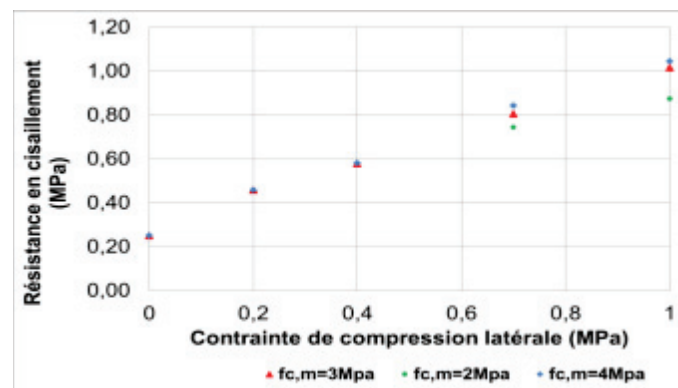


Figure AN4-34 : Influence de la résistance en compression du mortier ( $f_{c,m}$ ) sur le comportement du muret



(a)



(b)

Figure AN4-35 : Influence de la résistance du mortier ( $f_{c,m}$ ) sur le critère de rupture des push-out sans joints horizontaux (a) et avec joints horizontaux (b)

La résistance à la compression du mortier influence aussi le comportement des murets, bien que cette influence soit beaucoup moins importante en comparaison avec l'influence de la résistance en compression des briques sur ce comportement puisque l'épaisseur du mortier est très faible (voir plus haute).

Concernant l'influence de ce paramètre sur le critère au cisaillement du joint de mortier, quand ce paramètre est diminué à 2 MPa, il va baisser la résistance au cisaillement des push-out à grande compression latérale. En effet, en cours de fissuration, le mortier vertical va atteindre la limite en compression.

(h) Influence de la résistance en traction du mortier

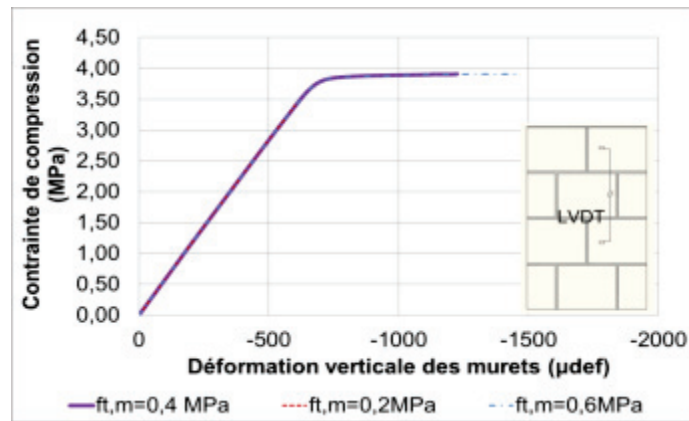
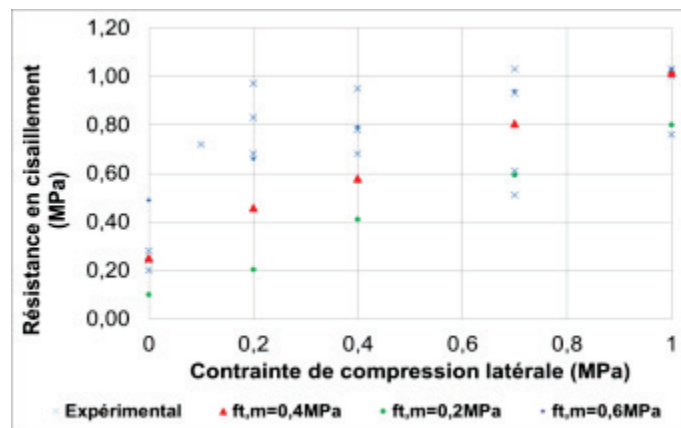
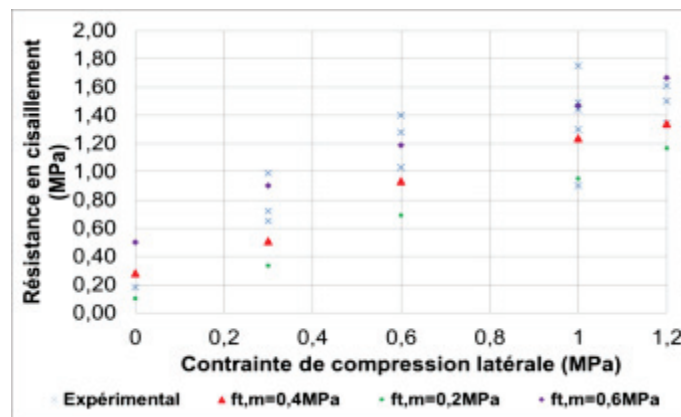


Figure AN4-36 : Influence de la résistance en traction du mortier ( $f_{t,m}$ ) sur le comportement du muret



(a)



(b)

Figure AN4-37 : Influence de la résistance en traction du mortier ( $f_{t,m}$ ) sur le critère de rupture en cisaillement : (a)-avec joints horizontaux ; (b)-sans joints horizontaux.

L'étude de l'influence de la résistance en traction du mortier montre que ce paramètre influence principalement la résistance au cisaillement lors des push-out.

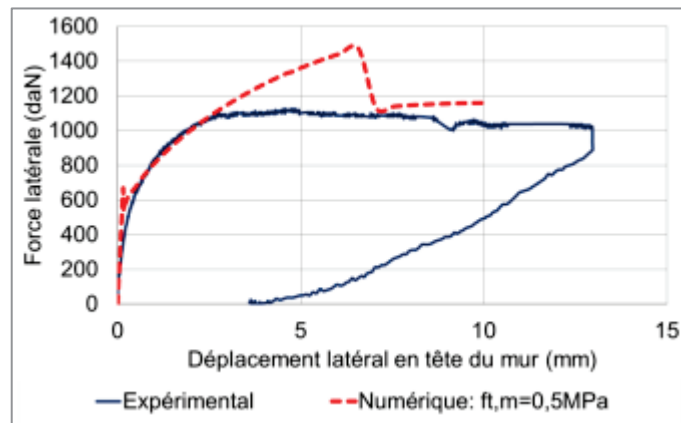


Figure AN4-38 : Comparaison numérique – expérimental du comportement global du mur non renforcé pour le cas la résistance en traction du mortier ( $f_{t,m}$ ) est égale à 0,5MPa

- (i) Influence du coefficient de transfert au cisailment lors d'une ouverture ( $\beta_t$ ) ou fermeture ( $\beta_c$ ) de fissure :
- Influence de  $\beta_t$

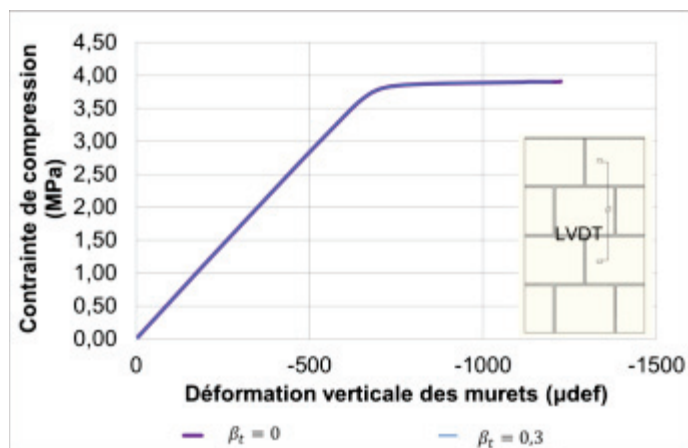
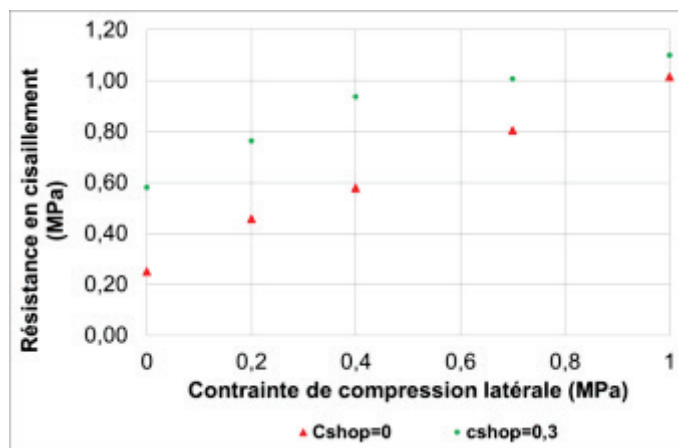
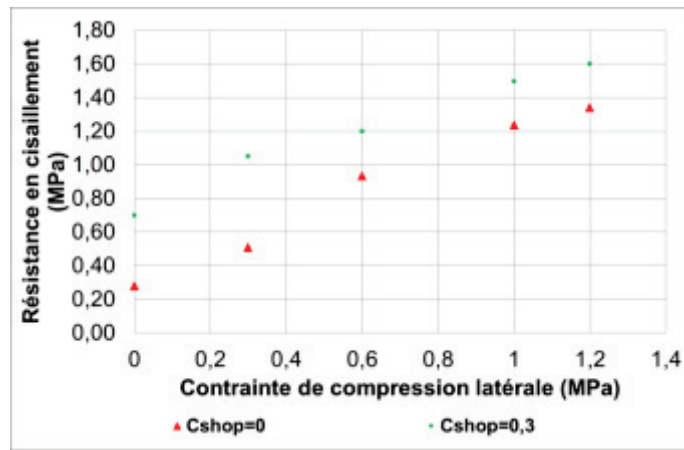


Figure AN4-39 : Influence du coefficient d'ouverture de fissure ( $\beta_t$ ) sur le comportement en compression des murs



(a)





(b)

Figure AN4-40 : Influence du coefficient d'ouverture de fissure ( $\beta_t$ ) sur le critère de rupture en cisaillement : (a)-avec joints horizontaux ; (b)-sans joints horizontaux.

Ce coefficient de transfert le cisaillement lors d'une ouverture de fissure influence le critère au cisaillement des push-out.

- Influence du  $\beta_c$  : aucune influence n'a été trouvée pour ce coefficient (tous les résultats sont identiques quand on change ce paramètre). En effet, ce coefficient représente le transfert du cisaillement lors d'une fermeture de fissure. Or, dans toutes les modélisations des essais de la présente étude, les chargements sont effectués de manière statique monotone, les fermetures de fissure ne sont pas sollicitées.

(j) Comportement du mur non renforcé dans le cas où le coefficient  $\beta_t$  est faible (mais différent de 0) et où la résistance en traction du mortier est aussi faible

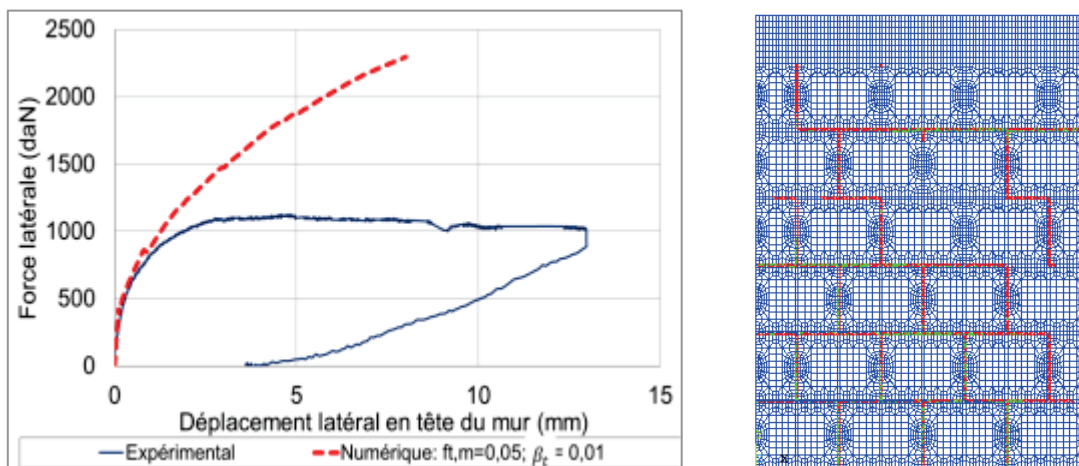


Figure AN4-41 : Influence du coefficient d'ouverture de fissure ( $\beta_t$ ) sur le critère de rupture en cisaillement : (a)-avec joints horizontaux ; (b)-sans joints horizontaux.

### Détermination des paramètres à donner dans ces modèles à partir de cette étude paramétrique :

- A noter que les modules d'Young et les coefficients de Poisson des briques et du mortier déterminés expérimentalement à l'échelle du matériau (voir chapitre 2) sont utilisés :  
 $E_b = 6000\text{MPa}$  ;  $\nu_b = 0,3$   
 $E_m = 3000\text{MPa}$  ;  $\nu_b = 0,3$
- A partir de cette étude paramétrique qui a lieu principalement à l'échelle du matériau sur les résultats expérimentaux des murets et des push-out, nous pouvons trouver qu'en dehors des paramètres mécaniques des matériaux constitutifs, le coefficient de transfert lors d'une ouverture de fissure est un paramètre qui influence grandement le comportement des push-out et notamment du mur non renforcé. Il est difficile de déterminer ce coefficient seulement à partir des résultats des push-out qui dépendent non seulement de ce paramètre mais aussi de la résistance en traction du mortier. Il est donc nécessaire de se reporter au comportement du mur non renforcé. Avec le résultat montré sur la **Figure AN4-41**, on peut trouver que si ce coefficient est différent de 0 (même s'il est faible : 0,01) la capacité ultime est encore surestimée de manière importante par rapport au résultat expérimental même si la résistance en traction du mortier est déjà très faible (seulement 0,05 MPa). Nous avons donc opté pour une valeur nulle de ce paramètre dans toutes les études numériques.
- Le coefficient  $\beta_c$  peut être pris égal à 1 comme proposé dans l'étude de Kachlakev [KAV(2001)] puisqu'il n'influence pas les résultats.
- La détermination de la résistance en traction du mortier devrait se baser sur les résultats des push-out puisque ce paramètre les influence de façon importante. Toutefois, compte tenu de la forte dispersion des résultats expérimentaux, il est difficile de déterminer ce paramètre puisqu'il nous semble qu'une valeur comprise entre 0,4 MPa et 0,6 Mpa est adaptée. Il est donc nécessaire de se reporter au cas du mur non renforcé. Les résultats obtenus pour le cas  $f_{t,m} = 0,4 \text{ MPa}$  (présentés dans le corps de cette thèse) sont conformes aux résultats expérimentaux tandis qu'avec 0,5 MPa un écart assez important a été trouvé (25%) ; **Figure AN4-38**. Donc une valeur de 0,4 MPa a été choisie.
- La résistance à la compression des briques devrait être déterminée à partir des murets. L'étude paramétrique au-dessus indique qu'une valeur comprise entre 3MPa et 4MPa conduit à des résultats satisfaisants. Toutefois, si cette valeur diminue à 3 Mpa, la rupture des push-out pour le cas où la contrainte de compression latérale devient importante (au-delà de 1 MPa) est bornée par la plastification de la brique centrale ce qui n'est pas un mode de rupture caractéristique en cisaillement et ce n'est pas toujours le cas observé expérimentalement. De plus, les résistances au cisaillement sont sousestimées par rapport aux valeurs expérimentales. Une valeur de 4Mpa est donc choisie. De plus, cette valeur (4Mpa) choisie est exactement la valeur de la résistance caractéristique de ce type de briques, elle est aussi dans l'ordre de grandeur des valeurs mesurées par des essais de compression uniaxiale sur des briques seules (entre 3MPa et 10MPa).
- La résistance à la compression du mortier devrait être inférieure à la résistance en compression des briques pour ce type de maçonnerie « normale », elle est donc égale ou inférieure à environ 3MPa. La valeur de ce paramètre est donc estimée entre 1MPa et 3MPa. Toutefois, en ce qui concerne l'influence de ce paramètre sur le critère au cisaillement des push-out, si ce paramètre est diminué à 2MPa, la résistance des push-out à grande compression latérale (à 1,2MPa pour le cas sans joints horizontaux) est trop faible (sous-

estimation assez importante (25%) par rapport à la plus petite des valeurs expérimentales). Une valeur de 3MPa a donc été choisie pour ce paramètre.

La pertinence de ces paramètres choisis est mise en évidence dans le corps de cette thèse.

#### Annexe 4.3. Comportement global lors qu'on applique seulement le modèle « concrete » pour le mortier

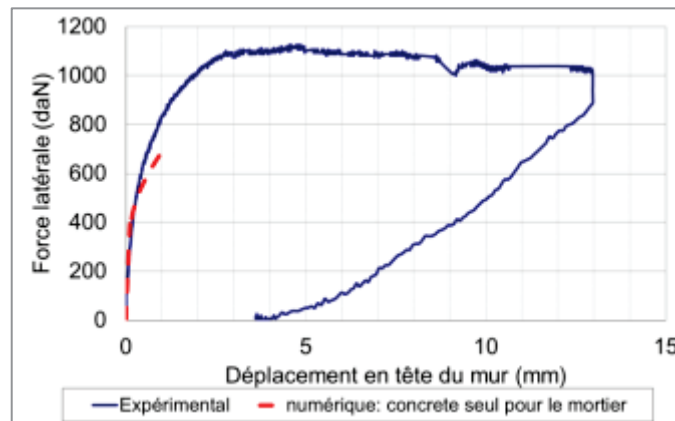


Figure AN4-42 : Comportement global numérique dans le cas où seul le modèle concrete pour le mortier est appliqué.

#### Annexe 4.4. Comportement local des jauges du mur non renforcé sous charge de compression.

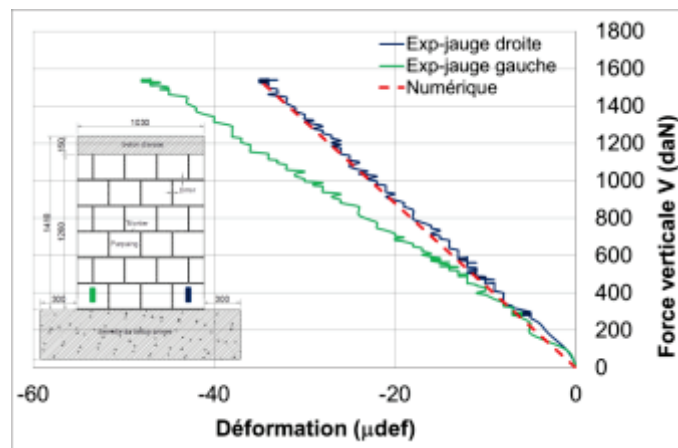
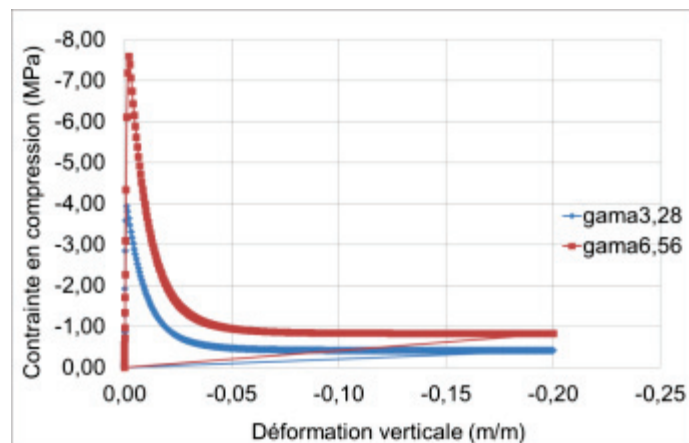
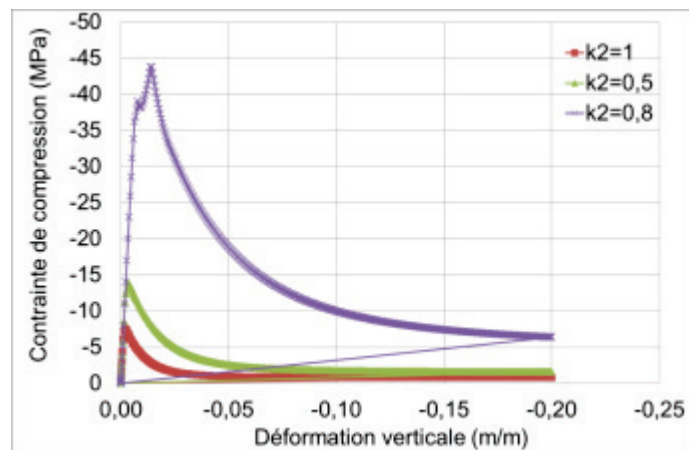
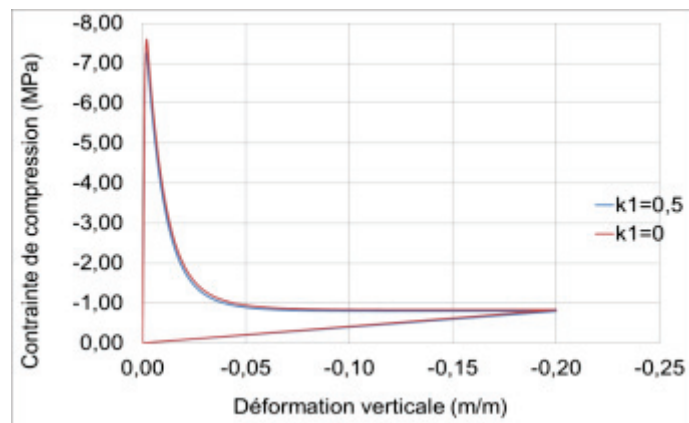
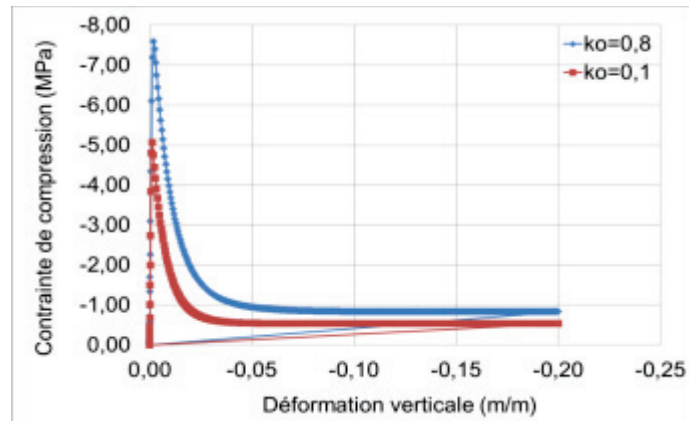
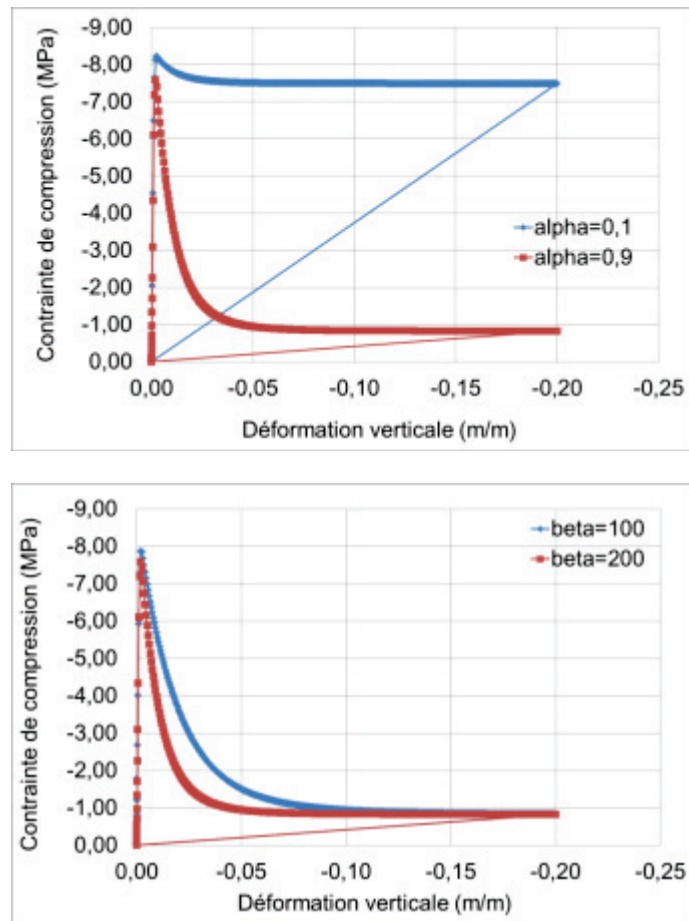
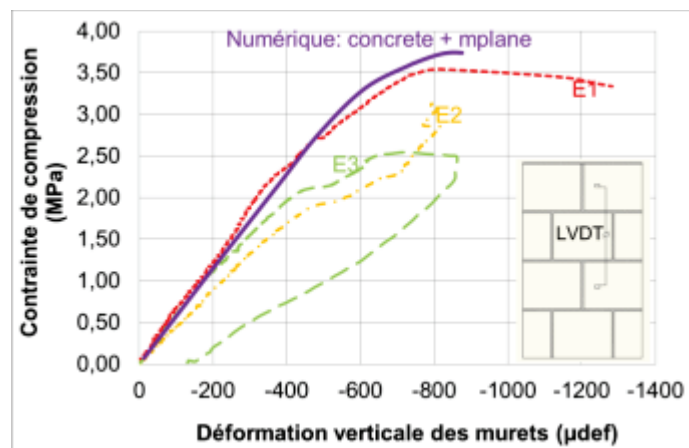


Figure AN4-43 : comparaison du comportement local du mur non renforcé

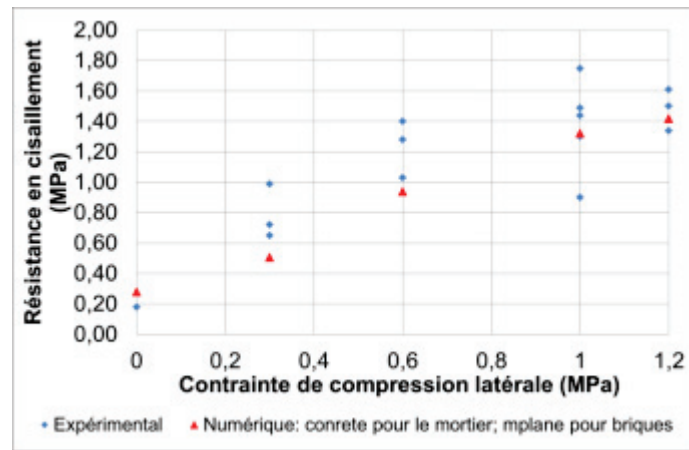
**Annexe 4.5. Modèle microplane (Influence de différents paramètres du modèle microplane sur le comportement en compression uniaxiale)**



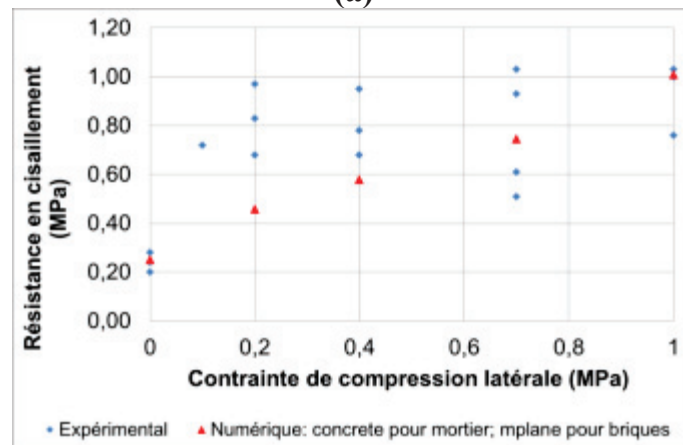
**Annexe 4.6. Résultats numériques des murets et des push-out pour le cas : modèle concrete pour le mortier et microplane pour les briques**



**Figure AN4-44 : comparaison du comportement global des murets entre expérimental et numérique (le modèle microplane est appliqué pour les briques)**



(a)



(b)

Figure AN4-45 : comparaison du critère de rupture des push-out entre expérimental et numérique (le modèle microplane est appliqué pour les briques) : (a)-sans joints horizontaux et (b)-avec joints horizontaux.

#### Annexe 4.7. Résultats numériques du mur non – renforcé pour le cas : modèle concrete pour le mortier et microplane pour les briques

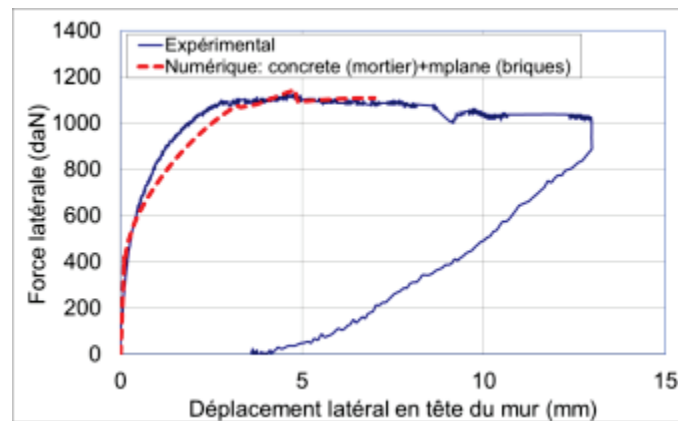
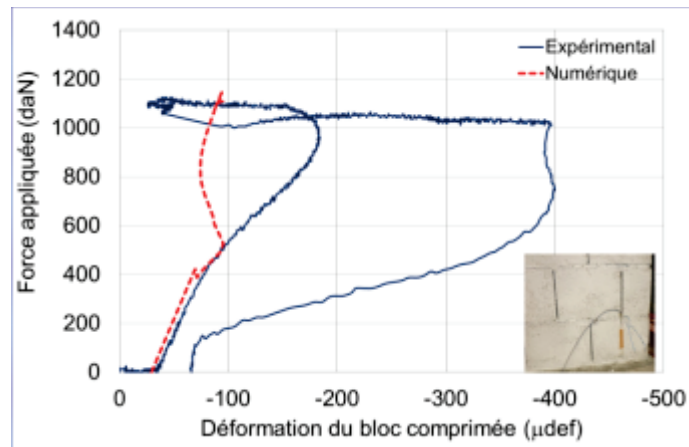


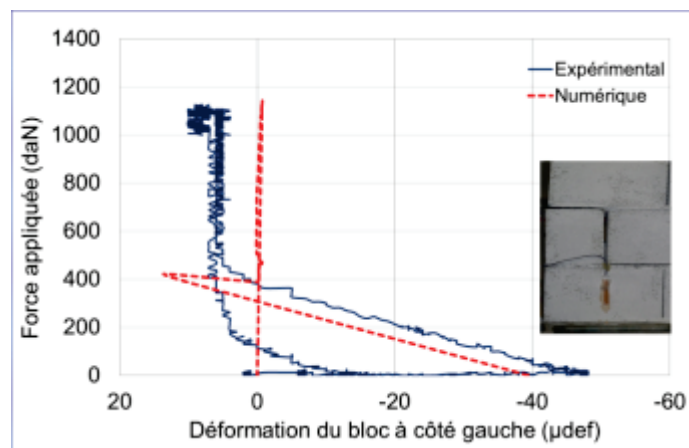
Figure AN4-46 : comparaison du comportement global du mur non renforcé



**! A noter que dans ce cas, le calcul s'arrête à cause d'un problème de nonconvergence à cause de l'endommagement de la brique (avec modèle microplane) du côté droit**



(a)

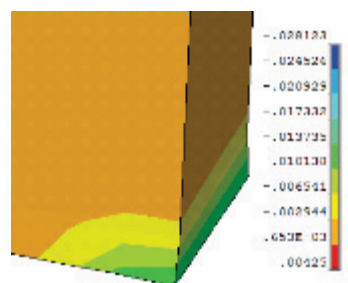


(b)

Figure AN4-47 : comparaison du comportement local du mur non renforcé



Fissures du joint inférieur



Déformation plastique de la brique du côté droit

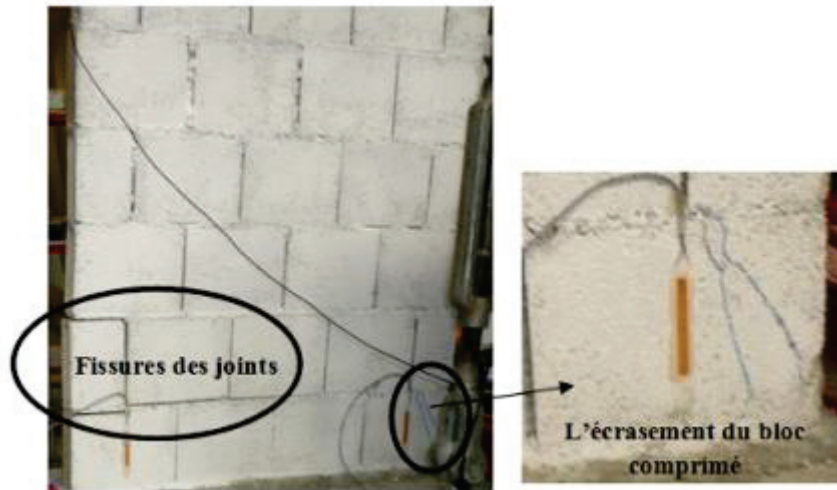
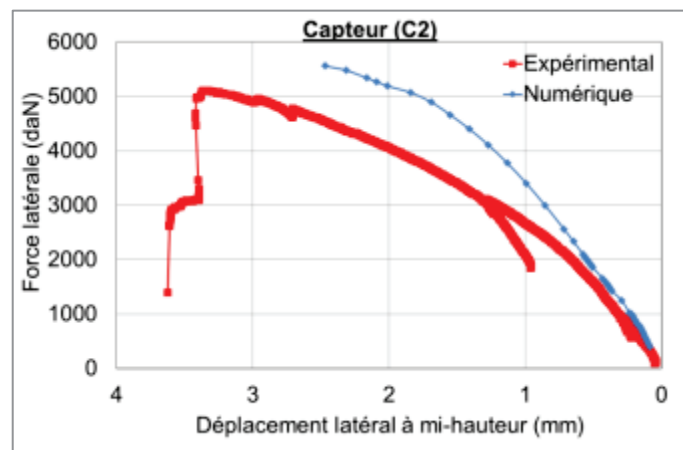


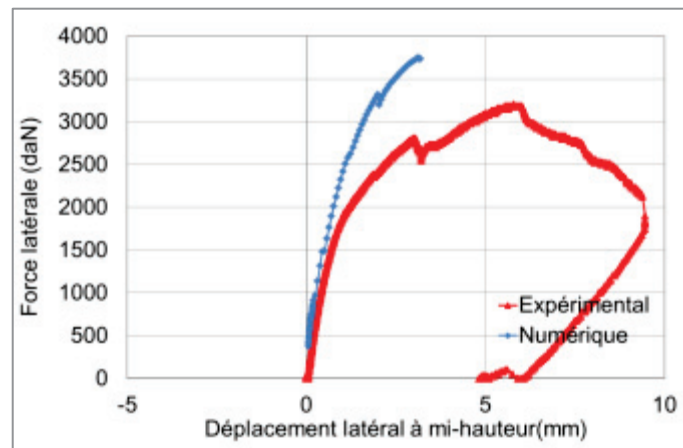
Figure AN4-48 : comparaison des modes de rupture

**Annexe 4.8.** Comparaison numérique-expérimental des courbes force-déformation à mi-hauteur ; le long de deux diagonales et des déformations locales (affichées par des jauges de déformation) des murs renforcés par FRP.

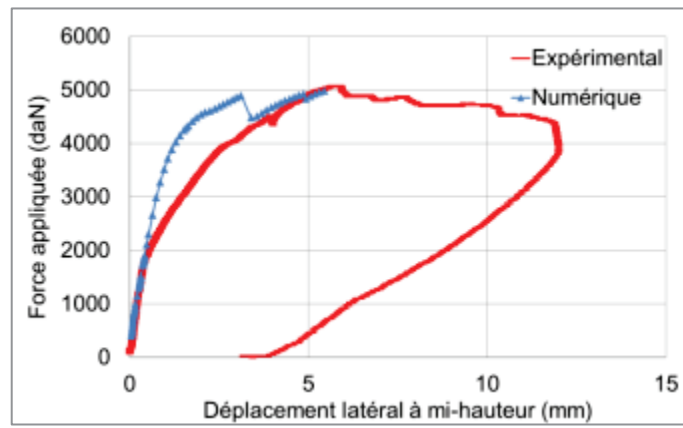
a) Capteur à mi-hauteur



(a)



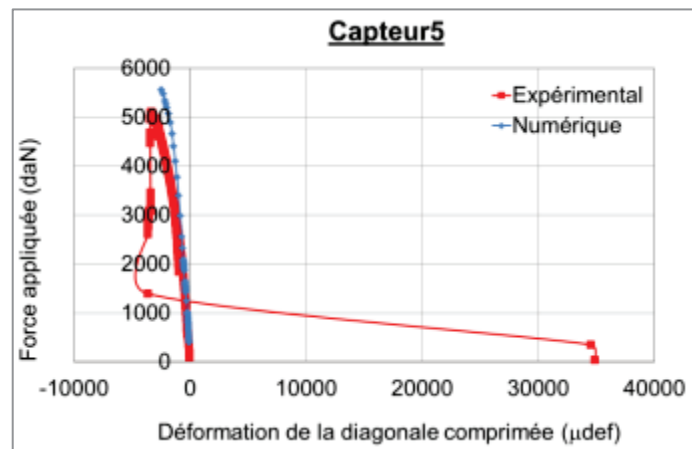
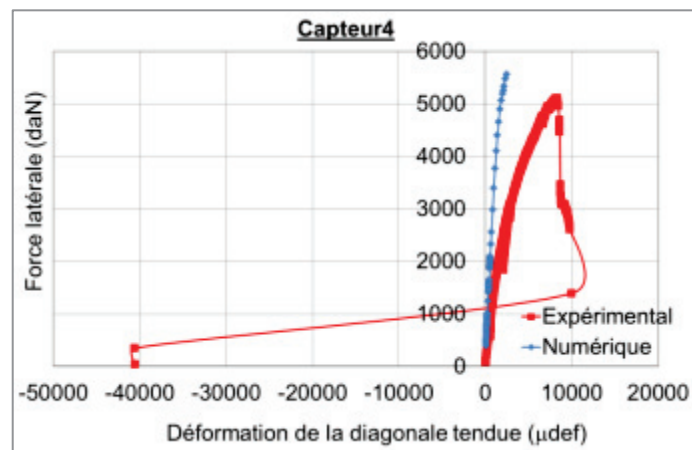
(b)



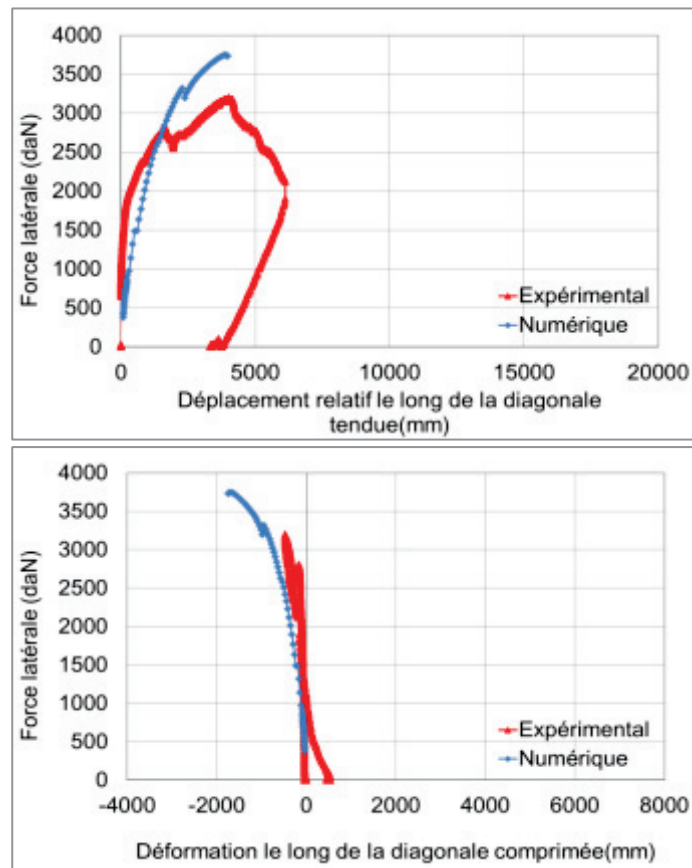
(c)

Figure AN4-49 : comparaison des résultats numérique/expérimental des déplacements latéraux à mi-hauteur des murs MRCG (a) ; MRC (b) et MRG (c).

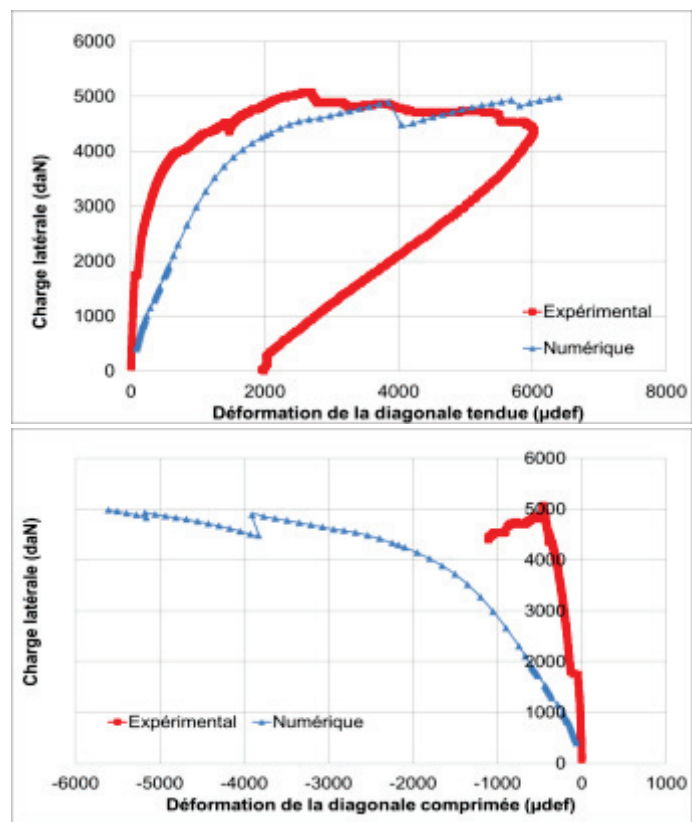
- b) Comparaison numérique-expérimental des courbes de force-déformation le long de deux diagonales



(a)



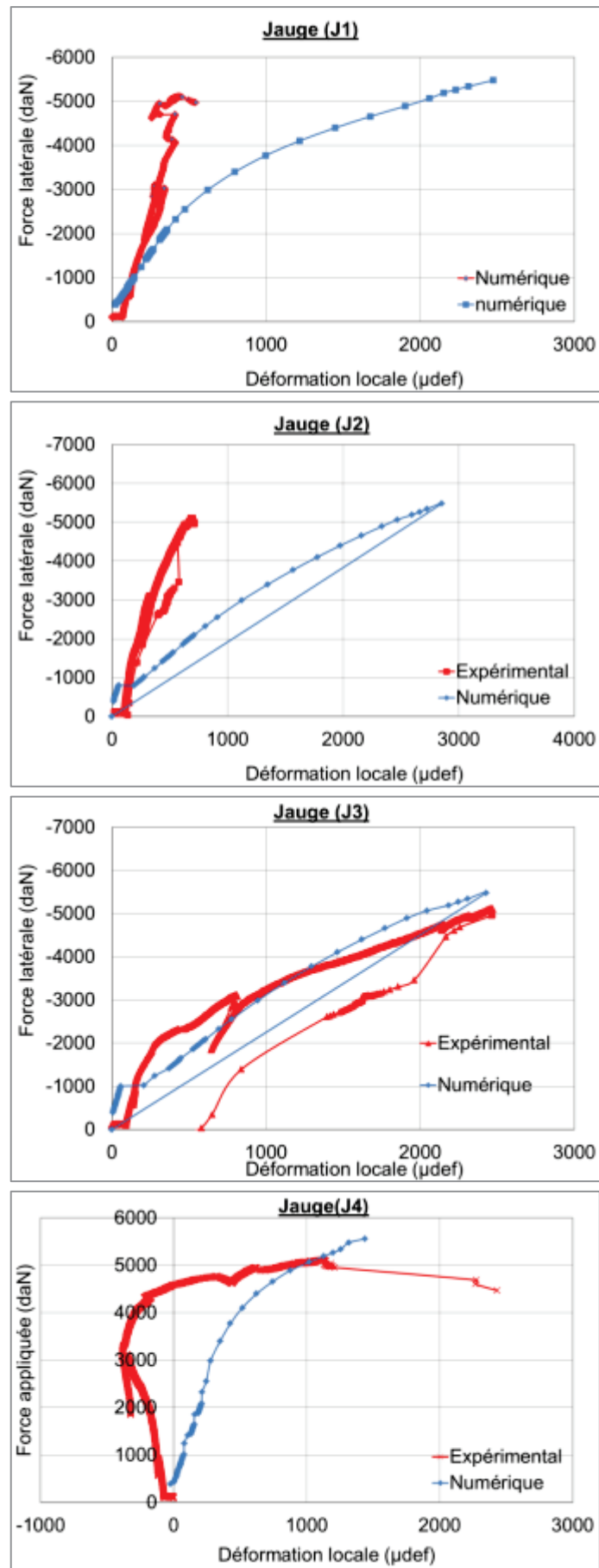
(b)

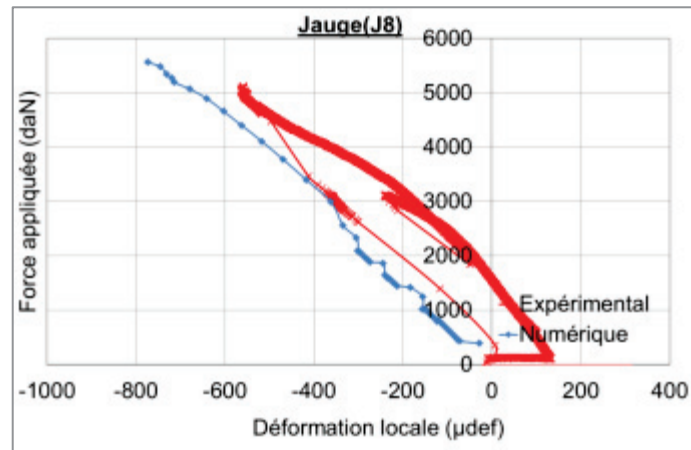
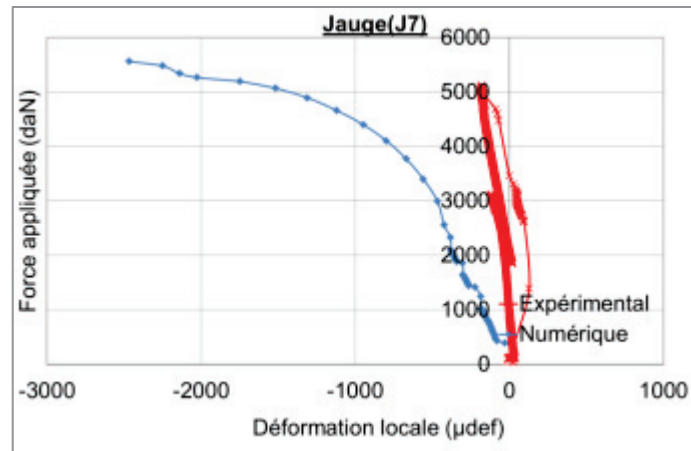
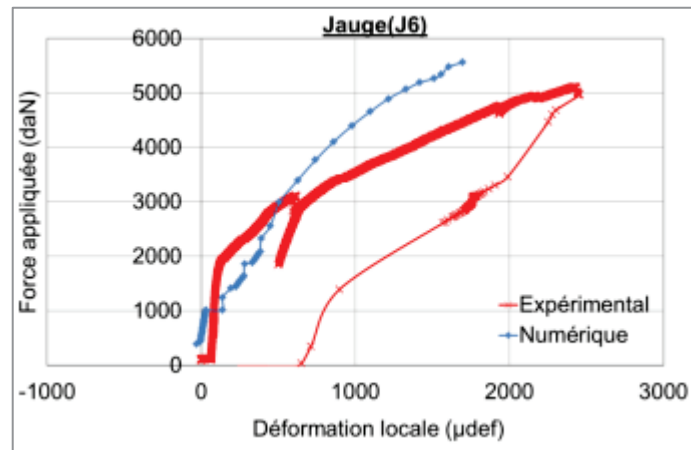
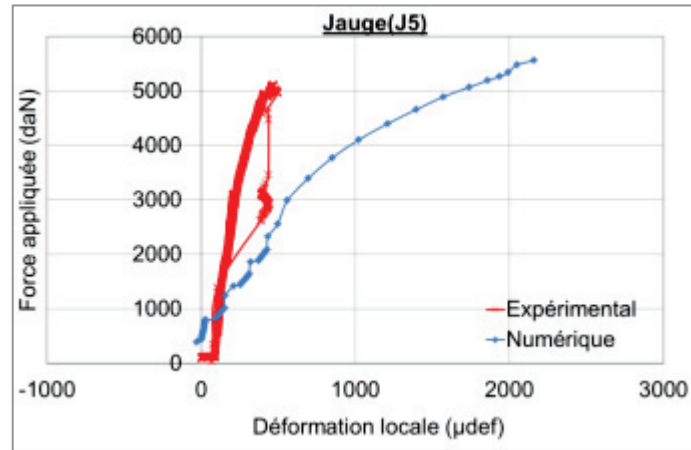


(c)

Figure AN4-50 : comparaison des résultats numérique/expérimental des déformations de deux bielles diagonales de murs MRCG (a) ; MRC (b) et MRG (c).

- c) Comparaison des déformations locales numérique/expérimentale  
➤ Mur MRCG (renforcé par CFRP+GFRP) :







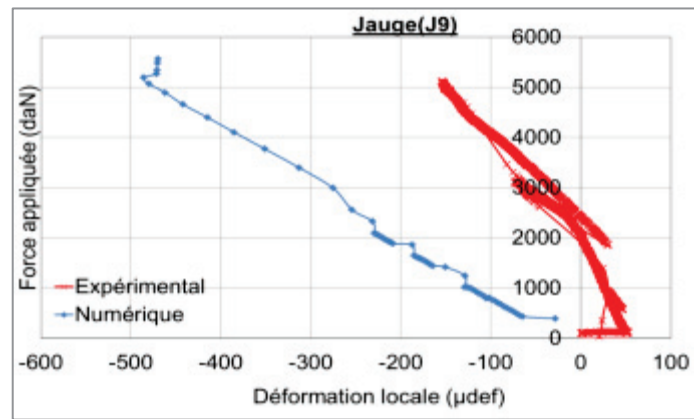
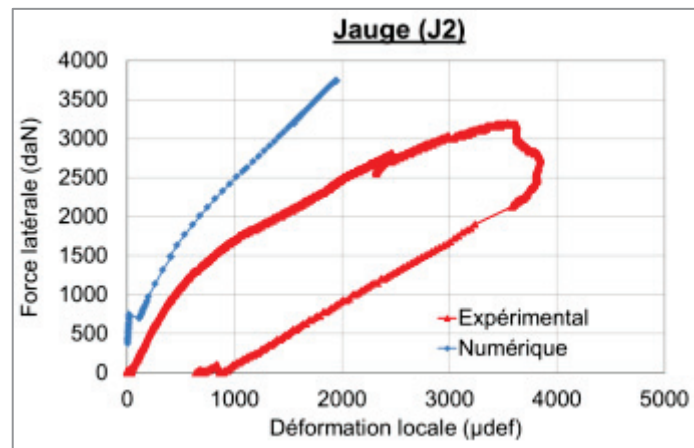
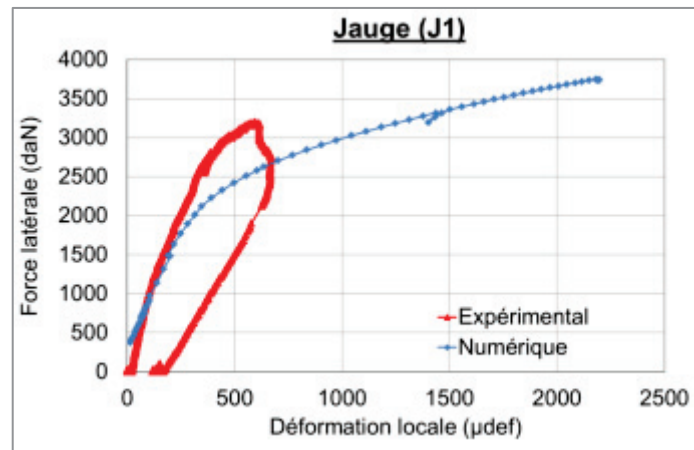
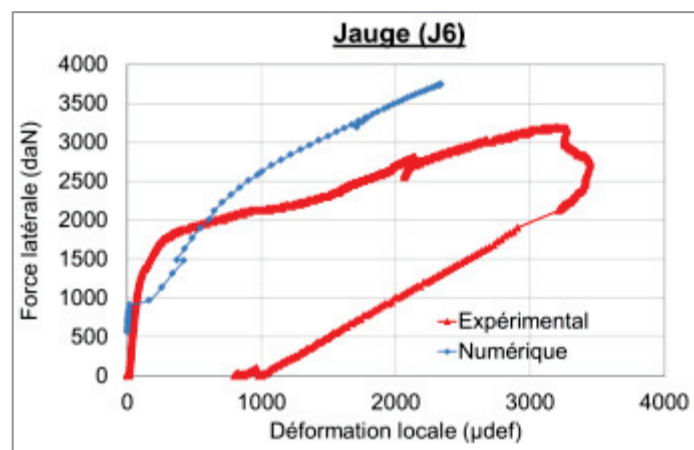
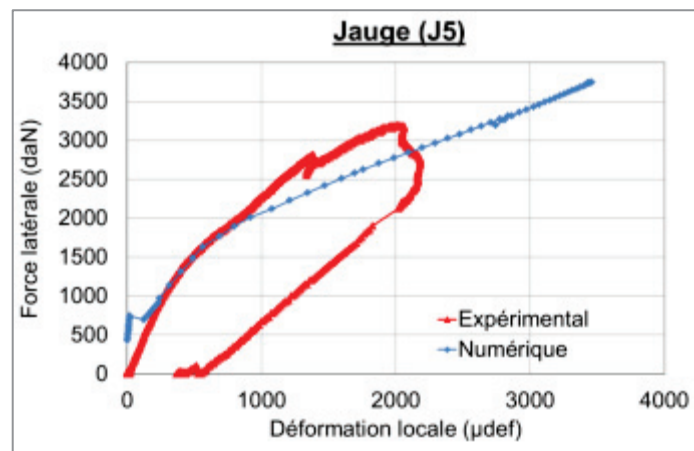
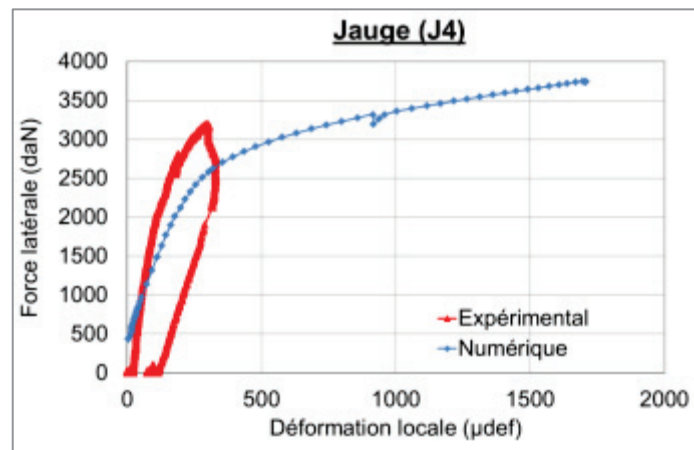
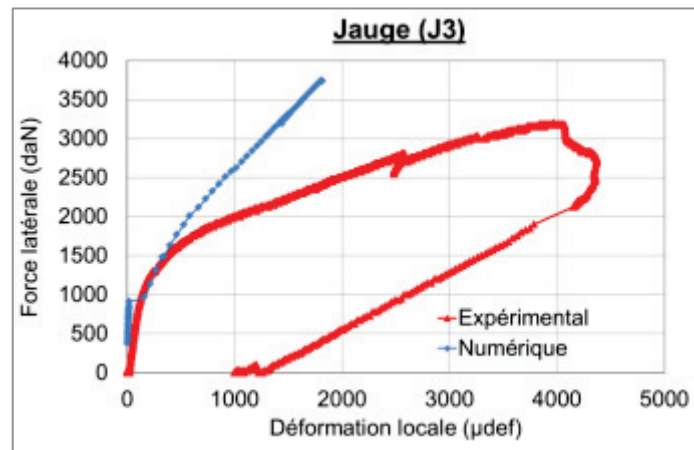


Figure AN4-51 : comparaison des déformations numérique/expérimentale des jauges de déformation du mur MRCG

➤ Mur MRC (renforcé par CFRP) :





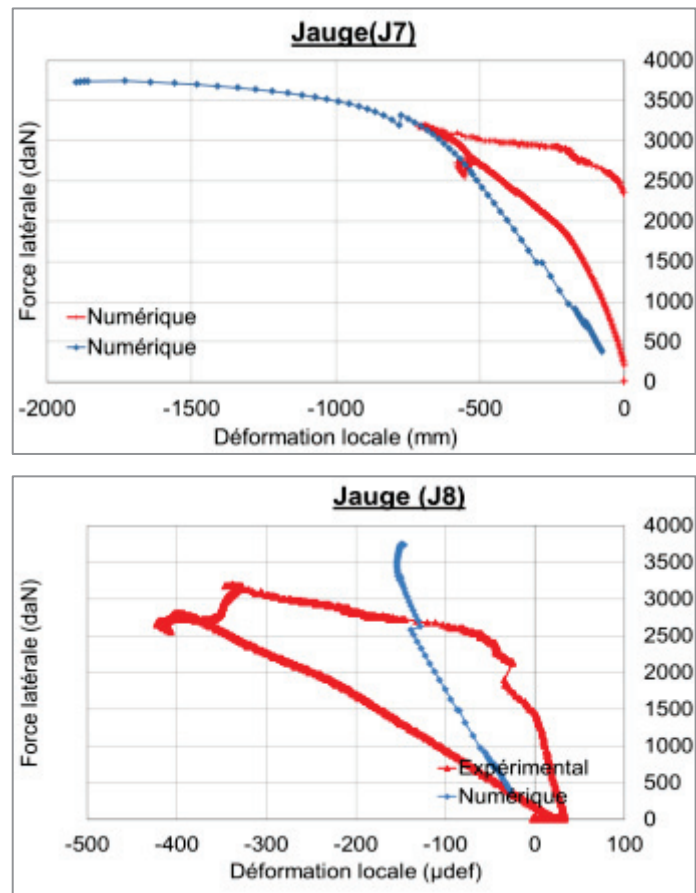
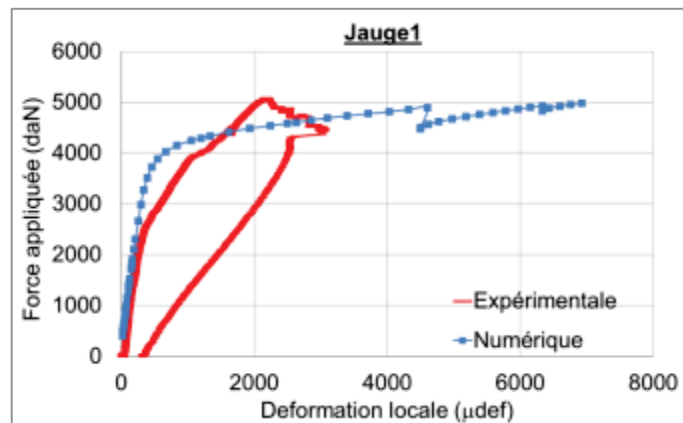
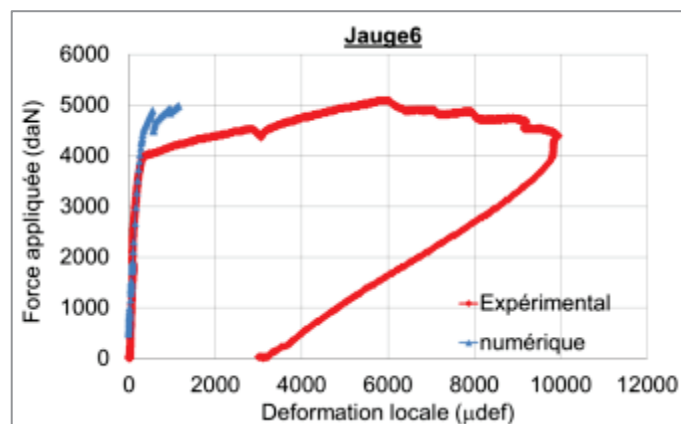
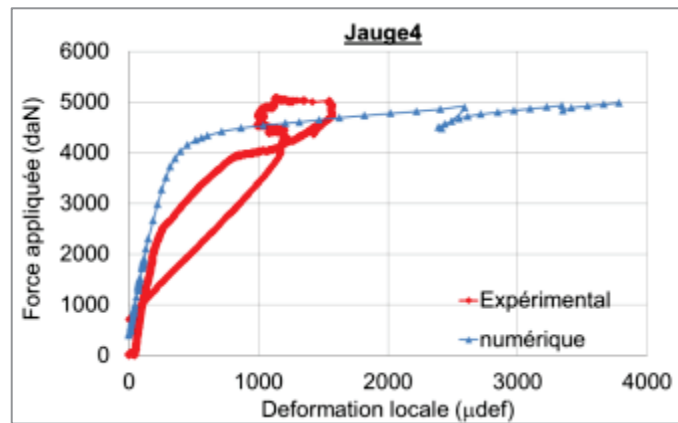
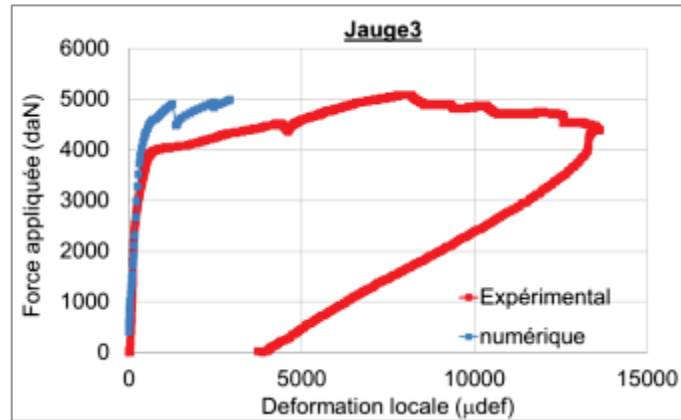
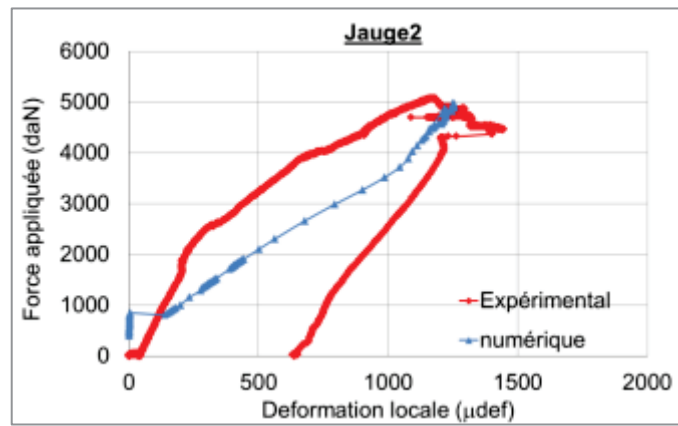


Figure AN4-52 : comparaison des déformations numérique/expérimentale des jauges de déformation du mur MRC

➤ Mur MRG (renforcé par GFRP) :





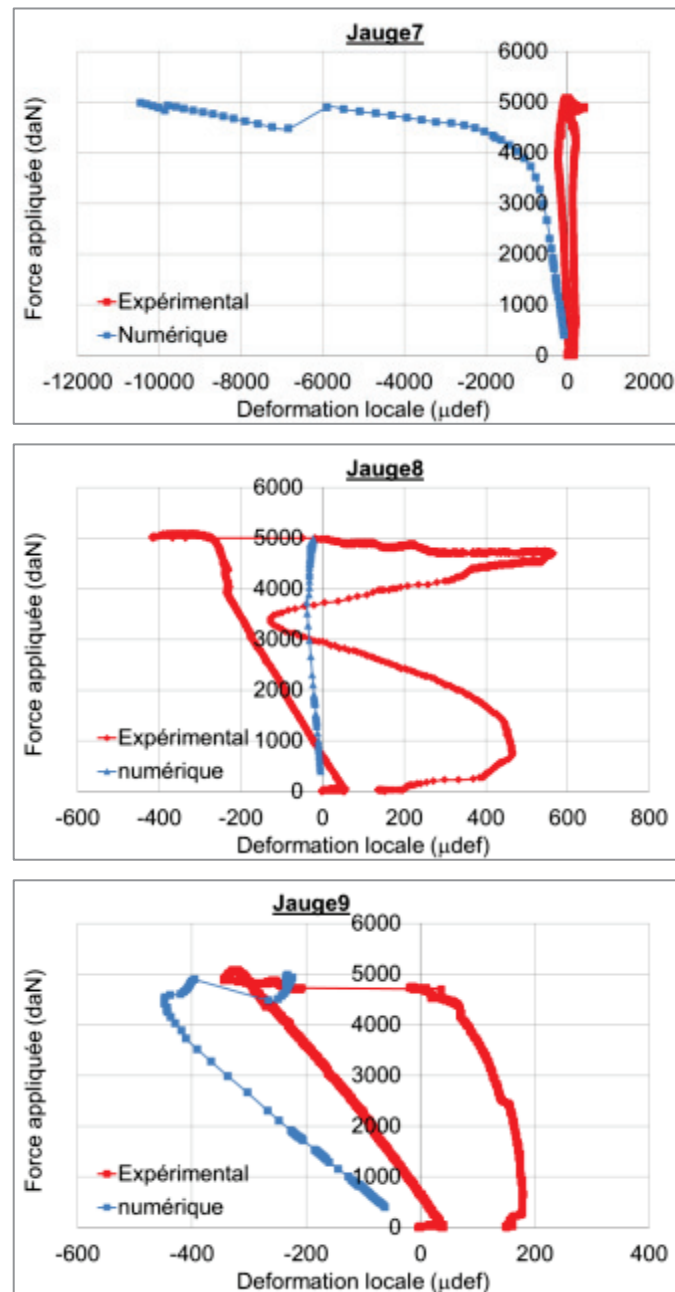


Figure AN4-53 : comparaison des déformations numérique/expérimentale des jauges de déformation du mur MRG

Annexe 4.9.

Comparaison numérique-expérimental des courbes de force-déformation à mi-hauteur ; le long de deux diagonales et des déformations locales (affichées par des jauges de déformation) du mur MRTRC2 (mur renforcé par trois couches de TRC), Dans ce cas, utilisation de l'approche homogène pour le TRC et l'épaisseur d'une couche de TRC est égale à 2,5mm.

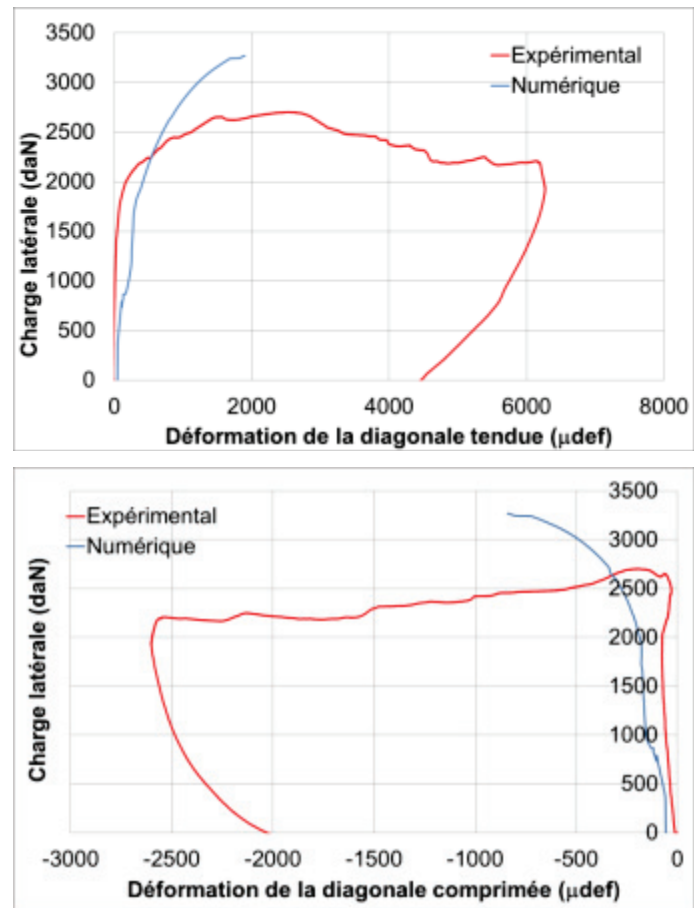
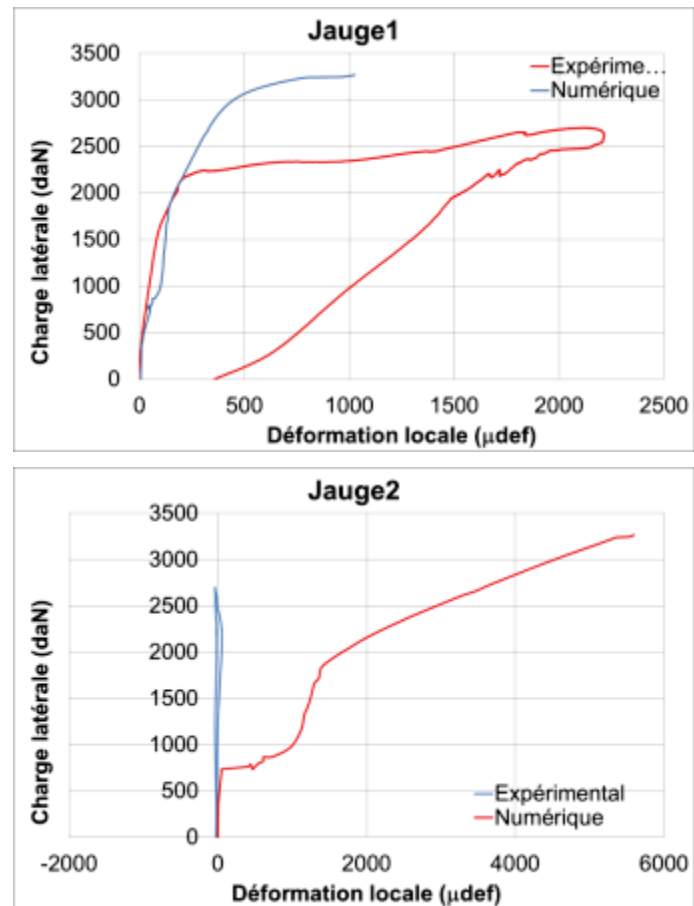
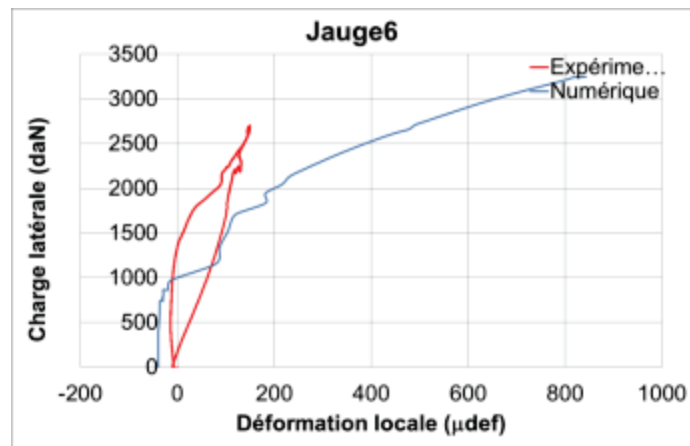
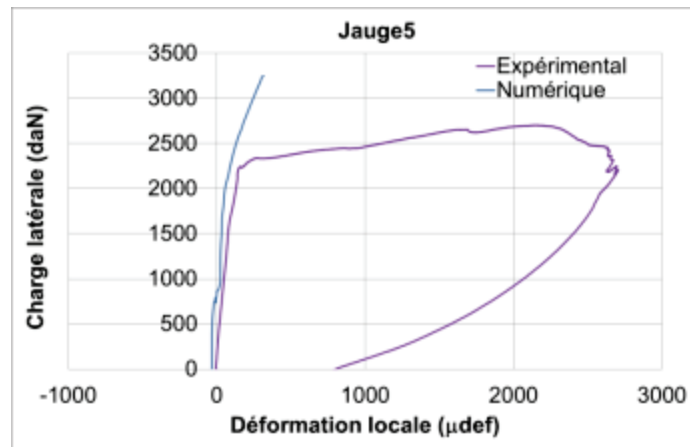
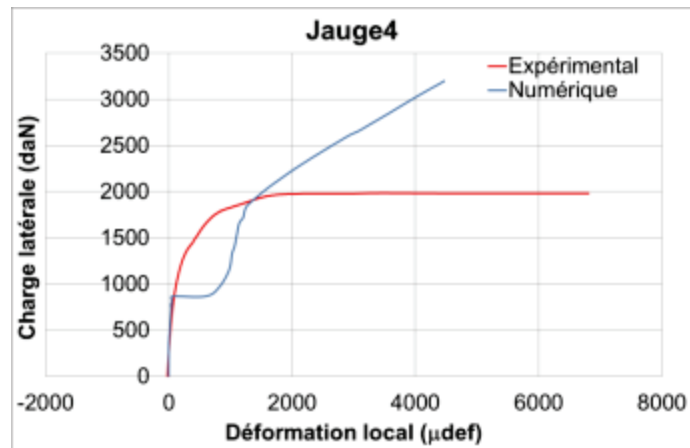
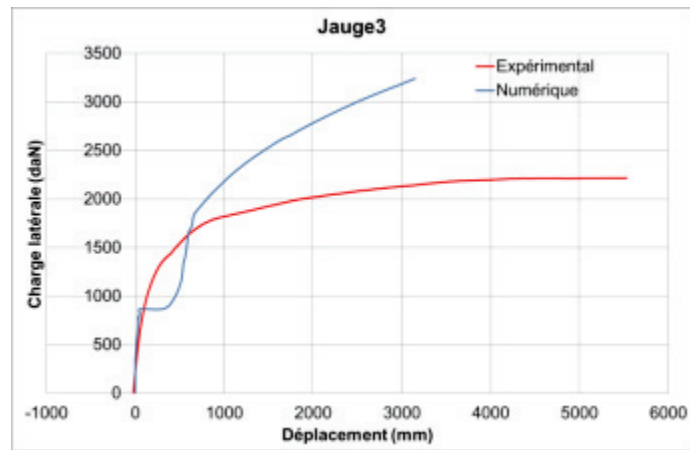


Figure AN4-54 : comparaison des résultats numérique/expérimental des déformations de deux bielles diagonales du mur MRTRC2







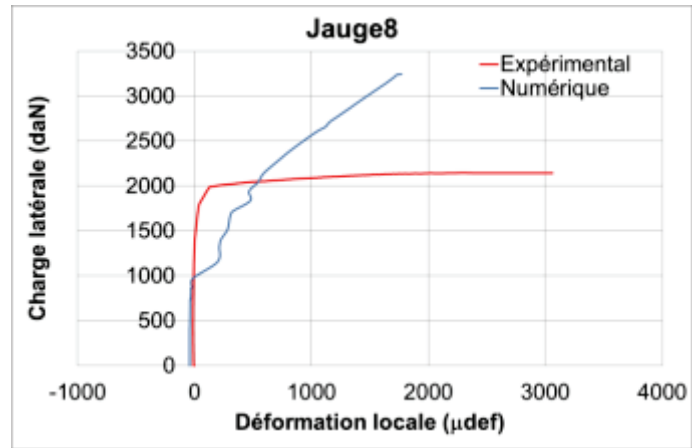


Figure AN4-55 : comparaison des résultats numérique/expérimental des déformations locales du mur MRTRC2