

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCE

Spécialité: Génie civil

ÉTUDE DE L'INTERACTION MAÇONNERIE DE BRIQUES-PORTIQUE
AUTOSTABLE EN BÉTON ARMÉ

Par

Mébarek KHELFI

Devant le jury composé de :

D. AMAR BOUZID	Professeur, USDB 1	Président
M. ABDESSEMED	MCA, USDB 1	Examineur
R. TALEB	MCA, USDB 1	Examineur
H. BECHTOULA	Directeur de Recherche, CGS	Examineur
N. BOURAHLA	Professeur, E N P	Directeur de thèse
M. REMKI	Maitre de Recherche A, CGS	Co-Directeur de thèse

Soutenue à l'université de Blida 1, Le 08 Avril 2021

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, Mes invocations et mes louanges s'adressent à ALLAH le tout puissant qui m'a donné la puissance pour aboutir à accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements envers mon encadreur Monsieur Noureddine BOURAHLA, Professeur à l'ENP, pour ses précieux conseils, sa patience et son ouverture d'esprit. Que vous trouviez ici, monsieur, l'expression de ma plus grande reconnaissance.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur Remki Mustapha, Maître de recherche au CGS, pour tous ces encouragements et ces sacrifices pour rendre la réalisation de ce mémoire possible. C'est une occasion pour moi de lui témoigner ma reconnaissance.

Je remercie évidemment tout le personnel du CGS et particulièrement l'ex-directeur Monsieur Belazougui Mohamed et son directeur actuel Monsieur Bechtoula Hakim d'avoir consacré les moyens et les conditions nécessaires qui nous ont permis de mener à bien notre travail.

Je tiens aussi à remercier tout le personnel enseignant et non enseignant du département du génie civil à l'université de Blida pour leur sens de devoir et leur courtoisie.

Je voudrais également remercier les membres du jury d'avoir accepté l'évaluation de ce travail et pour le temps précieux qu'ils ont consacré pour l'examen de la thèse.

Je n'oublierai jamais de remercier toute ma famille et plus particulièrement mes parents Mon père, Khelfi Yekhlef et Ma mère Moualdia Zineb et Mon épouse pour tous les conseils, les encouragements et les incommensurables sacrifices consentis durant toute ma formation.

Mes remerciements s'adressent à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ملخص

الهياكل المنجزة بإطارات من الخرسانة المسلحة مع الأجر تعتبر النوع الأكثر استخداما لبناء السكنات في الجزائر وفي العالم عموما. في حالة تعرض هذا النوع من البناء إلى قوة زلزالية، فإن التأثير المتبادل بين جدران الأجر وبين إطارات الخرسانة المسلحة تعد من المواضيع الأكثر تعقيدا في هندسة مقاومة الزلازل. في هذه المذكرة قمنا بعرض نموذج حسابي نستطيع من خلاله تقدير صلابة ومرونة هذا النوع من البناء وكذا تحديد الشكل الذي من المحتمل أن يتخذه عند انهياره تحت تأثير قوة جانبية. هذا النموذج الحسابي المقترح هو تعديل لنموذج حسابي أنشأ ونشره بعض الباحثين. النتائج المستخلصة من التحليل الثابت غير الخطي لبعض الأمثلة تشير إلى تقارب كبير بينها وبين النتائج التجريبية لبعض الأبحاث المنشورة. بعد ذلك قمنا بتطبيق هذا النموذج الحسابي المعدل على جدار من الأجر المحاط بإطار من الخرسانة المسلحة والمعزز بدعامات في الزوايا العلوية. نتائج هذا التحليل أثبتت أن هذه الدعامات تؤثر بشكل كبير في تحسين صلابة ومرونة هذا النوع من البناء. وفي نهاية هذه المذكرة اقترحنا طريقة جديدة لتحديد كفاءة هذا النوع من البناء. هذه الطريقة تعتمد على حساب مؤشرات الكفاءة الخاصة بالبناء. هذه المؤشرات نقوم بحسابها من حيث معيار الصلابة والمرونة وكذا من حيث معيار قدرة البناء على امتصاص طاقة القوى الخارجية المطبقة عليه. بعدها قمنا بتطبيق هذه الطريقة على البناء المعزز بالدعامات في زواياه العليا وقد أكدت النتائج المستخلصة فعالية استخدام الدعامات لتحسين كفاءة هذا النوع من البناء عندما يتعرض لزلزال.

الكلمات المفتاح: الخرسانة المسلحة , الأجر ، النموذج الحسابي، التحليل الثابت غير الخطي، الدعامات، مؤشرات الكفاءة.

Résumé

L'ossature en béton armé avec remplissages en maçonnerie –ou BAMR tout court– représente un mode de construction très répandu dans l'Algérie et dans le monde entier. En cas de séisme, L'interaction maçonnerie-cadre en béton armé constitue un des sujets les plus complexes en génie parasismique. Dans notre travail, un modèle numérique est proposé pour calculer la capacité et la rigidité latérale d'un cadre en BAMR et prévoir son mode de rupture probable. Le modèle numérique proposé est une amélioration d'un modèle numérique développé existant dans la littérature. Les résultats numériques de l'analyse statique non-linéaire sont en bonne concordance avec Les résultats issus des essais expérimentaux existant dans la littérature. Ensuite, Le modèle numérique proposé est appliqué sur un cadre en BAMR avec goussets. Les résultats obtenus montrent que les goussets contribuent considérablement dans l'amélioration de la capacité et la rigidité latérale du cadre en BAMR. À la fin du travail, une méthode est proposée pour évaluer la performance sismique d'un cadre en BAMR. Il s'agit de la méthode basée sur les indices de performance IP. Les indices de performance du cadre en BAMR sont calculés en terme de résistance, de rigidité et en terme de l'énergie dissipée. Cette méthode est appliquée sur un cadre en BAMR avec goussets. Les résultats obtenus confirment l'apport important de l'emploi des goussets dans l'amélioration de la performance sismique du cadre en BAMR.

Mots clés : Béton armé, maçonnerie, modèle numérique, analyse statique non-linéaire, goussets, indices de performance IP.

Abstract

Reinforced concrete frame with masonry infill panel (MIFS) is a structural typology frequently used in all over the world. In seismic case, the interaction between the masonry infill and the RC frames constitute one of the most complex subjects in earthquake engineering. In this work, a numerical model is proposed to calculating the lateral strength and stiffness of the MIFS and to predicting its probable mode of failure. This proposed model is improved from an existent numerical model available in the literature. The numerical results of the non-linear static analysis are in good agreement with experimental results available in the literature. Afterwards, the proposed numerical model is applied on an infilled RC tapered frame. The numerical results indicate that the fobs at beam's ends considerably contribute in the improvement of the lateral strength and stiffness of the MIFS. At the final part of this work, a new method is proposed for the evaluation of the seismic performance of the MIFS using the indices of performance IP. These indices are calculated in term of strength, stiffness and dissipate energy parameters of the MIFS. This method is applied on a masonry infilled RC tapered frame. The achieved results confirm the important contribution of the fobs on the improvement of the seismic performance of the MIFS.

Key words: Reinforced concrete, Masonry, numerical model, Nonlinear Static analysis, Fobs, Indices of performance IP.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	1
RESUMÉ.....	3
TABLE DES MATIERES.....	6
LISTES DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	11
INTRODUCTION GENERALE	22
CHAPITRE 1 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	26
1.1 INTRODUCTION.....	26
1.2 HISTORIQUE DE LA MAÇONNERIE ET DU BETON ARME	27
1.3 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION DES BAMR	29
1.3.1 Maçonnerie.....	29
1.3.2 Mortier de ciment	31
1.3.3 Béton	33
1.4 FACTEURS INFLUANT SUR LA RESISTANCE DE LA MAÇONNERIE	35
1.4.1 Qualité des matériaux de construction.....	35
1.4.2 Qualité de la mise en œuvre.....	35
1.4.2.1 Effet de la succion:	35
1.4.2.2 Qualité d'exécution des joints:	36
1.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DE LA MAÇONNERIE	36
1.5.1 Résistance moyenne de rupture à la compression :	36
1.5.2 Module de déformation longitudinale :	37
1.5.3 Résistance admissible de calcul en compression :	38
1.5.4 Résistance admissible au cisaillement :	38
1.6 CONCLUSION	41
CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT SISMIQUE DES BAMR	42
2.1 LES CONSTRCTIONS EN BAMR ET LE SEISME	42
2.1.1 Sismicité en Algérie	42
2.1.2 Séisme de Boumerdès (2003)	43
2.1.3 Comportement sismique des constructions en BAMR	44

2.2 LES BAMR DANS LE REGLEMENT PARASIMIQUE ALGERIEN RPA99/2003	50
2.2.3. <i>Commentaires</i> :	53
2.3 MECANISMES DE RUPTURE DES BAMR	56
2.3.1 <i>Mécanismes de ruptures du panneau en maçonnerie</i>	56
2.3.1.1 Mécanisme de rupture par cisaillement	56
2.3.1.2 Mécanisme de rupture par compression	60
2.3.1.3 Mécanisme de ruptures par flexion	61
2.3.2 <i>Mécanismes de ruptures du cadre en béton armé</i>	63
2.3.2.1 Mécanisme de ruptures par flexion	63
2.3.2.2 Mécanisme de ruptures par traction axiale des poteaux	64
2.3.2.3 Mécanisme de ruptures par cisaillement des poteaux.....	66
2.3.2.4 Mécanisme de ruptures du nœud poteau-poutre.....	67
2.4 CALCUL DES STRUCTURES EN BAMR	68
2.4.1 <i>Méthode empiriques</i>	68
2.4.2 <i>Méthodes théoriques</i>	68
2.4.2.1 Méthodes basées sur la théorie d'élasticité :	68
2.4.2.2 Méthodes basées sur la modélisation numérique:	69
2.4.2.2-1 Micro-modélisation:	69
2.4.2.2-1 Macro-modélisation:	72
2.4.3 <i>Comparaison entres micro-modèles et macro-modèles</i>	78
2.5 CONCLUSION	78
CHAPITRE 3 : PROPOSITION D'UN MODELE NUMERIQUE DE CALCUL D'UN CADRE EN	
BAMR.....	79
3.1 INTRODUCTION.....	79
3.2 DESCRIPTION DU MODELE NUMÉRIQUE PROPOSÉ	79
3.2.1 <i>Cadres infiniment rigides en barres bi-articulées</i>	80
3.2.2 <i>Ressorts non-linéaires diagonaux</i>	81
3.2.3 <i>Ressorts d'interface orthogonaux</i>	81
3.2.4 <i>Ressorts d'interface parallèles</i>	82
3.3 AVANTAGES DU MODÈLE PROPOSÉ.....	82
3.4 LOIS DE COMPORTEMENT	83

3.4.1 Ressorts diagonaux.....	83
3.4.2 Ressorts d'interface orthogonaux.....	85
3.4.3 Ressorts d'interface parallèles.....	86
3.4.4 Maillage.....	87
3.5 VALIDATION AVEC ESSAIS EXPERIMENTAUX	87
3.5.1 Application 1.....	87
3.5.1.1 Modèle numérique du spécimen sans remplissage « N1 »	89
3.5.1.2 Lois de comportement des éléments en béton armé.....	90
3.5.1.2.1 Phase1 : Stade élastique non fissurée.....	91
3.5.1.2.2 Phase2 : Stade élastique fissurée.....	93
3.5.1.2.3 Phase3 : Stade plastique.....	94
3.5.1.3 Modèle numérique du spécimen sans remplissage « N1 »	103
3.5.1.3.1 Résultats et comparaison	103
3.5.1.4 Modèle numérique du spécimen avec remplissage « N3 »	108
Ressorts de compression-traction	109
Ressorts de cisaillement diagonal.....	112
Ressorts de cisaillement glissant	115
3.5.1.5 Résultats et comparaison	117
3.5.2 Application 2.....	124
3.5.2.1 Description du spécimen	125
3.5.2.2 Caractéristiques des matériaux	125
3.5.2.3 Modèle numérique	127
3.5.2.4 Lois de comportement des éléments en béton armé.....	128
3.5.2.5 Lois de comportement des éléments de la maçonnerie.....	128
3.5.2.5.1 Ressorts de compression-traction.....	129
3.5.2.5.2 Ressorts de cisaillement diagonal	130
3.5.2.5.3 Ressorts de cisaillement glissant.....	133
3.5.2.6 Résultats et comparaison	134
CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT DES CADRES EN BAMR AVEC GOUSSETS	147
4.1 INTRODUCTION.....	147
4.2 DESCRIPTION DU SPÉCIMEN	148

4.2.1 Programme expérimental	148
4.2.2 Critères de conception.....	149
4.2.3 Géométrie du spécimen.....	150
4.2.4. Construction du spécimen	151
4.3 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX	152
4.3.1 Béton	152
4.3.2 Acier	153
4.3.3 Maçonnerie.....	154
4.4 MODÈLE NUMÉRIQUE	154
4.4.1 Lois de comportement des éléments en BA.....	156
4.4.2 Lois de comportement de la maçonnerie	157
4.4.2.1 Ressorts de compression-traction	158
4.4.2.2 Ressorts de cisaillement diagonal.....	160
4.4.2.3 Ressorts de cisaillement glissant	163
4.5 RÉSULTATS : COMPARAISON ET INTERPRÉTATIONS	164
4.6 INFLUENCE DES GOUSSETS SUR LE COMPORTEMENT DES CADRES EN BAMR.....	180
4.6.1 Effet des goussets sur le cadre en béton armé.....	180
4.6.2 Effet des goussets sur le remplissage en maçonnerie.....	183
4.7 CONCLUSION	188
CHAPITRE 5 : INDICES DE PERFORMANCES DES CADRES EN BAMR	189
5.1 INTRODUCTION.....	189
5.2 MÉTHODE DES INDICES DE PERFORMANCE « IP».....	190
5.2.1 Indice de Performance de résistance « $IP_{Résistance}$ ».....	191
5.2.2 Indice de performance de rigidité « $IP_{Rigidité}$ ».....	192
5.2.3 Indice de performance de l'énergie dissipée « $IP_{E-Dissipée}$ »	194
5.4 APPLICATIONS NUMÉRIQUES DES « IP»	196
5.4.1 Application 1.....	196
5.4.2 Application 2.....	206
5.4.2.1 Lois de comportement des matériaux	208
5.4.2.1.1 Acier.....	208
5.4.2.1.2 Béton	209

5.4.2.1.3 Maçonnerie	209
5.4.2.2 Simplification des goussets dans le modèle numérique.....	210
5.4.2.3 Résultats et comparaisons.....	211
5.4.3 Conclusion.....	222
CONCLUSION GÉNÉRALE ET RECOMMANSATIONS	223
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	233

LISTES DES ILLUSTRATIONS ET GRAPHIQUES

Figure1. 1: Empilement type d'un remplissage en maçonnerie.....	30
Figure1. 2: Formes de briques creuses utilisées en Algérie.	30
Figure1. 3: Pourcentages indicatifs en poids des constituants du béton.....	34
Figure1. 4: Procédures pour la détermination de la résistance au cisaillement de la maçonnerie.	39
Figure1. 5: Tests de la résistance au cisaillement sur murets en maçonnerie.	40
Figure1. 6: Test incliné de la résistance au cisaillement diagonal.	40
Figure 2.1 : Effondrement partiel de constructions en BAMR.	43
Figure 2.2: Effondrement total de constructions en BAMR.	44
Figure 2.3: Formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue sous l'action sismique et fissuration en X du remplissage en maçonnerie.	44
Figure 2.4: Fissures en X sur des murs en maçonnerie remplissant des cadres en béton armé.....	45
Figure 2.5: Comportement monolithique du système cadre-remplissage.	45
Figure 2.6: Fissuration de séparation entre le cadre et le remplissage.	46
Figure 2.7: Séparation entre le cadre et le remplissage et formation de la bielle diagonale.	46
Figure 2.8: Ossature instable Destruction des panneaux en maçonnerie..	47
Figure 2. 9: Éclatement d'un panneau de remplissage en maçonnerie et chute sur un immeuble voisin.	47
Figure 2.10: Schéma d'un mécanisme d'étage souple.....	48
Figure 2.11: Rupture d'étage souple d'un bâtiment après un séisme.....	48
Figure 2.12: Figure 2.12 Effondrement du RDC d'un bâtiment dû à l'effet de l'étage souple.....	49
Figure 2.13: Rupture en cisaillement d'un poteau court..	49
Figure 2.14: Rupture en cisaillement d'un poteau court.	50
Figure 2.15: Remplissage partiel des cadres en BA : Poteau court.....	53
Figure 2.16: Modèle de bielle pour présenter les panneaux de remplissage en maçonnerie : (Cas A : Sans ouvertures, Cas B : Avec ouvertures).	54
Figure 2.17: Mécanismes de rupture du panneau en maçonnerie.....	56
Figure 2.18: Mécanismes de rupture du panneau en maçonnerie par cisaillement. a : Cisaillement en escalier. b : Cisaillement horizontal.	57
Figure 2.19: Mécanismes de rupture du panneau en maçonnerie par cisaillement: Rupture par traction de la bielle.	57

Figure 2. 20: Courbe τ -déplacement avec un mortier de résistance caractéristique à la compression égale à 5 MPa.....	58
Figure 2.21: Influence de la contrainte de pre-compression f_n sur la Courbe τ -déplacement.....	59
Figure 2.22: Loi de comportement cyclique adoptée pour la Courbe τ -déplacement.	60
Figure 2. 23: Rupture du panneau en maçonnerie par écrasement des angles.....	60
Figure 2. 24: Rupture du panneau en maçonnerie par écrasement de la bielle diagonale.	61
Figure 2. 25: Rupture du panneau en maçonnerie par mécanisme de flexion.	62
Figure 2. 26: Courbe enveloppe obtenue avec le Critère de Mohr-Coulomb.	62
Figure 2. 27: Mécanismes de rupture associés au cadre en béton armé.	63
Figure 2. 28: Mécanisme de rupture en flexion : plastification des extrémités.....	63
Figure 2. 29: Plastification aux extrémités et aux milieux des poteaux.....	64
Figure 2. 30: Mécanisme de rupture par traction dans le poteau.....	65
Figure 2. 31: Mécanisme de rupture par traction -Détachement de base du poteau -.....	65
Figure 2. 32: Mécanisme de rupture par cisaillement à la base du poteau.	66
Figure 2. 33: Effort normal et de cisaillement sollicitant l'angle du cadre.....	67
Figure 2. 34: Rupture du nœud poteau-poutre.	67
Figure 2. 35: Éléments de contact Cadre-panneau.....	70
Figure 2. 36: Déformée du micro-modèle de BAMR.....	70
Figure 2. 37: Modèle interface pour la modélisation du contact cadre-remplissage.....	70
Figure 2. 38: Comparaison des endommagements numériques et expérimentaux.	71
Figure 2. 39: Surface de rupture : Critère de Vomisses associé avec des plans de rupture de tension.....	71
Figure 2. 40: Modèle de la bielle équivalente remplaçant le panneau de remplissage.	72
Figure 2. 41: Variation de la largeur effective de la bielle w/d en fonction du paramètre de rigidité λ_h	76
Figure 2. 42 : Modèles à 6 bielles équivalentes ; (a) : bielles parallèles, (b) : bielles non-parallèles.	77
Figure 2. 43: Modèles à 6 bielles équivalentes avec ressorts de cisaillement.	77
Figure 3. 1: Modèle numérique de base pour calculer le mur en maçonnerie.....	79
Figure 3. 2: Détail du Modèle numérique de base.	80
Figure 3. 3: Élément de base: (a) avant déformation. (b) après déformation.	80
Figure 3. 4: Ressorts diagonaux - mode de rupture en cisaillement diagonal-	81
Figure 3. 5: Ressorts orthogonaux -mode de rupture d'écrasement en basculement-.....	81

Figure 3. 6: Ressorts d'interface parallèles -mode de rupture cisaillement glissant-.....	82
Figure 3. 7: Différentes configurations de maillage.....	82
Figure 3. 8: Configuration d'un panneau de remplissage avec ouverture.	83
Figure 3. 9: Caractérisation géométrique du modèle numérique pour calibration des ressorts d'interface orthogonaux.	85
Figure 3. 10: Choix du maillage du remplissage en maçonnerie.	87
Figure 3. 11: Modèle proposé en cas de présence d'ouverture.....	87
Figure 3. 12: Coffrage et ferrailage du spécimen étudié « N3 ».....	88
Figure 3. 13: Modèle numérique du portique en béton armé.	89
Figure 3. 14: Rotules de plastification adoptées pour les éléments poteaux.	89
Figure 3. 15: Rotules de plastification adoptées pour les éléments poutres.	90
Figure 3. 16: Loi de comportement des matériaux a- béton. b- acier.	90
Figure 3. 17: Stades de comportement d'une section en béton armé à la flexion.	91
Figure 3. 18: Principe d'homogénéisation d'une section en béton armé.....	92
Figure 3. 19: Diagramme des déformations et des contraintes « Section élastique fissurée ».	93
Figure 3. 20: Diagramme des déformations relatives à une section à l'état ultime.....	95
Figure 3. 21: Diagramme des contraintes réelles dans une section à l'état ultime.....	95
Figure 3. 22: Diagramme moment-courbure adopté pour la poutre.	97
Figure 3. 23: Longueur de la rotule plastique l_p . (a) : déformée de la poutre. (b) : distribution des fissures. (c) : distribution de la courbure de déformation).	98
Figure 3. 24: Longueur de la rotule plastique l_p . (d : étant la hauteur effective de la section transversale de l'élément en béton armé).....	98
Figure 3. 25: Diagramme moment-courbure adopté pour les poteaux.....	100
Figure 3. 26: Diagramme effort tranchant-déformation adopté pour : a- poutre. b- poteaux.....	103
Figure 3. 27: Effort tranchant à la base- déplacement au sommet. - Cadre sans remplissage-.....	103
Figure 3. 28: Différence (%) entre l'effort tranchant à la base numérique et expérimental.	104
Figure 3. 29: Expérimental : Fissure prématurée au niveau du nœud Poteau-poutre.	104
Figure 3. 30: Numérique : États des rotules et sollicitations dans le spécimen.	105
Figure 3. 31: Expérimental : Fissure de flexion au niveau du Poteau.	106
Figure 3. 32: Numérique : États des rotules et sollicitations dans le spécimen.	106
Figure 3. 33: Expérimental : Fissure de flexion dans les poteaux.....	107
Figure 3. 34: Numérique : États des rotules et sollicitations dans le spécimen.....	107
Figure 3. 35: Modélisation du remplissage en maçonnerie. Configuration « Maillage 2x2 ».	108
Figure 3. 36: Dimension de l'élément de base.	108
Figure 3. 37: Élément de base : Ressorts de compression et de traction.	109

Figure 3. 38: Loi de comportement des ressorts : Compression – Traction.....	109
Figure 3. 39: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction horizontale.	111
Figure 3. 40: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction verticale.	111
Figure 3. 41: Ressorts du cisaillement diagonal.....	112
Figure 3. 42: Variation de l'aire de la bielle en fonction de déformation axiale.	112
Figure 3. 43: Loi de comportement des ressorts de cisaillement diagonal.....	113
Figure 3. 44: Attribution des coefficients réducteurs.	113
Figure 3. 45: loi de comportement de la bielle diagonale (1).	114
Figure 3. 46: loi de comportement de la bielle diagonale (2).	114
Figure 3. 47: Ressorts de cisaillement diagonal glissant.	115
Figure 3. 48: loi de comportement du cisaillement glissant -Direction horizontale -.....	116
Figure 3. 49: loi de comportement du cisaillement glissant -Direction verticale -	116
Figure 3. 50: Effort tranchant à la base- déplacement au sommet. - Cadre avec remplissage-.....	117
Figure 3. 51: Différence en (%) entre l'effort tranchant à la base numérique et expérimental. ...	117
Figure 3. 52: Expérimental : Fissure prématurée de flexion dans le nœud poteau-poutre.....	119
Figure 3. 53: Numérique : Premier élément plastifié (Ressort de cisaillement diagonal).	119
Figure 3. 54: Numérique : Variation de l'effort de compression dans les ressorts de la diagonale du BAMR.	120
Figure 3. 55: Expérimental : Fissure diagonale en escalier dans le panneau, à l'extrémité et à mi-hauteur du poteau.	120
Figure 3. 56: Numérique : Plastification des ressorts diagonaux et formation de rotules plastiques dans les poteaux.	121
Figure 3. 57: Numérique : Variation de l'effort interne de compression dans les ressorts de la diagonale du BAMR.....	121
Figure 3. 58: Expérimental : Nouvelles fissure diagonale en escalier dans la maçonnerie.....	122
Figure 3. 59: Numérique : État de ruine théorique du BAMR.	122
Figure 3. 60: Numérique : variation de l'effort de compression dans les ressorts de la diagonale du BAMR. État de ruine et ruine avancée.....	123
Figure 3. 61: Expérimental : État d'effondrement avancé du spécimen.....	123
Figure 3. 62: Schéma du spécimen S1A étudié.....	124
Figure 3. 63: Photo du spécimen S1A étudié.....	124
Figure 3. 64: Détails du spécimen S1A étudié.	125
Figure 3. 65:Modèle numérique du spécimen étudié.....	127
Figure 3. 66: Loi de comportement Moment-courbure du poteau.	128
Figure 3. 67: Dimensions du modèle de base de la maçonnerie.....	128

Figure 3. 68: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction horizontale .	130
Figure 3. 69: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction verticale.	130
Figure 3. 70: Coefficients réducteurs attribués aux ressorts du cisaillement diagonal.	131
Figure 3. 71: Loi de comportement force-déplacement -diagonale 1-	131
Figure 3. 72: Loi de comportement force-déplacement -diagonale 2-	132
Figure 3. 73: Loi de comportement force-déplacement -diagonale 3-	132
Figure 3. 74: Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. -Direction Horizontale- ..	133
Figure 3. 75: : Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. -Direction Verticale-	133
Figure 3. 76: Numérique : Courbe effort tranchant à la base en fonction du déplacement. (Cadre sans remplissage).....	134
Figure 3. 77: Schéma pour la détermination de la force latérale ultime. (Cadre vide)	134
Figure 3. 78: Numérique : Atteinte du moment élastique aux extrémités inférieures des poteaux. (Fin de phase Béton élastique non fissuré).	135
Figure 3. 79: Numérique : Atteinte du moment élastique aux extrémités inférieures des poteaux. (Fin de phase Béton élastique fissuré).	136
Figure 3. 80: Numérique : Atteinte du moment ultime aux extrémités inférieures des poteaux. (Début de phase aciers plastifiées).....	136
Figure 3. 81: Numérique : Rotules plastiques dans toutes les extrémités des poteaux. (État de ruine très avancée).	136
Figure 3. 82: Courbes cycliques expérimentales et courbe enveloppe. Cadre avec remplissage. .	137
Figure 3. 83: Enveloppes des courbes cycliques expérimentales : « Pousser- Tirer».....	137
Figure 3. 84: Comparaison de la courbe expérimentale avec la courbe numérique. (Portique en BA avec remplissage en maçonnerie)	138
Figure 3. 85: Différence en (%) entre l'effort tranchant expérimental et numérique en fonction du déplacement au sommet du BAMR.	138
Figure 3. 86: : Numérique : Aucun dégât enregistré dans les poteaux.....	139
Figure 3. 87: Numérique : effort de cisaillement interne dans le ressort diagonal au milieu du panneau. Début de plastification.	140
Figure 3. 88: Numérique : effort de cisaillement interne dans le ressort diagonal au milieu du panneau. Fin de la phase élastique.....	141
Figure 3. 89: Position de l'élément de base étudié.	142
Figure 3. 90: Variation des efforts internes dans les ressorts non-linéaires constituant l'élément de base étudié.	142
Figure 3. 91: Scénario de propagation des fissures dans le panneau en maçonnerie.....	143
Figure 3. 92: Photo : État d'effondrement du spécimen.....	144

Figure 3. 93: Numérique : État de ruine théorique du BAMR. $\delta=11,74$ mm	145
Figure 3. 94: Numérique : effort de cisaillement interne dans le ressort diagonal au milieu du panneau. État de ruine.....	145
Figure 3. 95: Numérique État de ruine avancée du BAMR.....	146
Figure 4. 1: Protocol expérimental appliqué sur les spécimens.....	150
Figure 4. 2: Dimensions et schéma de ferrailage du spécimen étudié.	150
Figure 4. 3: Détail de renforcement du gousset.	151
Figure 4. 4: Courbes contraintes-déformations des aciers.	153
Figure 4. 5: Modèle numérique du spécimen étudié.....	155
Figure 4. 6: Modélisation des goussets.	155
Figure 4. 7: Loi de comportement Moment-courbure du poteau (Partie Inf)	156
Figure 4. 8: Loi de comportement Moment-courbure du poteau (Partie Sup).....	156
Figure 4. 9: Loi de comportement Moment-courbure de la poutre.....	157
Figure 4. 10: Dimension de l'élément de base de la maçonnerie.....	157
Figure 4. 11: Loi de comportement compression traction –Direction Horizontale-.....	159
Figure 4. 12: Loi de comportement compression traction –Direction Verticale-.....	159
Figure 4. 13: Modification sur les coefficients réducteurs attribués en présence des goussets....	161
Figure 4. 14: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 1-	161
Figure 4. 15: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 2-	162
Figure 4. 16: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 3-	162
Figure 4. 17: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 4-	162
Figure 4. 18: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 5-	163
Figure 4. 19: Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. Direction horizontale.....	163
Figure 4. 20: Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. Direction Verticale.	164
Figure 4. 21: Expérimental : Enveloppes des courbes expérimentales du spécimen étudié.	164
Figure 4. 22: Comparaison entre la courbe numérique et la courbe expérimentale.	165
Figure 4. 23: Différence en (%) entre les résistances numériques et expérimentales.	165
Figure 4. 24: Numérique : Début de plastification dans la poutre supérieure, Début de séparation du panneau avec la cadre, Plastification des ressorts horizontaux à mi-hauteur du panneau.....	167
Figure 4. 25: Expérimental : Micro fissures aux pieds des poteaux, Micro fissures aux extrémités de la poutre supérieure, Fissure de séparation de la partie supérieure du panneau et de la poutre, Fissure horizontale en escalier au milieu du panneau.....	168

Figure 4. 26: Numérique : Variation de l'effort de cisaillement interne dans l'élément d'interface entre la poutre et le panneau en maçonnerie..	168
Figure 4. 27: Numérique : Variation de l'effort de compression interne dans l'élément au milieu du panneau en maçonnerie..	169
Figure 4. 28: Emplacement des ressorts de cisaillement glissant étudiés.	170
Figure 4. 29: Numérique : Variation de l'effort de cisaillement interne horizontal à mi-hauteur du panneau en maçonnerie.	170
Figure 4. 30: Numérique : Première rotule plastique au pied du poteau droit.....	171
Figure 4. 31: Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA.....	172
Figure 4. 32: Numérique : Deuxième rotule plastique au pied du poteau gauche.....	173
Figure 4. 33: Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA.....	173
Figure 4. 34: Numérique : Troisième rotule plastique à la tête du poteau gauche.....	174
Figure 4. 35: Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA.....	174
Figure 4. 36: Expérimental : - Fissures aux pieds des deux poteaux. Fissures à la tête du poteau gauche, Petites fissures verticales aux extrémités de la poutre supérieure, Fissure diagonale dans le panneau en maçonnerie.....	175
Figure 4. 37: Emplacement des ressorts étudiés.....	176
Figure 4. 38: Numérique : Variation de l'effort de cisaillement diagonal à mi-hauteur du panneau en maçonnerie.....	176
Figure 4. 39: Numérique : Rotules aux pieds des poteaux atteignant une rotation proche de la rotation ultime.....	177
Figure 4. 40: : Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA.....	177
Figure 4. 41: Numérique : Rotules atteignant la rotation ultime..	178
Figure 4. 42: Numérique : Rupture très avancée du cadre.	178
Figure 4. 43: Expérimental : État de rupture du spécimen..	179
Figure 4. 44: Expérimental : Fissures et micros fissures dans le gousset.....	180
Figure 4. 45: Longueur flexible des poteaux en présence des goussets.....	181
Figure 4. 46: Numérique : Courbes de capacité du cadre vide. « Sans et avec goussets ».....	181
Figure 4. 47: Expérimental : Unité 1 (Sans goussets) Rupture prématurée du nœud poteau-poutre par cisaillement.	182
Figure 4. 48: Numérique : Courbes de capacité du cadre avec remplissage en maçonnerie. « Sans et avec goussets ».....	183
Figure 4. 49: Effet du gousset sur la largeur de la bielle fictive diagonale.....	185
Figure 4. 50: Largeur de la bielle fictive diagonale dans le panneau en maçonnerie. « Phase petits déplacements ».....	187

Figure 4. 51: Largeur de la bielle fictive diagonale dans le panneau en maçonnerie. « Phase grands déplacement »	188
Figure 5. 1: Principe de superposition d'effet du panneau et du cadre.	190
Figure 5. 2: Paramètres pour l'évaluation de $IP_{Résistance}$	191
Figure 5. 3: Paramètres pour l'évaluation de $IP_{Rigidité}$	193
Figure 5. 4: Exemple type de la réponse cyclique d'un cadre en BAMR.	194
Figure 5. 5: Paramètres pour le calcul du $IP_{E-Dissipée}$ d'un cadre en BAMR.	195
Figure 5. 6: Discrétisation des matériaux composant une section en béton armé.	197
Figure 5. 7: Discrétisation en fibres d'une section en béton armé.	197
Figure 5. 8: Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux -cadre vide-.	199
Figure 5. 9: Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux. - Cadre avec remplissage en maçonnerie -.	200
Figure 5. 10: Variation de participation en résistance des composants du cadre en BAMR.	201
Figure 5. 11: Pourcentage de participation en résistance des composants du BAMR.	201
Figure 5. 12: Variation de $IP_{Résistance}$ du cadre en BAMR.	202
Figure 5. 13: Variation de $IP_{Rigidité}$ du cadre en BAMR.	203
Figure 5. 14: Expérimental : État de dommage dans le cadre en BAMR.	204
Figure 5. 15: Expérimental : État de dommage dans le cadre en BAMR.	205
Figure 5. 16: Dimensions et ferrailage du spécimen 1 « BAMR Standard »	206
Figure 5. 17: Dimensions et ferrailage du spécimen 2 « BAMR avec goussets»	206
Figure 5. 18: Chargement cyclique quasi-statique appliqué Spécimen 1.	207
Figure 5. 19: Chargement cyclique quasi-statique appliqué Spécimen 2.	207
Figure 5. 20: Courbe de comportement cyclique type des barres en aciers.	208
Figure 5. 21: Courbe de comportement cyclique type du béton.	209
Figure 5. 22: Courbe type du comportement cyclique de la maçonnerie en compression.	209
Figure 5. 23: Courbe type du comportement cyclique de la maçonnerie en cisaillement.	210
Figure 5. 24: Discrétisation en segments du gousset.	210
Figure 5. 25: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux. (a) Spécimen 1 : Cadre en BAMR « Srtandard »	211
Figure 5. 26: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux. (b) Spécimen 2 : Cadre en BAMR « Avec goussets »	212
Figure 5. 27: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux. Spécimen 1 : Cadre vide « Standard »	213

Figure 5. 28: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.	
Spécimen 2 : Cadre vide « Avec goussets ».....	213
Figure 5. 29: Variation de participation en résistance des composants du cadre en BAMR.	
Spécimen 1 : BAMR « Standard »	214
Figure 5. 30: Variation de participation en résistance des composants du cadre en BAMR.	
Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets »	214
Figure 5. 31: Participation maximale en résistance des composants du cadre en BAMR. Spécimen 1 : BAMR « Standard »	215
Figure 5. 32: Participation maximale en résistance des composants du cadre en BAMR. Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets »	215
Figure 5. 33: Comparaison de l'indice $IP_{Résistance}$ du BAMR standard et BAMR avec goussets.	216
Figure 5. 34: Variation de participation en rigidité des composants du cadre en BAMR. Spécimen 1 : BAMR « Standard »	217
Figure 5. 35: Variation de participation en rigidité des composants du cadre en BAMR. Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets »	217
Figure 5. 36: Comparaison de l'indice $IP_{Rigidité}$ du BAMR standard et avec goussets.	218
Figure 5. 37: Variation de participation en énergie dissipée des composants du cadre en BAMR.	
Spécimen 1 : BAMR « Standard »	219
Figure 5. 38: Variation de participation en énergie dissipée des composants du cadre en BAMR.	
Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets ».....	219
Figure 5. 39: Comparaison de l'indice $IP_{Energie-D}$ du BAMR standard et avec goussets.	220
Figure 5. 40: Indices de performance « IP » du BAMR « Standard ».	221
Figure 5. 41: Indices de performance « IP » du BAMR « Avec goussets ».	221

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1: Valeurs usuelles des caractéristiques mécaniques des briques.....	31
Tableau 1. 2: Propriétés mécaniques des mortiers en fonction de leurs compositions.....	33
Tableau 1. 3: valeurs du coefficient α	37
Tableau 1. 4: valeurs de K_c	38
Tableau 1. 5: valeurs de τ_0 et τ_{lim}	39
Tableau 3. 1: Caractéristiques des ressorts d'interface orthogonaux.....	85
Tableau 3. 2: Caractéristiques des matériaux des deux spécimens.....	88
Tableau 3. 3: Paramètres de détermination du couple (M_e, Φ_e).....	92
Tableau 3. 4: Paramètres pour le calcul du couple (M_u, Φ_u).....	97
Tableau 3. 5: Paramètres de détermination de la longueur de la rotule l_p	99
Tableau 3. 6: Caractéristiques du poteau.....	100
Tableau 3. 7: Résistance du béton au cisaillement en fonction de la résistance caractéristique à la compression.....	101
Tableau 3. 8: Résistance au cisaillement de la poutre et des poteaux.....	102
Tableau 3. 9: Comparaison des résultats numériques entre cadre vide et cadre avec remplissage en maçonnerie.....	118
Tableau 3. 10: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	126
Tableau 3. 11: Caractéristiques de la brique et du mortier.....	126
Tableau 3. 12: Caractéristiques de la maçonnerie de remplissage.....	126
Tableau 3. 13: Comparaison des résultats de l'auteur avec le modèle numérique. (Cadre vide en BA).....	135
Tableau 4. 1: Caractéristiques du béton utilisé.....	152
Tableau 4. 2: Caractéristiques des aciers utilisés.....	153
Tableau 4. 3: Caractéristiques de la maçonnerie.....	154
Tableau 4. 4: Résistance et rigidité numériques vs expérimentales.....	166
Tableau 4. 5: Numérique : influence des goussets sur les caractéristiques mécaniques du cadre vide en béton armé.....	182
Tableau 4. 6: Numérique : Influence des goussets en terme de Résistance. (KN).....	184
Tableau 4. 7: Numérique : Influence des goussets en terme de rigidité latérale. (KN.mm).....	184
Tableau 4. 8: Théorique : Largeur de la bielle équivalente ω d'après Mainstone.....	186

Tableau 4. 9: Numérique : Largeur de la bielle équivalente : BAMR sans goussets.	187
Tableau 4. 10: Numérique : Largeur de la bielle équivalente : BAMR avec goussets.	187
Tableau 5. 1: États de dommages d'un cadre en BAMR en fonction du drift.	202
Tableau 5. 2: Caractéristiques mécaniques du béton.....	208
Tableau 5. 3: Caractéristiques mécaniques des segments constituant le gousset.....	211
Tableau 5. 4: Principaux résultats des IP de chaque spécimen.	222

INTRODUCTION GENERALE

« Le risque sismique est un problème qui concerne la société plutôt que l'individu. »

Dr. M. Koller, Président de la Société Suisse de Génie Parasismique.

Le séisme représente une menace sur l'homme et son environnement direct dont parfois sa gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre. En matière de prévention des risques sismiques, il est impossible d'empêcher les événements de se produire. De plus, les ouvrages parasismiques de grande importance n'offrent pas une protection absolue et donnent un faux sentiment de sécurité. Face à cette relative impuissance, il faut se concentrer sur la réduction de la vulnérabilité, c'est-à-dire sur la limitation des dommages corporels et matériels possibles.

D'un point de vue scientifique, beaucoup de chercheurs se sont intéressés et s'intéressent à l'étude des comportements des structures maçonnées vu leurs intérêts culturels, sociaux et économiques pour la restauration et la sauvegarde de leur patrimoine architectural.

Avec le progrès de performances du béton, les éléments en béton deviennent principaux pour supporter les charges et la maçonnerie est utilisée comme élément de remplissage seulement. Cette association du béton armé avec la maçonnerie fait apparaître le système de structure dit ossatures en **Béton Armé** avec **Maçonnerie de Remplissage** ou « BAMR » tout court.

En Algérie, les cadres en béton armé sont souvent remplis par la maçonnerie de brique. La maçonnerie représente un élément secondaire non structural mais cette situation est différente dans le cas où la structure est soumise à une excitation sismique. L'influence du panneau en maçonnerie sur le comportement de la structure dépend de l'interaction entre le remplissage en maçonnerie et le cadre confinant en béton armé. À travers le monde, les occupants de ce type de bâtiments représentent 80% des gens qui ont risque d'être blessés dans les séismes.

Ce type de construction est très répandu dans le monde entier et son comportement sismique est parfaitement aléatoire qui peut entraîner des dégâts allant de la destruction des panneaux en maçonnerie jusqu'à l'effondrement total du bâtiment, en passant par tous les cas intermédiaires.

Les effets de présence du remplissage en maçonnerie dans les cadres en béton armé offrent plusieurs avantages tels que l'augmentation de capacité latérale du cadre en BAMR, l'augmentation de sa rigidité latérale et l'augmentation de sa capacité à dissiper de l'énergie sismique.

Toutefois en cas de séismes violents, le comportement de ces constructions est parfois médiocre. La rigidité de l'ossature avec remplissages massifs entraîne des efforts élevés susceptibles d'endommager les cadres en béton armé ou détacher des panneaux de remplissage hors plan. La liaison des panneaux avec l'ossature est faible, plus particulièrement en partie haute où le joint horizontal peut difficilement être garni de mortier. La présence du remplissage en maçonnerie peut influencer sur le comportement de la structure en modifiant sa période d'oscillation.

Ainsi, Lorsque le remplissage est partiellement rempli ou si le panneau subit des écrasements aux angles, l'interaction entre la maçonnerie et le cadre produit le phénomène des poteaux courts où le frettage inadéquat représente la cause principale de leur cisaillement.

L'irrégularité en plan et en élévation des remplissages en maçonnerie dans les cadres induit éventuellement une torsion additionnelle de l'ensemble de la structure et favorise l'apparition du phénomène des étages souples.

L'interaction maçonnerie-cadre en béton armé constitue un des sujets les plus complexes en génie parasismique. Cette difficulté est issue de la combinaison de deux systèmes de comportements très différents : Maçonnerie rigide et fragile avec cadres en béton armé souples et ductiles. La difficulté de quantification de l'effet des remplissages mène certains chercheurs à les isoler dans les cadres en béton armé à fin d'éliminer leurs contributions dans les calculs. Sur ce sujet, plusieurs théories sont présentées et plusieurs parties de ce thème demeurent un sujet de controverse et confirment qu'il mérite encore l'attention de la communauté scientifique. Toutefois, le consensus est établi que la non-prise en compte de l'effet des remplissages dans la justification sismiques mène à une sous-estimation des efforts sismiques et parfois induit à la rupture hâtive de la structure.

Au niveau de la maçonnerie, plusieurs études montrent que la ruine de ces constructions est gouvernée par le comportement des discontinuités telles que les interfaces brique-mortier. Au niveau de ces interfaces se développent tous les phénomènes de non linéarité. Ces raisons ont conduit l'intérêt de la communauté scientifique de se concentrer particulièrement sur la modélisation des interfaces brique-mortier.

Plusieurs approches ont été proposées pour la justification de l'interaction entre la maçonnerie de remplissage et le cadre en béton armé et plusieurs tentatives ont été effectuées dans ce sens et ceci représente également l'intérêt et l'objectif principal de notre thème de recherche.

L'objectif de notre travail est de proposer un modèle numérique qui peut présenter le comportement du remplissage en maçonnerie dans le cadre en béton armé. En comparant avec des résultats expérimentaux existant dans la littérature, ce modèle doit fournir des résultats acceptables de la résistance et de la rigidité du système en BAMR. Le modèle doit pouvoir aussi prévoir les mécanismes de rupture probables susceptibles à se produire.

Dans le but de l'amélioration du comportement latéral des structures en BAMR, une conception avec des goussets aux angles du cadre est proposée. Les résultats de cette conception servent aussi comme validation du modèle numérique proposé.

Dans la dernière partie du travail, une méthode d'évaluation de la performance du système en BAMR est proposée. Il s'agit de la méthode des indices de performance (IP). Ces indices reflètent le taux de participation du remplissage en maçonnerie dans la réponse globale du système en BAMR. Ces indices sont calculés en termes de résistance, de rigidité et de l'énergie dissipée.

Afin d'atteindre les objectifs cités ci-dessus, cette thèse est structurée en cinq chapitres, encadrés par une introduction et des conclusions, répartis comme suit :

Dans le premier chapitre, une recherche bibliographique est faite sur l'historique de l'emploi de la maçonnerie en générale et les systèmes en BAMR en particulier. Dans ce chapitre, on présente aussi les facteurs influant sur la résistance de la maçonnerie et les principaux essais d'identification de ces caractéristiques mécaniques.

Le comportement sismique des systèmes en BAMR est l'objet du deuxième chapitre. Une description des différents mécanismes de rupture correspondant au cadre et au remplissage en maçonnerie est établie. Ce chapitre est clôturé par la présentation des principales méthodes utilisées pour la justification des systèmes en BAMR.

Le modèle numérique proposé est présenté dans le troisième chapitre. Ce chapitre comporte deux applications pour la validation du modèle numérique. Dans les deux applications, les résultats numériques de l'analyse non-linéaire sont confrontés aux résultats de travaux expérimentaux existant dans la littérature.

Le quatrième chapitre a pour but d'appliquer le modèle numérique proposé sur un cadre en BAMR conçu avec des goussets en béton armé. En présence des goussets, une adaptation de certains paramètres sur le modèle numérique a été suggérée. Cette application sert aussi comme une validation du modèle numérique proposé.

La méthode des indices de performance proposée pour l'évaluation de la performance sismiques d'un système en BAMR est présentée dans le cinquième chapitre. La méthode des indices de performance est appliquée pour montrer l'apport des goussets sur l'amélioration du comportement sismique des systèmes en BAMR.

Le travail est achevé par une conclusion générale qui comporte la synthèse des résultats obtenus. Des recommandations sont également proposées ainsi des perspectives à des futurs travaux sont suggérées.

CHAPITRE 1 : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 INTRODUCTION

La maçonnerie représente le mode de construction le plus ancien qui trouve encore sa place dans la construction moderne malgré l'utilisation intensive d'autres matériaux tels que l'acier, le béton ou le bois. Plusieurs améliorations ont été apportées à ce mode de construction mais la technique d'empilement des briques ou des pierres est restée essentiellement la même au fil du temps.

Les ossatures en **Béton Armé** avec **Maçonnerie de Remplissage** en briques ou (**BAMR**) -tout court- représentent le mode de construction des bâtiments le plus employé en Algérie et au monde entier [1]. Les BAMR sont constitués de panneaux en maçonnerie confinés par des éléments en béton armés qui représentent les poteaux et les poutres. Cette typologie structurale est employée pour la construction des bâtiments et autant plus pour les auto-constructions. Les remplissages en maçonnerie se trouvent dans les constructions en plusieurs formes, telles que murs en cloison simple ou double, avec briques pleines ou creuses, sans ou avec ouvertures. À travers le territoire algérien, les cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie caractérisent la majorité des constructions du tissu urbain. Grâce à sa légèreté, la souplesse et la facilité d'exécution, la disponibilité des matériaux de construction, ce mode de construction est intensivement utilisé pour des fins d'habitation, commerciales ou industrielles.

Le premier chapitre de notre travail a pour but de présenter un bref historique sur l'utilisation de la maçonnerie dans les constructions en général puis on se focalise sur la maçonnerie de remplissage particulièrement dans les cadres en béton armé. On cite aussi les facteurs les plus importants qui influent sur la résistance de la maçonnerie puis on termine ce chapitre par la présentation des paramètres et des essais qui identifient les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie.

1.2 HISTORIQUE DE LA MAÇONNERIE ET DU BETON ARME

La maçonnerie est l'art qui consiste à ranger des briques ou des pierres avec du mortier ou avec une autre liaison. Elle est également définie comme étant une construction dans laquelle on emploie de la pierre ou de la brique avec le mortier. Ceci lui donne une caractéristique simple et très particulière et offre beaucoup d'avantages dans la construction tels que : l'esthétique, la solidité, la durabilité, la bonne isolation phonique et thermique, la protection contre le feu... etc. La maçonnerie peut également jouer le rôle de murs porteurs dans une structure puisqu'elle possède une bonne résistance aux efforts horizontaux notamment aux efforts sismiques. Les archéologues ont constaté que l'évolution culturelle de l'humanité est passée par trois âges : l'âge de pierre, l'âge de bronze et l'âge de l'acier. Une civilisation peut atteindre le sommet de la gloire lorsqu'elle arrive à avancer suffisamment dans les domaines économique et social. La construction de cités et de monuments est alors un élément primordial de développement. On constate que les premières maçonneries datent de l'âge de pierre. L'art de l'architecture remonte donc à très longtemps, aux premières civilisations ; depuis ces époques lointaines la maçonnerie est devenue une technique de construction très répandue. Le premier matériau qui a été utilisé dans la maçonnerie est probablement la pierre. En plus de la pierre, la brique séchée au soleil était aussi un matériau de construction très utilisé notamment par les habitants des contrées très peuplées au Moyen-Orient. Les habitants se retrouvaient d'une part face à des problèmes de manque de bois pour la construction, des difficultés d'approvisionnement en pierre et surtout à une forte demande de construction. D'autre part, ces endroits sont caractérisés par un climat très rude connu par de hautes températures mais possédaient une forte abondance d'argile. Par conséquent, ces raisons ont favorisé le développement et augmenté la fabrication de la brique sèche. La brique est devenue un matériau léger, facile à mouler, permettant de donner des formes diverses aux murs et qui possède également des propriétés de résistance et de durabilité [2].

L'utilisation de la brique cuite a commencé probablement avec l'observation des briques séchées au soleil, qui devenaient très rigides et durables au contact de la chaleur, notamment pour les briques qui constituaient les murs des fours de cuisson. C'est sous l'empire romain que l'utilisation de la brique cuite a pu s'élargir et gagner du terrain surtout avec l'introduction d'autres types d'additifs qui sont rentrés dans la composition des briques. Ceci a permis une homogénéisation de l'architecture et une prépondérance de

la brique dans les constructions. Les briques prennent alors des formes beaucoup plus standards et régulières [2].

Plus près de nous, l'histoire de la maçonnerie est liée aussi à la révolution industrielle ; l'activité industrielle va remplacer les procédures manuelles. Le point de départ de la fabrication industrielle des briques a commencé avec l'introduction du four d'Hoffman Kiln en 1858 dans lequel se font toutes les procédures de fabrication à partir de la phase de préparation jusqu'à la cuisson. Depuis de nombreuses recherches ont été faites pour améliorer la production des briques [2].

À présent, beaucoup de changements ont été apportés à la maçonnerie d'une manière générale, notamment aux techniques de fabrication des constituants et à leurs compositions. La maçonnerie et les nouveaux matériaux coexistent dans les constructions dans la plupart des cas sont indissociables. Des produits innovants, le béton armé ou préfabriqué, la charpente métallique et les matériaux composites coexistent avec la brique. La pierre reçoit un nouveau rôle dans la construction industrielle du fait de ses difficultés d'extraction, de transport et de mise en œuvre. Elle est devenue un matériau excessivement cher et d'autres matériaux ont pris le dessus dans les applications structurales. La maçonnerie de pierre est principalement devenue un matériau à usage esthétique [2].

L'association du béton avec l'acier comme matériau de construction s'est révélée au milieu du 19^{ème} siècle. Par exemple en 1851, un manufacturier de produits chimiques d'origine lyonnaise, François Coignet (1814-1888) vient s'établir à Saint Denis, dans la région de Paris et se fait construire une maison en s'inspirant des techniques traditionnelles mais la terrasse de sa maison est entièrement en béton renforcée de poutrelles en I en fer. Cet exemple est souvent cité comme première application du béton armé, mais il s'agit vraiment d'une application isolée. En Grande Bretagne, on reconnaît un inventeur isolé du béton armé du nom de William B. Wilkinson (1819-1902), de Newcastle. Wilkinson qui dépose un brevet en 1854 pour la construction de planchers en béton renforcés d'armatures, qui apparaît beaucoup plus développé que celui de Coignet quant à la disposition et l'ancrage des armatures [3].

À la fin des années 1870, la construction en béton armé n'existe donc toujours pas. Ce n'est que dans les années 1880 qu'elle va tout doucement démarrer. C'est ici qu'il faut mentionner le rôle prépondérant de François Hennebique (1842-1921), petit entrepreneur originaire d'Arras, mais qui vient s'établir en Belgique, y dépose son premier brevet en

1886 et réalise la première construction en béton armé en Belgique : un plancher incombustible pour une villa à Lombardzijde en 1889 [3].

La décennie 1890 est vraiment celle du lancement de la construction en béton armé. En 1899, l'ingénieur des Ponts et Chaussées belge Paul Christophe (1870-1957) rédige un véritable état de l'art concernant cette technique, recensant brevets, applications, essais disponibles et méthodes de calcul. Le livre qu'il publie en 1902 avec ses articles écrits en 1899 constitue le premier véritable traité de béton armé. La décennie 1900, le béton armé est aussi abondamment utilisé pour les constructions. L'exposition universelle de Paris de 1900 ; le voilà donc bien lancé comme le matériau de construction du 20ème siècle [3].

Avec le progrès de performances du béton, les éléments en béton deviennent principaux pour supporter les charges et la maçonnerie est utilisée comme élément de remplissage seulement. Cette association du béton armé avec la maçonnerie fait apparaître le système de structure dit ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie ou « BAMR » tout court.

1.3 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION DES BAMR

Dans ce mode de construction, les structures propres du bâtiment (poteaux-poutres), et accessoirement les dalles, sont construites en premier, bien avant la mise en place des murs de remplissage suivant l'appareillage choisi. Tous les matériaux de la maçonnerie traditionnelle peuvent être utilisés. Néanmoins, le poids du mur est supporté par le système poteaux-poutres. De ce fait, le poids du mur fait partie intégrante des calculs visant à dimensionner les poutres et les poteaux. Il faut donc attendre jusqu'à ce que la structure en béton armé atteigne sa résistance optimale avant de commencer la pose des éléments de remplissage.

La présence de baies dans les murs de remplissage nécessite l'utilisation des linteaux. Dans ce cas, ce sont les linteaux qui prennent les charges venant des murs au-dessus des baies et non le mur de remplissage lui-même. Ainsi, les murs restent non porteurs.

1.3.1 Maçonnerie

Une maçonnerie est dite de remplissage quand le mur ne participe en aucun cas à la résistance de la structure. Elle est donc non porteuse. Elle se compose des murs intérieurs ou des cloisons, dont la seule fonction est la séparation des pièces, et des murs extérieurs

qui ont pour fonction l'isolation et l'étanchéité. Les Panneaux en maçonnerie sont composés de briques et de joint en mortier arrangés de façon périodique. Voir figure 1.1.

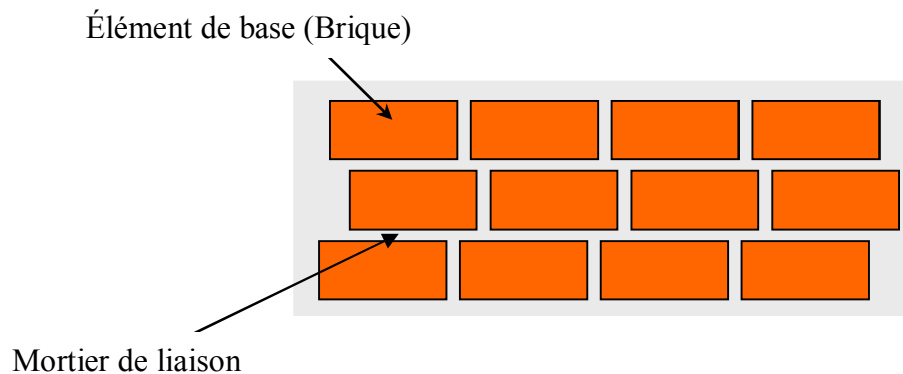


Figure1. 1: Empilement type d'un remplissage en maçonnerie.

La fabrication des briques silico-calcaires consiste à comprimer un mélange de silice (90 %) et de la chaux à une pression de 30 MPa et à soumettre ce mélange à un jet de vapeur d'eau sous pression pendant plusieurs heures. La rugosité des surfaces des briques permet l'accrochage des enduits. L'emploi des silico-calcaires légers ou denses donne des résistances à la compression qui peuvent aller respectivement jusqu'à 7 MPa pour des densités de l'ordre de 0.8 et jusqu'à 60 MPa pour les densités d'ordre de 2.2 [2].

En Algérie, Les panneaux de remplissage en maçonnerie sont constitués de briques souvent de type creuse. Les briques pleines sont moins utilisées dans les panneaux de remplissage par rapport aux briques creuses à cause de leur coût ainsi de leur poids. Les briques creuses sont disponibles dans le marché algérien en plusieurs formes. Elles sont formées de trous ou d'alvéoles disposées dans le sens de la longueur. Voir Figure 1.2.

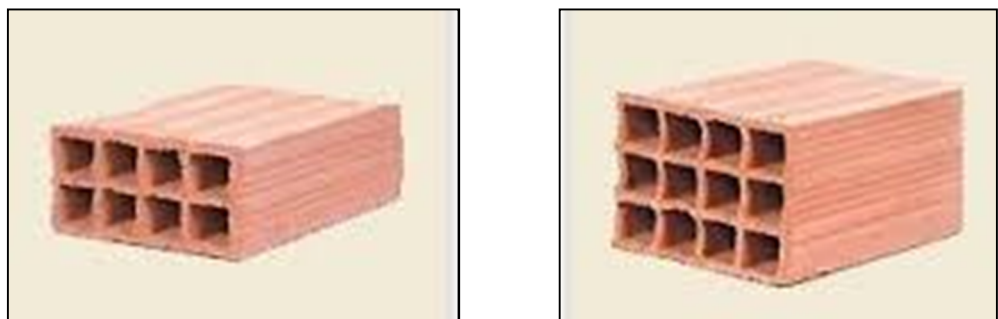


Figure1. 2: Formes de briques creuses utilisées en Algérie.

Les briques standards sont fabriquées de terre cuite à joint continu. Les dimensions des briques sont : $30 \times 20 \times 15$ (cm) pour la brique à 12 alvéoles et $30 \times 20 \times 10$ (cm) pour celle à 8 alvéoles. L'épaisseur moyenne des parois des briques est de 8 mm. Chaque face de la brique est formée de stries favorisant une bonne adhérence avec le mortier. L'aire transversale de chaque alvéole est un carré de $4 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$. Les vides occupent plus de 60 % de la surface brute. Le rapport entre surface nette et surface brute est de l'ordre de 0.30 [4]. Le tableau 1.1 [2] illustre des valeurs usuellement adoptées caractérisant les briques en maçonnerie.

Tableau 1. 1: Valeurs usuelles des caractéristiques mécaniques des briques.

Texture	Masse volumique (KN/m³)	Module d'élasticité (Mpa)	Coefficient de poisson	Résistance à la compression (Mpa)	Résistance à la traction (Mpa)
Brique creuse	3000	5000	0.3	20	8
Brique pleine	3000	15000	0.2	40	4

Les propriétés des briques varient avec le mode de fabrication. Si l'on casse une brique produite par agglomération, on constate que l'état de surface de la cassure est « grenue » (mauvaise compacité). Alors que pour les briques fabriquées à la filière (la pâte est pressée dans un tuyau et ensuite passée par un laminoir avant d'être coupée en briques) la cassure est "lisse"(meilleure compacité).

1.3.2 Mortier de ciment

Le mortier de ciment est généralement confectionné par le mélange du sable, du ciment et de l'eau. La préparation et la mise en œuvre sont des facteurs essentiels pour réussir un mortier de ciment avec de bonne résistance. La première phase de préparation est fonction de l'ouvrabilité du mortier. Cette caractéristique est généralement définie par le maçon. On ne peut pas lui donner une signification précise par manque de norme spécifique le concernant. Ce qu'il faut retenir c'est que pendant cette phase, le mortier doit avoir une certaine viscosité, être facile à écarter avec une truelle et impérativement coller sur les surfaces verticales [2].

Les ingrédients qui peuvent augmenter l'ouvrabilité du mortier sont la taille des agrégats et la quantité d'eau utilisée pour le malaxage. L'entraînement d'air est un additif qui crée des bulles d'air minuscules dans le mélange. Ces bulles vont aider les ingrédients du mortier à se déplacer plus librement. Par ailleurs, elles vont réduire la résistance du matériau puisque la densité et la surface de liaison entre les unités de maçonnerie vont être naturellement affaiblies. L'hétérogénéité des constituants du mortier, les phénomènes de prise, de durcissement, de retrait et de fluage donnent à ce matériau une certaine spécificité qui est souvent difficile à prendre en compte dans les calculs. Ces paramètres du mortier sont contrôlés par le choix des granulats et des liants et par leurs pourcentages respectifs dans le mélange [2].

Le sable est généralement le granulat employé. Il est inerte dans la réaction chimique d'hydratation, mais participe à la compacité du mortier durci. Dans les constructions modernes, il doit répondre à des exigences de granulométrie pour conférer plus au moins au mortier son homogénéité [2].

Les ciments usuels sont aussi appelés liants hydrauliques car ils ont la propriété de s'hydrater en présence d'eau et parce que cette hydratation transforme la pâte liante. Cette dernière a une consistance de départ plus ou moins fluide, se transforme en un solide pratiquement insoluble dans l'eau. La composition de base des ciments actuels est un mélange de silicates et d'aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux (CaO) avec la silice (SiO₂) et l'oxyde de fer (Fe₂O₃). La chaux nécessaire est apportée par des roches calcaires. Les calcaires et argiles sont extraits des carrières, puis concassés, homogénéisés, portés à haute température (1450 °C) dans un four. Le produit obtenu après refroidissement rapide (par le procédé de la trempe) est le clinker Portland. Le clinker est appellation anglaise qui évoque le mode d'obtention du matériau. La qualification de Portland vient du fait que l'ingénieur J. Smeaton trouva que le ciment de sa fabrication, pour la reconstruction d'un phare en Cornouailles en 1756, égalait en solidité et en durabilité la meilleure pierre de Portland. Le clinker, auquel on ajoute quelques pourcentages de gypse est ensuite finement broyé (moins de 1/10^{ème} de mm) de manière à obtenir une poudre dont la masse volumique absolue varie de 3,0 à 3,2 g/cm³ [2].

La résistance à la compression du mortier est parfois considérée comme critère principal pour choisir le type de mortier, puisqu'elle est relativement facile à mesurer. Elle se relie généralement à quelques autres propriétés, comme la résistance à la traction et le

pouvoir de rétention d'eau du mortier. La résistance à la compression du mortier dépend en grande partie du contenu du ciment utilisé et du rapport (E/C) eau-ciment. Par exemple, pour un mortier normal le rapport E/C est généralement égal à 0,5 [2]. Le tableau 1.2 [2] donne un aperçu des propriétés mécaniques des mortiers.

Tableau 1. 2: Propriétés mécaniques des mortiers en fonction de leurs compositions.

Type du mortier			Résistance en compression (Mpa)	
Ciment /Chaux / Sable	Ciment /sable	Ciment / Sable + adjuvant	Test en laboratoire	Test in- situ
1/0.25/3	-	-	16	11
1/0.5/4	1/2.5-3.5	1/3-4	6.5	4.5
1/1/5	1/4-5	1/5-6	3.6	2.5
1/2/8	1/5.5-6.5	1/7-8	1.5	1

1.3.3 Béton

Le béton possède une grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction. C'est pourquoi son utilisation comme matériau de construction ne s'est véritablement développée qu'avec l'invention du béton armé. Dans ce dernier, des armatures en acier pallient son insuffisante résistance à la traction.

Le béton répond parfaitement aux choix suivants :

- Il est constitué de matériaux naturels primaires largement distribués à la surface de la terre.
- Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il en épouse les volumes permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales.
- Ses capacités de résistance dépassent celles des meilleures roches naturelles.

- Sa durabilité est plus que séculaire lorsqu'il est correctement formulé et mis en œuvre ; il résiste bien aux effets d'environnements corrosifs et, en particulier, à l'action de l'eau de mer.
- Il offre une bonne tenue au feu (garantie de sécurité vis-à-vis des incendies).
- Son prix de revient, enfin, fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

Les recherches menées depuis 1970 sur le béton, et particulièrement sur ses constituants actifs, conduisent à un nouveau bond qualitatif et quantitatif de ses propriétés. Dans les années 1980, des bétons à hautes performances dont la résistance à la compression atteint 100 mégapascals (MPa) (environ 1 000 kg/cm²), et même 140 MPa (1 400 kg/cm²) dans un immeuble à Seattle aux États-Unis [1].

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime de ciment, de granulats, d'eau et parfois de faibles quantités d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles. Dans la mesure où le ciment est un liant hydraulique fabriqué essentiellement à partir de minéraux naturels, le béton peut être considéré comme une roche artificielle. La figure 1.3 montre les pourcentages standards en poids des différents composants du béton [1].

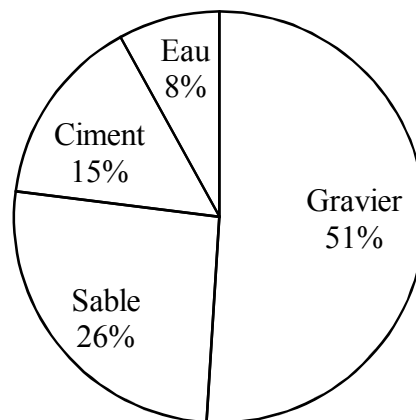


Figure1. 3: Pourcentages indicatifs en poids des constituants du béton.

1.4 FACTEURS INFLUANT SUR LA RESISTANCE DE LA MAÇONNERIE

Les facteurs qui influent sur la résistance des remplissages en maçonnerie de brique peuvent être regroupés en deux familles : Qualité des matériaux de construction et Qualité de la mise en œuvre.

1.4.1 Qualité des matériaux de construction

La qualité des matériaux influe considérablement sur les résistances des ouvrages, en général. En amont de tout projet de construction, la qualité des matériaux doit être clairement définie. En plus, Il est primordialement exigé de faire des essais de contrôle de qualité au fur- et à mesure de l'avancement dans les travaux.

1.4.2 Qualité de la mise en œuvre

Comme pour les autres matériaux de construction, la maçonnerie est affectée également par la qualité de la mise en œuvre. Pour le béton armé, la qualité de sa mise en œuvre est généralement maîtrisée. C'est la qualité de mise œuvre des panneaux de maçonnerie qui reste toujours difficile à réussir. La qualité de mise en œuvre des panneaux de maçonnerie est influée par :

1.4.2.1 Effet de la succion:

Pour assurer une résistance optimum à la compression, il est nécessaire de limiter le départ de l'eau du mortier vers les briques. Au moment du contact, le diamètre moyen des capillaires des briques secs ou très faiblement imprégnés d'eau, est en général, inférieur à celui des capillaires des joints de mortier saturés d'eau. Il en résulte un mouvement d'eau dans le sens joint de mortier-brique dû à l'existence d'une pression motrice résultant de la différence entre succion des briques et la rétention du mortier [1].

La vitesse de succion décroît rapidement au fur et à mesure que les capillaires des blocs s'imprègnent et que le diamètre moyen des capillaires du mortier diminue avec la progression de l'hydratation. On peut s'attendre donc à des modifications de la cinétique d'hydratation du mortier et par conséquent à la diminution de la résistance mécanique en cas d'hydratation insuffisante. Le départ de l'eau provoque également une rigidification du mortier ce qui augmente son seuil de cisaillement en perdant ainsi son "élasticité".

La solution la plus utilisée pour limiter ce phénomène consiste à mouiller les blocs avant le montage, mais les blocs saturés d'eau développent une faible adhérence avec le mortier. L'utilisation de rétenteurs d'eau dans le mortier a tendance à limiter sensiblement ce phénomène [1,4].

1.4.2.2 Qualité d'exécution des joints:

La mauvaise exécution des joints entre les briques provoque des grands défauts qui peuvent apparaître en tant que fissures sous l'effet des charges permanentes ou accidentelles surtout de nature sismique. L'appréciation de la qualité d'exécution des joints reste toujours difficile à apprécier néanmoins des travaux ont été menés pour l'étude de ce facteur. Les principales conclusions de ces travaux sont :

- 1- La qualité d'exécution des joints verticaux n'affectent pas considérablement sur la résistance à la compression des panneaux par contre elle n'est pas négligeable dans le cas de charges horizontales. Les travaux de HUREZ ont montré une différences de l'ordre de 10% entre la résistance à la compression des murs en maçonnerie avec les joints verticaux remplis et non remplis en chargement vertical centré [1].
- 2- L'épaisseur excessive des joints horizontaux ont tendance à réduire sensiblement la résistance des panneaux en maçonnerie.

1.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DE LA MAÇONNERIE

1.5.1 Résistance moyenne de rupture à la compression :

Pour la détermination de la résistance moyenne de rupture en compression R, deux méthodes peuvent être utilisées [21]:

- Essais directs sur murets ou petits piliers.
- Application de la formule (1.1) connaissant les résistances des matériaux (blocs, mortier) de la maçonnerie :

$$R = 0,55 \sqrt[3]{\sigma_m \sigma_b^2} \quad (1.1)$$

R : Résistance moyenne de rupture en compression exprimée en MPa.

σ_m : Résistance à la compression du mortier exprimée en MPa.

σ_b : Résistance à la compression du bloc ou de la brique exprimée en MPa.

1.5.2 Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation initiale E_0 est, pris dans les calculs courants, égal à [21] :

$$E_0 = \alpha R \quad (1.2)$$

(E_0 exprimée en MPa)

R : valeur moyenne de la résistance de rupture exprimée en MPa.

α : constante élastique de la maçonnerie définie dans le tableau 1.3 en fonction du type de la maçonnerie et de la classe du mortier.

Le module de déformation E est pris égal à E_0 pour des contraintes ne dépassant pas $0,2 R$, au-delà, il est donné par la relation empirique (1.3) suivante :

$$E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1.1 R}\right) \quad (1.3)$$

σ : est la contrainte appliquée à l'endroit sollicité de la maçonnerie exprimée en MPa.

Tableau 1. 3: valeurs du coefficient α .

Type de maçonnerie	Classe du mortier (MPa)			Résistance nulle du mortier
	>25	10	4	
Brique pleine de terre cuite, silico calcaire, béton léger ou cellulaire.	1000	750		200
Béton de terre stabilisée, plâtre.		750	500	200
Brique pleine de terre cuite creuse.		750		200

1.5.3 Résistance admissible de calcul en compression :

La résistance admissible R_{adm} de calcul en compression est obtenue par application de la formule (1.3) [21]:

$$R_{adm} = \frac{R}{K_c} \quad (1.3)$$

K_c : coefficient de sécurité en fonction des caractéristiques géométriques, ou du processus de production de l'élément constitutif de maçonnerie, et donné au tableau 1.4.

Tableau 1. 4: valeurs de K_c .

Éléments constitutifs de maçonnerie	K_c
Brique de forme habituelle (brique silico-calcaire, brique pleine de terre cuite)	1,4
Bloc de grande taille (béton cellulaire)	1,6
Brique ou bloc obtenu par vibro-traitement (béton de terre stabilisée, parpaing)	1,2

1.5.4 Résistance admissible au cisaillement :

La résistance normative τ_n de la maçonnerie au cisaillement est déterminée [21] :

- soit à partir d'essai direct de cisaillement.
- soit à partir de la relation (1.4) suivante :

$$\tau_n = \min(\tau_0 + 0,4 \sigma_g, \tau_{lim}) \quad (1.4)$$

σ_g : Contrainte de compression de la maçonnerie sous charge permanente au niveau considéré exprimée en MPa.

τ_0 : Contrainte de cisaillement à contrainte verticale nulle exprimée en MPa.

τ_{lim} : Contrainte de cisaillement limite exprimée en MPa.

Les valeurs de τ_0 et τ_{lim} sont données dans le tableau (1.5) en fonction de la résistance à la compression du mortier et des éléments de la maçonnerie.

Tableau 1. 5: valeurs de τ_0 et τ_{lim} .

Résistance des briques (MPa)	Résistance du mortier (MPa)	τ_0 (MPa)	τ_{lim} (MPa)
<15	≥ 10	0,3	1
	<10	0,2	
≥ 15	≥ 10	0,3	1,2
	<10	0,2	

Les valeurs données au tableau 1.5 sont à diviser par 2 dans le cas où le pourcentage de perforation excède 40%.

Plusieurs méthodologies sont employées pour la détermination de la résistance caractéristique au cisaillement. Le principe pour toutes ces méthodes s'agit d'appliquer préalablement une force verticale sur deux ou trois briques liées avec du mortier puis appliquer une force horizontale parallèle au plan du mortier [22]. Voir Figure 1.4 suivante :

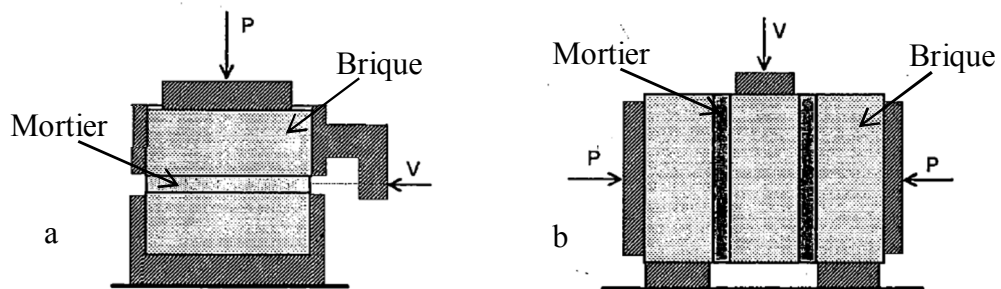


Figure1. 4: Procédures pour la détermination de la résistance au cisaillement de la maçonnerie.

La procédure montrée dans la figure 1.4 -a- doit servir à l'évaluation de la résistance au cisaillement pur de la maçonnerie. Dans la procédure de la figure 1.4 -b-, l'échantillon est soumis à un couple cisaillement + flexion qui peut affaiblir l'échantillon est fournir des résultats pessimistes de la résistance au cisaillement. La procédure la plus réaliste est celle appliquée sur un muret en maçonnerie chargé verticalement avec une charge constante et horizontalement avec une force variable [23] .Voir figure 1.5.

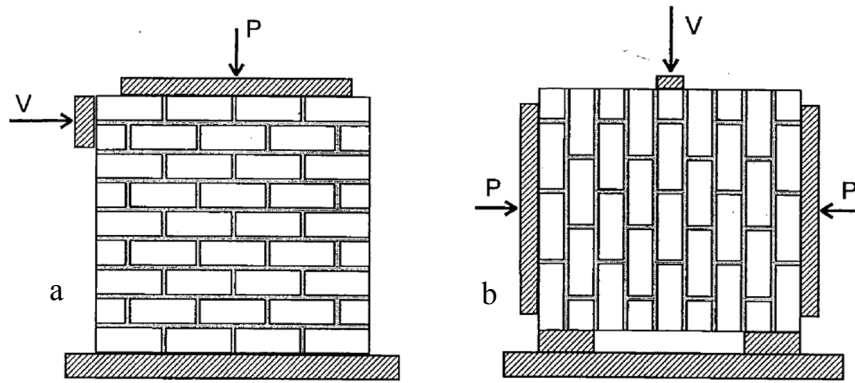


Figure1. 5: Tests de la résistance au cisaillement sur murets en maçonnerie.

L'inconvénient de la procédure du test montrée dans la figure 1.5-a- est que la base du muret est conçue pour empêcher tout glissement ou soulèvement du panneau ce qui surévalue la résistance réelle au cisaillement. La deuxième procédure montrée dans la figure 15-b- est plus pratique mais elle nécessite une correction qui tient en compte l'effet perturbateur des contraintes de flexion aux extrémités du panneau.

Il existe un autre type d'essai pour la détermination de la résistance au cisaillement et qui tient en compte l'inclinaison de la force horizontale. Voir figure 1.6. Ce test est proposé pour rapprocher de l'état réel d'un BAMR lorsqu'il est soumis à un chargement latéral [24-26].

Ce test est très avantageux car il fournit un paramètre supplémentaire qui est la résistance à la traction du panneau c'est pour cette raison qu'il est appelé par plusieurs chercheurs : « test de fractionnement par tension ». [27-29].

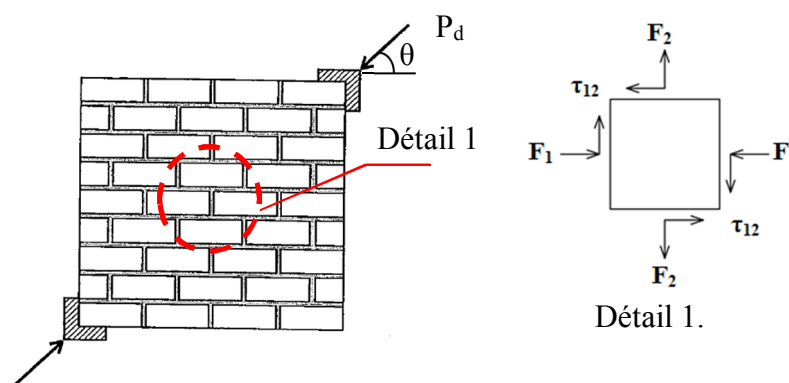


Figure1. 6: Test incliné de la résistance au cisaillement diagonal.

Si P_d est la force de rupture du muret en maçonnerie, Les caractéristiques suivantes peuvent être déterminées :

$$\text{Résistance à la compression } F_c = F_1 = 2,38 \tau_{12} \quad (1.5)$$

$$\text{Résistance à la traction } F_t = F_2 = 0,73 \tau_{12} \quad (1.6)$$

$$\text{Résistance à la compression } \tau_{max} = \tau_{12} = \frac{P_d}{A_d} \quad (1.7)$$

$$\text{Avec : } A_d = \text{Diagonale} \times \text{Épaisseur du panneau.} \quad (1.8)$$

1.6 CONCLUSION

Les cadres en béton armé remplis par la maçonnerie de brique représentent un mode de construction très répandu dans certains pays et en Algérie aussi. Le calcul de ce type de structures présente beaucoup de difficultés car elles sont constituées de deux matériaux de comportements différents.

La maçonnerie de remplissage n'est pas conçue pour supporter des charges verticales mais dans le cas d'une action sismique son rôle ne devient plus secondaire. Ceci est l'objet du deuxième chapitre qui traite le comportement sismique et les principales méthodes de calcul des structures en BAMR.

CHAPITRE 2 : COMPORTEMENT SISMIQUE DES BAMR

« Actuellement, à travers le monde, presque 80% des gens qui ont risqué de mort ou d'être blessés dans les séismes sont les occupants des bâtiments construits avec cadres en béton armé remplis en maçonnerie ». 13^{ème} conférence mondiale (2004).

Bendimerad –Directeur de: Earthquakes and Megacities Initiative.

2.1 LES CONSTRUCTIONS EN BAMR ET LE SEISME

En Algérie, les cadres en béton armé sont souvent remplis par la maçonnerie de brique. Vis-à-vis des charges verticales, la maçonnerie représente un élément secondaire non structural qui augmente le poids de la structure mais ne participe pas dans sa capacité. Toutefois cette situation est différente dans le cas où la structure est soumise à une excitation sismique où le rôle et l'influence du panneau en maçonnerie sur le comportement globale de la structure dépend de l'interaction entre le remplissage en maçonnerie et le cadre confinant en béton armé [5]. La prise en compte du risque sismique sur les nouvelles constructions ou sur le bâti existant est fondée essentiellement sur l'appréciation de la performance du bâtiment ainsi l'estimation pertinente des actions sismiques. Dans ce chapitre on étudie aussi l'aspect réglementaire et les modes de ruptures de ce type de structures.

2.1.1 Sismicité en Algérie

Le rapprochement des plaques eurasiatique et africaine entraîne l'occurrence d'une activité sismique. Celle-ci est concentrée essentiellement dans la partie Nord du pays. La région tellienne est la plus active, dans cette région se produit la plus grande activité et les séismes les plus importants. La région des hauts plateaux est beaucoup moins active que la région Tellienne. Au niveau de l'Atlas saharien seuls quelques événements se sont produits. La sismicité en Algérie du Nord se produit de façon permanente. Le réseau de surveillance enregistre près de 50 secousses par mois. Près de 90 % de cette activité étant de faible magnitude et se produisant loin des centres urbains. La sismicité est concentrée dans la région nord du pays c'est à dire dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure sud atlasique, et des frontières marocaines jusqu'aux frontières tunisiennes [6].

2.1.2 Séisme de Boumerdès (2003)

C'était une journée inhabituellement chaude d'un mois printanier. C'était une journée de printemps, mois du renouveau, d'espérance et de bonheur. Mercredi, 21 mai de l'an 2003, Il était 19 heures 44 minutes. Brusquement, des entrailles de la terre parvenaient de terribles grondements, le sol ondulait, les maisons chancelaient, le rivage de la Méditerranée se vidait de son eau turquoise, la pénombre tombait sur les cités et les villages. Le temps s'est figé.

Abachi L. Journal : Algérie 360.

C'est le plus violent évènement sismique enregistré en Algérie dans cette dernière décennie. Le 21 Mai 2003, un violent séisme avait ravagé la région d'Alger, particulièrement la ville de Boumerdès et les localités environnantes. Le bilan est lourd, très lourd : 2300 morts et 130 000 sans-abris. Un pic (PGA) de 0.33g est enregistré à l'instant $t= 15.18$ sec. Le séisme de Boumerdès a atteint une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter [6].

Les expertises post-sismiques montrent que les bâtiments constitués par une structure en portiques (poteaux et poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent entre 80% à 90% des constructions réalisées dans la zone sinistrée par le séisme. Le comportement sismique des constructions en BAMR est parfaitement aléatoire qui peut entraîner des dégâts allant de la destruction des panneaux en maçonnerie jusqu'à l'effondrement total du bâtiment, en passant par tous les cas intermédiaires [7].



Figure 2.1 : Effondrement partiel et total de constructions en BAMR (Boumerdès 2003).



Figure 2.2: Effondrement total de constructions en BAMR (Boumerdès 2003).

2.1.3 Comportement sismique des constructions en BAMR

Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme. Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder et on retrouve la classique fissuration en X. [7]. Voir figure 2.3.

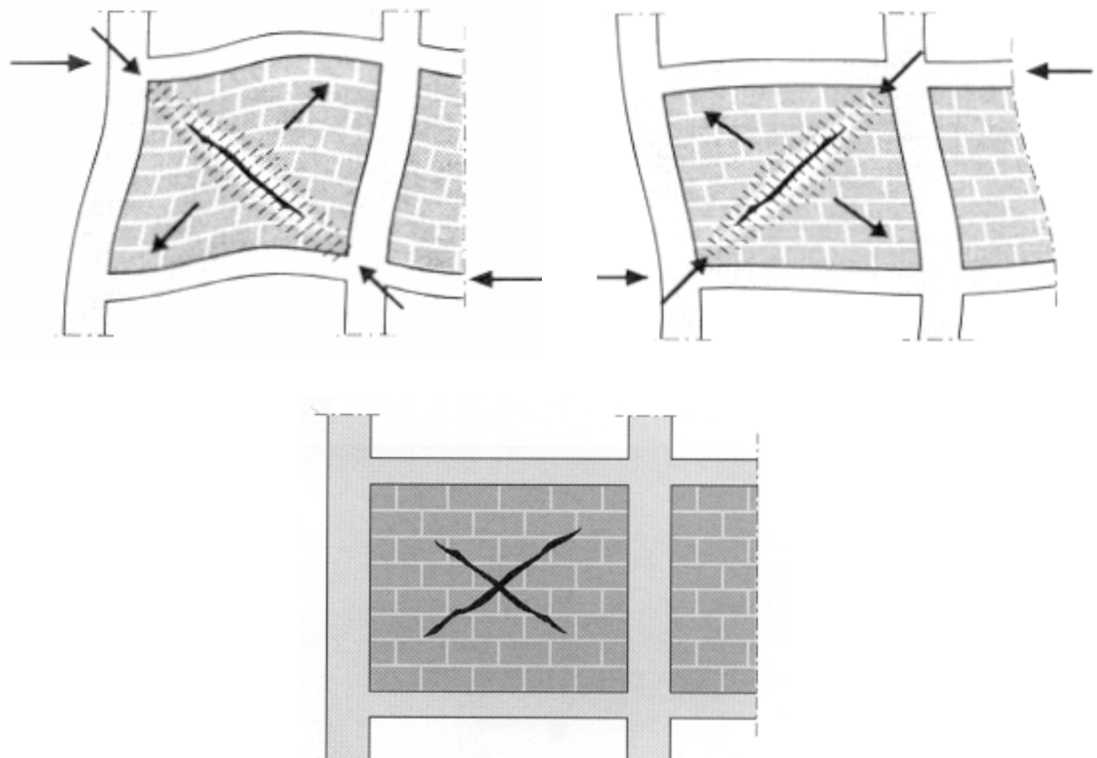


Figure 2.3: Formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue sous l'action sismique et fissuration en X du remplissage en maçonnerie.

La photo suivante montre une fissure en X dans un remplissage en maçonnerie après le séisme qui a frappé la ville d'Izmit en Turquie en 1999.



Figure 2.4: Fissures en X sur des murs en maçonnerie remplissant des cadres en béton armé. (Turquie, 1999).

Une structure en BAMR se comporte de la façon suivante lorsqu'elle est soumise à une force horizontale [4] :

Phase 1 : sous des efforts relativement faibles, la structure se comporte comme un ensemble monolithique. Voir figure 2.5.

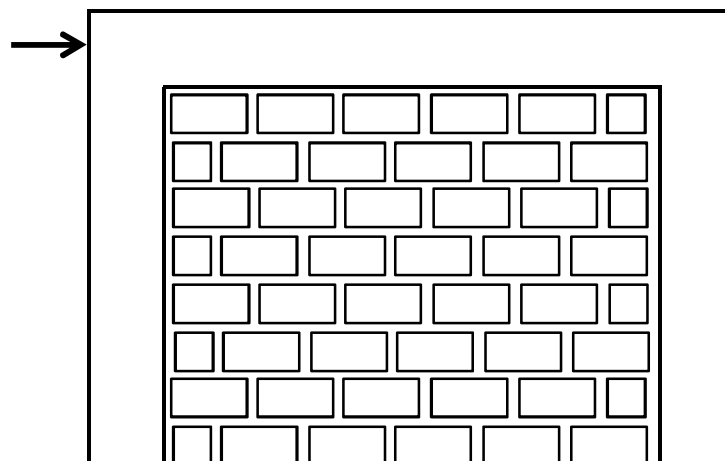


Figure 2.5: Comportement monolithique du système cadre-remplissage.

Phase 2 : À la suite de quoi, il se produit une fissuration du même côté que la force, dans le coin bas, entre le cadre et le mur. Une fissure identique est aussitôt générée dans le coin opposé. Voir figure 2.6.

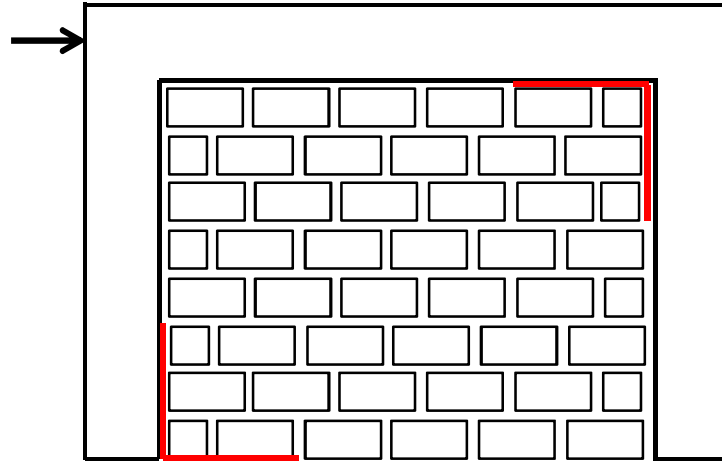


Figure 2.6: Fissuration de séparation entre le cadre et le remplissage.

Phase 3 : est caractérisée par la séparation du cadre et du remplissage dans ces zones fissurées. À partir de ce moment, le remplissage est supposé se comporter comme une entretoise ou bielle diagonale en maçonnerie. Voir la figure (2.7).

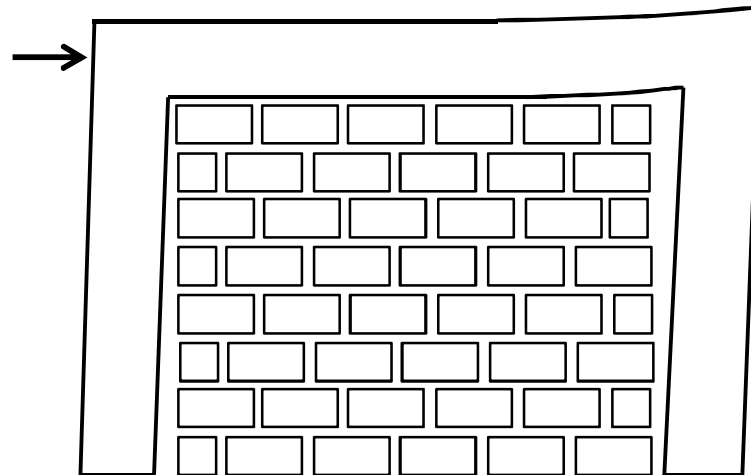


Figure 2.7: Séparation entre le cadre et le remplissage et formation de la bielle diagonale.

Les effets de présence du remplissage en maçonnerie dans les cadres en béton armé offrent plusieurs avantages qui peuvent être résumés en trois points essentiels :

- Augmentation de la capacité latérale du cadre en BAMR : qui permet à la structure de résister aux efforts sismiques importants par rapport aux structures avec cadres vides en béton armé ou avec remplissages isolés. L'isolation du remplissage avec le cadre se fait par des matériaux souples en néoprène ou en polystyrène.

- Augmentation de la rigidité latérale du cadre en BAMR : la formation de la bielle diagonale dans le cadre rigidifie la structure et limite la déformation latérale au cours du

séisme. Ceci permet d'éviter l'entrechoc entre les structures adjacentes (en absence de joints sismiques) et diminue les sollicitations supplémentaires dues aux effets p-delta.

- Augmentation de la capacité de la structure à dissiper de l'énergie sismique : la capacité de dissipation de l'énergie sous excitations cycliques est augmentée par les fissures des joints en mortier ou par écrasement des briques. Ceci permet de limiter la dégradation des éléments en béton armé et minimise leur coût de réparation suite aux actions sismiques.

Toutefois en cas de séismes violents, le comportement de ces constructions est parfois médiocre. La rigidité de l'ossature avec remplissages massifs entraîne des efforts élevés susceptibles d'endommager les cadres en béton armé [9]. Voir La figure 2.8.



Figure 2.8: Ossature instable Destruction des panneaux en maçonnerie. (Chlef, 1980).

Ainsi la liaison des panneaux avec l'ossature est faible, particulièrement en partie haute où le joint horizontal peut difficilement être garni de mortier. Ceci favorise le détachement des remplissages hors plan par rapports aux cadres en béton armé [9]. Voir La figure 2.9.



Figure 2. 9: Éclatement d'un panneau de remplissage en maçonnerie et chute sur un immeuble voisin. (Californie, 1989).

Parmi les comportements sismiques les plus constatées dans ce type de structure est le phénomène de l'étage souple. Il est à rappeler que l'étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus [10]. Voir figure 2.10.

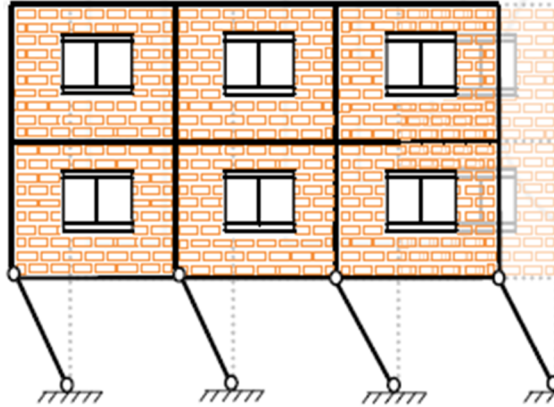


Figure 2.10: Schéma d'un mécanisme d'étage souple.

Des études montrent que l'effet des étages souples peut doubler l'effet de l'effort tranchant à la base des structures [11]. La figure 2.11 montre un bâtiment qui présente un parking au niveau inférieur sans présence de remplissage en maçonnerie et qui a subi une déformation latérale permanente localisée au premier niveau.

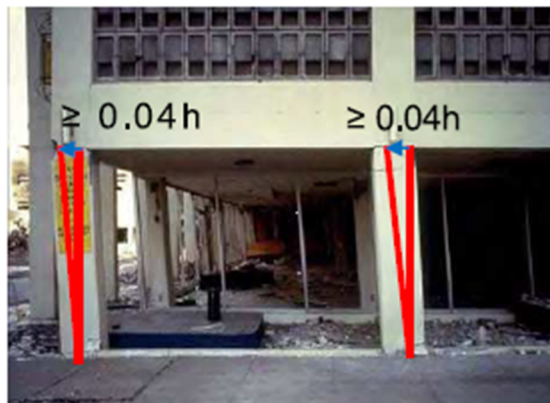


Figure 2.11: Rupture d'étage souple d'un bâtiment après un séisme. (Italie 1976).

L'effet des étages souples peut causer l'effondrement total de l'étage inférieur du bâtiment. La figure 2.12 illustre un exemple d'un bâtiment ayant un dégât sismique de l'étage souple.



Figure 2.12: Effondrement du RDC d'un bâtiment dû à l'effet de l'étage souple.
(Boumerdès, 2003).

Le deuxième effet fréquemment observé dans ce type de structures après les évènements sismiques est l'effet du poteau court. Cet effet se produit lorsque le remplissage est partiellement rempli (Figure 2.13 -a-) ou si le panneau subit des écrasements aux angles (Figure 2.13 -b-). Ce dernier type de rupture des panneaux est détaillé dans la partie des mécanismes de rupture des panneaux en maçonnerie.

Des investigations post sismiques [12-14] indiquent que le frettage inadéquat représente la cause principale du cisaillement des poteaux courts.

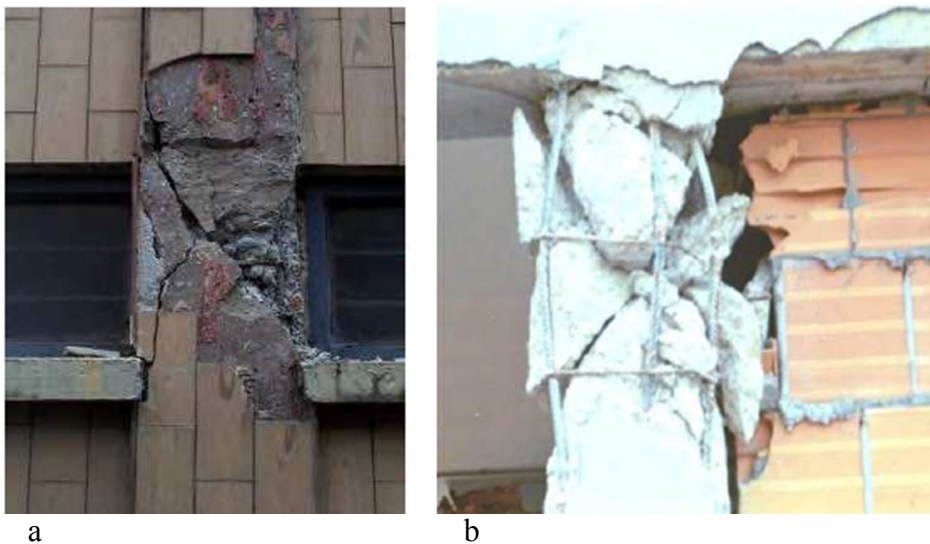


Figure 2.13: Rupture en cisaillement d'un poteau court. (a : Californie, 1994, b : Italie, 2002).

Le troisième effet défavorable de l'interaction maçonnerie avec le cadre en béton armé est la torsion. Puisque la majorité des structures ne présente pas toujours une symétrie dans la distribution des panneaux de remplissage en maçonnerie, l'excentricité entre le centre de la masse et le centre de la torsion de la structure produit un couple de torsion qui sollicite principalement les poteaux périphériques. Une étude est réalisée qui propose des procédures pour l'incorporation de l'effet de l'excentricité naturelle et accidentelle dans l'analyse sismique des bâtiments non symétriques [15]. Stefano a présenté une synthèse de la progression des études sur l'irrégularité en plan et en élévation et son influence sur la réponse sismique des structures [16]. La figure 2.14 montre un bâtiment qui a subi une dégradation sismique importante due au phénomène de la torsion.



Figure 2.14: Rupture en cisaillement d'un poteau court. (Kobe, 1995).

2.2 LES BAMR DANS LE REGLEMENT PARASIMIQUE ALGERIEN RPA99/2003

La maçonnerie est présentée dans le règlement parasismique algérien comme un matériau de construction fragile (Art 2.5.3 RPA99/version 2003) [10].

Pour le calcul des structures avec des panneaux en maçonnerie, le règlement adopte une valeur caractéristique de l'amortissement égale à 10 % (Tab 4.2, RPA99/version 2003) [10].

Les systèmes BAMR sont classés dans le règlement parasismique algérien comme catégorie distincte 1.b. (Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide). Ils sont présentés comme des éléments de remplissage constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans des cadres poteaux poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée. Cette dernière peut

éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie –structure). (Art 3.4 RPA99/version 2003).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto stable). Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III. (Art 3.4 RPA99/version 2003).

Dans le cas où le rez-de-chaussée (au niveau de la programmation ou de la conception initiale) est destiné à un usage commercial ou autres services, avec des densités de cloisonnement moindres et / ou des hauteurs plus élevées par rapport aux niveaux supérieurs, créant ainsi des « étages souples », il est demandé à ce que le contreventement du bâtiment soit assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes (avec des systèmes mixtes, portiques-voiles, ou des noyaux en béton armé par exemple). La définition de l'étage souple est montrée dans le paragraphe 3.4 du RPA99. (Art 3.4 RPA99/version 2003)

Le coefficient de comportement « R » attribué à ce système de constriction est égal à 3,50. Ce coefficient est un moyen qui permet de prendre en considération par un calcul linéaire, les incursions de la réponse des structures dans le domaine non-linéaire. Dans certains règlements l'appellation de ce coefficient est confondue avec la ductilité de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T H_N^{\frac{3}{4}} \quad (2.1)$$

Avec:

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage voir (Art 4.2.4 RPA99/version 2003, tableau 4.6).

Le coefficient C_T attribué à ce système de constructions est pris égal à 0,05.

Ceci indique que la réglementation parasismique algérienne considère la maçonnerie de remplissage comme un matériau de construction de rôle important pouvant influencer considérablement sur la réponse de la structure. En revanche, on trouve que le règlement parasismique définit la maçonnerie de remplissage comme un matériau secondaire dit « Élément non-structural » (Art 6.2.1 RPA99/version 2003) et c'est pour cette raison que sa vérification est secondaire.

Sachant que les panneaux de remplissage en maçonnerie présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes, lors d'un séisme d'une certaine importance, les éléments non structuraux peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme. Leur présence peut influencer sur le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle. Ainsi, les éléments non structuraux deviennent provisoirement porteurs d'où le risque de subir des dommages importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques. Aussi, ils doivent supporter sans dommages inacceptables les déformations de la structure à laquelle ils sont fixés. Pour les constructions courantes, les éléments non structuraux peuvent subir quelques dommages, sans que ces dommages ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines comme la chute brutale de cloisons ou de parement de façade ou des murs extérieurs, la destruction des escaliers ou balcons ...etc. (Art 6.2.2 RPA99/version 2003).

En outre, les remplissages partiels en maçonnerie dans les cadres en béton armé créent des poteaux courts et favorisent le cisaillement des poteaux dans des endroits fragiles. Si l'élancement $\lambda = h/a$ est inférieur à 5, le poteau est considéré comme court. Voir la figure 2.15. Dans ce cas, le confinement transversal des parties sollicitées doit être vérifié en utilisant les formules de la justification des sections en béton armé vis-à-vis des sollicitations tangentes (Art 7.4.3.2 RPA99/version 2003).

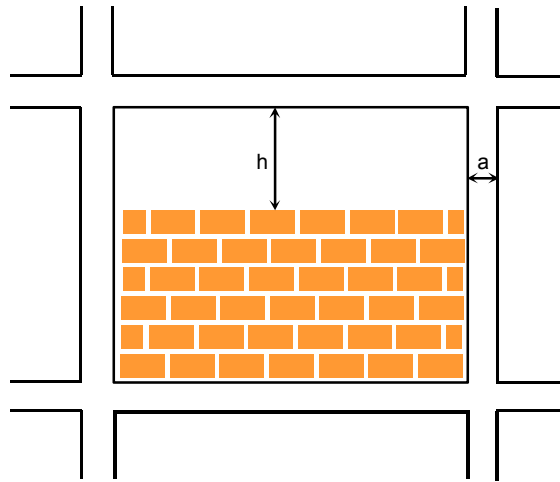


Figure 2.15: Remplissage partiel des cadres en BA : Poteau court.

Les poteaux courts d'une manière générale amènent à de graves désordres à l'occasion de séismes, même modérés. Si leur usage ne peut-être évité il est recommandé que des contreventements par voiles ou palées prennent l'essentiel de l'effort horizontal. (Art 7.4.3.2 RPA99/version 2003).

2.2.3. Commentaires :

A- La nécessité d'introduire les remplissages en maçonnerie comme des éléments structuraux ne figurent pas clairement dans le règlement parasismique algérien. La prise en compte de leur présence dans les structures s'illustre principalement par le biais du coefficient de comportement R. Ceci conduit au concepteur de tenir en compte de la présence des remplissages en maçonnerie, dans le modèle numérique, uniquement par leurs poids propre. Cette constatation conduit à la problématique au choix des modèles numériques représentatives des panneaux de remplissages.

Parfois on opte à isoler les panneaux de remplissage en maçonnerie pour s'assurer de l'absence de leur interaction avec les cadres en BA. Cette solution facilite leur calcul et leur vérification sismique mais elle les prive des avantages des panneaux en maçonnerie telles que l'augmentation de la résistance, la rigidité et la capacité de dissipation d'énergie sismique.

Le modèle de calcul doit tenir compte, de façon aussi fidèle que possible, des éléments de remplissage, même lorsque la résistance de ces derniers n'est pas prise en compte dans les calculs. Les poteaux de béton armé bordant les panneaux de maçonnerie négligés doivent être vérifiés dans les mêmes conditions que si ces panneaux étaient actifs [7].

Certains codes parasismiques proposent la prise en compte de la présence des panneaux de remplissage en maçonnerie par des bielles de compression qui peuvent simuler approximativement le comportement sismique réel des panneaux de remplissage en maçonnerie [17].

La figure (2.16) suivante montrent une schématisation de la méthode des bielles adoptée par le code américain FEMA 356 pour la prise en compte de la présence des panneaux de remplissages en maçonnerie sans et avec ouvertures.

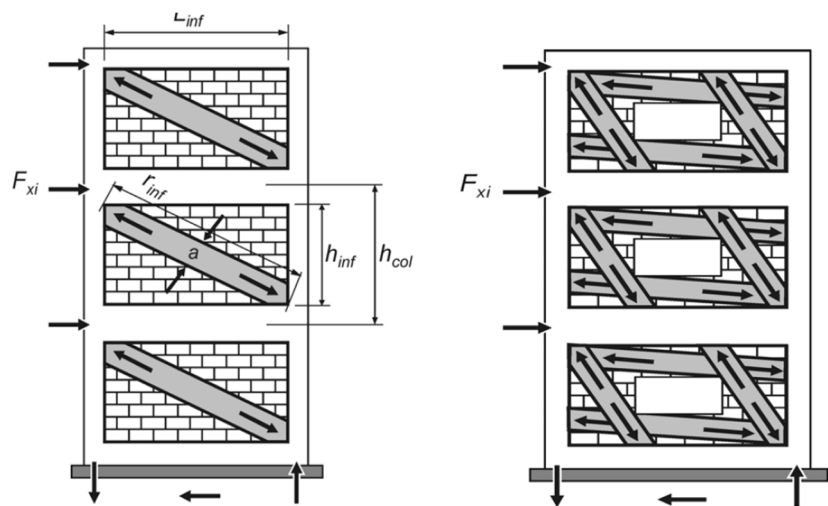


Figure 2.16: Modèle de bielle pour présenter les panneaux de remplissage en maçonnerie :
(Cas A : Sans ouvertures, Cas B : Avec ouvertures).

B- Les tests cycliques de plusieurs chercheurs [18-19] sur des spécimens en BAMR montrent que la ductilité de ce type de construction est très faible. La ductilité qui représente le rapport entre le déplacement plastique maximal et le déplacement élastique d'une structure est traduite dans le règlement parasismique algérien par le coefficient de comportement R. Le coefficient de comportement attribué aux BAMR est égal à 3,5. Est-ce que c'est optimiste ? Sachant qu'ils existent d'autres règlements parasismiques qui attribuent des valeurs plus pénalisantes du coefficient de comportement pour les BAMR. Les règles de constructions parasismiques françaises dites PS92 attribuent un coefficient de comportement aux BAMR égal à 1,50 (Voir tableau 11, valeurs du coefficient de comportement q) [20].

Parmi les conclusions importantes extraites de l'événement sismique 2003 en Boumrdès on cite la conclusion suivante correspondante aux BAMR [7]:

La valeur du coefficient de comportement R (tableau 4.3) est de $R = 3,5$, dans le cas du contreventement par portiques avec remplissage en maçonnerie rigide est aussi dans le cas du contreventement par voiles en béton armé. Le comportement et la sécurité des deux systèmes de contreventement ne sont certainement pas les mêmes. Une fois de plus le système du contreventement par portiques et remplissage en maçonnerie s'est avéré très vulnérable, entre autre à cause d'une difficulté importante de réalisation. Il est donc proposé de réduire le coefficient de comportement pour les portiques avec murs de remplissage à la valeur de $R = 1,5$ [7].

De plus, deux calculs avec deux modélisations différentes sont à faire et un calcul spécifique pour les poteaux :

- Calcul des portiques sans la présence des murs, mais en prenant en compte leur masse.
- Calcul des portiques avec la modélisation des murs dans leur position définitive.

Et pour le calcul des poteaux d'angle, de façade et centraux, des coefficients de sécurité spécifiques devront être envisagés [7].

C- Les précautions de sécurité adoptées par le règlement parasismique algérien (par exemple frettage supplémentaire) pour la protection des nœuds Poteaux-poutres vis-à-vis de l'effort de cisaillement additionnel issu des bielles de compression sont-elles suffisantes ? La réponse est un résultat du choix du modèle numérique représentatif du comportement sismique des panneaux de remplissage dans les cadres en béton armé.

2.3 MECANISMES DE RUPTURE DES BAMR

Les mécanismes de rupture des BAMR peuvent être classés en deux groupes : Mécanismes de rupture associés au panneau et Mécanismes de rupture associés au cadre.

2.3.1 Mécanismes de rupture du panneau en maçonnerie

Le schéma indiqué dans la figure 2.17 regroupe les mécanismes de rupture possibles du panneau en maçonnerie :

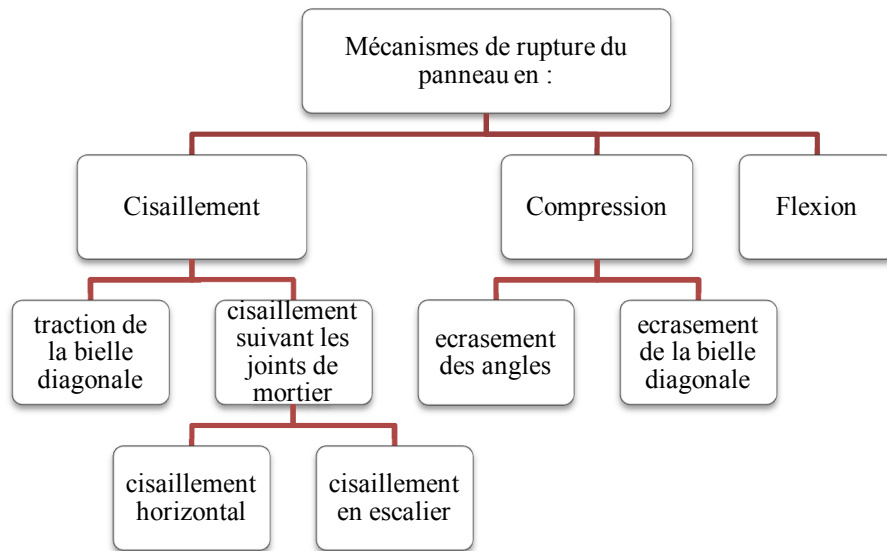


Figure 2.17: Mécanismes de rupture du panneau en maçonnerie.

2.3.1.1 Mécanisme de rupture par cisaillement

La rupture du panneau par cisaillement représente le mode de rupture le plus observé expérimentalement et réellement après une excitation sismique. Les deux cas les plus fréquentés par cisaillement sont cisaillement du panneau en escalier ou horizontalement. Voir figure 2.18.

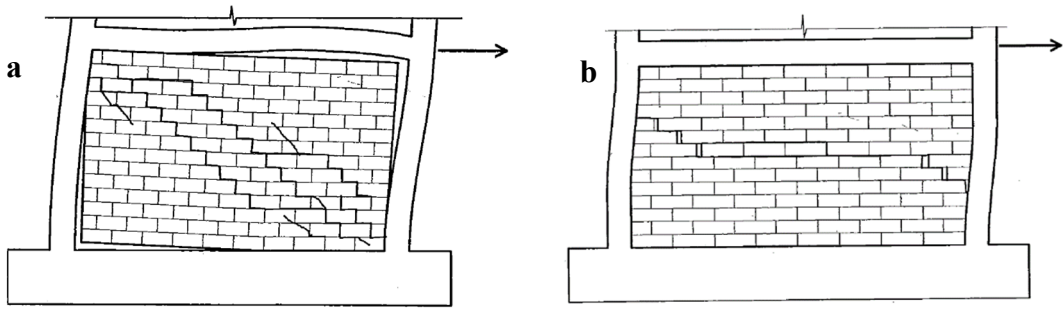


Figure 2.18: Mécanismes de rupture du panneau en maçonnerie par cisaillement.

a : Cisaillement en escalier. **b** : Cisaillement horizontal.

La rupture par traction diagonale de la bielle (Voir figure 2.19) représente le troisième mécanisme de rupture en cisaillement qui est moins fréquent que les deux premiers mécanismes cités précédemment. Ce mode de rupture se produit au centre du panneau et continue graduellement pour atteindre les angles du panneau. Il se produit lorsque la contrainte principale de traction dépasse la résistance à la traction de la maçonnerie.

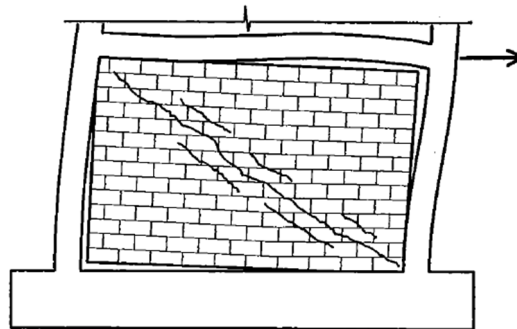


Figure 2.19: Mécanismes de rupture du panneau en maçonnerie par cisaillement: Rupture par traction de la bielle.

Le panneau subit des couples de contraintes σ (normale) et τ (tangentielle). Le rapport entre les contraintes normales et tangentielles dépend des caractéristiques géométriques du panneau suivant la formule suivante :

$$\frac{\sigma}{\tau} = \tan \theta = \frac{H_p}{L_p} \quad (2.2)$$

Avec H_p et L_p sont la hauteur et la longueur du panneau respectivement. Et θ : est l'angle que fait la diagonale avec l'horizontal.

Les dimensions usuelles des cadres fournissent un rapport σ / τ compris généralement entre 0,5 et 1,25. Ces valeurs sont obtenues en supposant des murs d'une hauteur de 3,00 m et de longueurs variant entre 3,00 et 5,00 m qui représentent les valeurs usuelles recommandées par les codes parasismiques [30-32].

Plusieurs critères de rupture sont proposés pour la prédiction de la rupture partielle ou totale du panneau de la maçonnerie. Le critère le plus utilisé est celui de **Mohr-Coulomb**. Le critère de Mohr-Coulomb suppose que la rupture ou la fracture d'un matériau fragile a lieu sur un plan lorsque le couple (σ, τ) atteint la ligne critique de rupture décrite par la formule suivante :

$$\tau_m = \tau_0 + \mu \sigma \quad (2.3)$$

Avec : τ_0 et μ sont respectivement la résistance initiale au cisaillement et l'angle de frottement interne du mortier entre les joints des briques.

Il est intéressant de noter que ce critère est appliqué au niveau des joints de mortier entre les briques. Dans le cas de briques creuses, la rupture peut se produire dans les briques [33].

L'obtention des deux paramètres τ_0 et μ est évaluée à partir par des essais de cisaillement direct. Les tests de type statique mono sont effectués et on obtient la courbe : contraintes de cisaillement-déplacement (voir figure 2.20) [34].

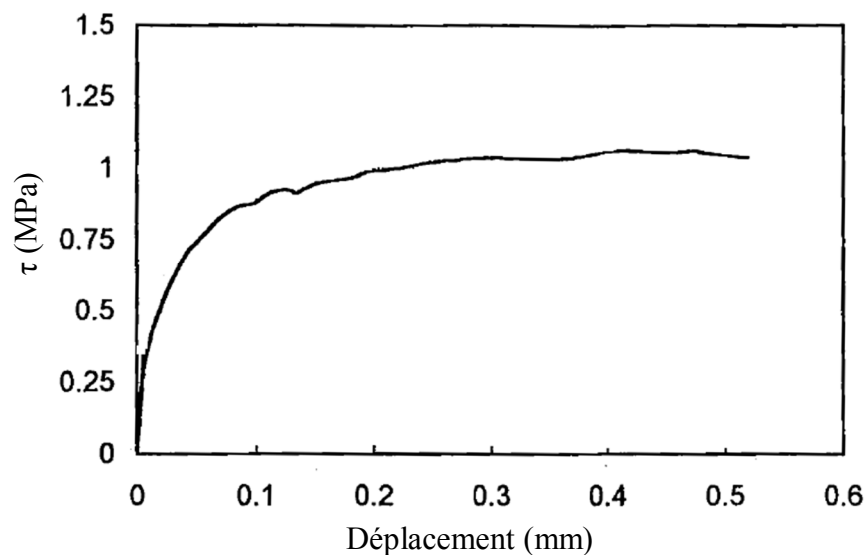


Figure 2. 20: Courbe τ -déplacement avec un mortier de résistance caractéristique à la compression égale à 5 MPa.

La courbe présentée dans la figure (2.20) comporte deux phases : la première phase où la relation entre τ et les déplacements est linéaire (phase très courte). Après l'incursion dans la deuxième phase et même quand la résistance au cisaillement est atteinte, le panneau présente encore une résistance résiduelle due seulement au frottement. Cette résistance résiduelle demeure constante avec les grands déplacements aussi.

D'autres tests effectués avec différentes valeurs de contraintes de pré-compression montrent la grande influence de ces dernières sur la résistance du panneau [29]. (Voir figure 2.21).

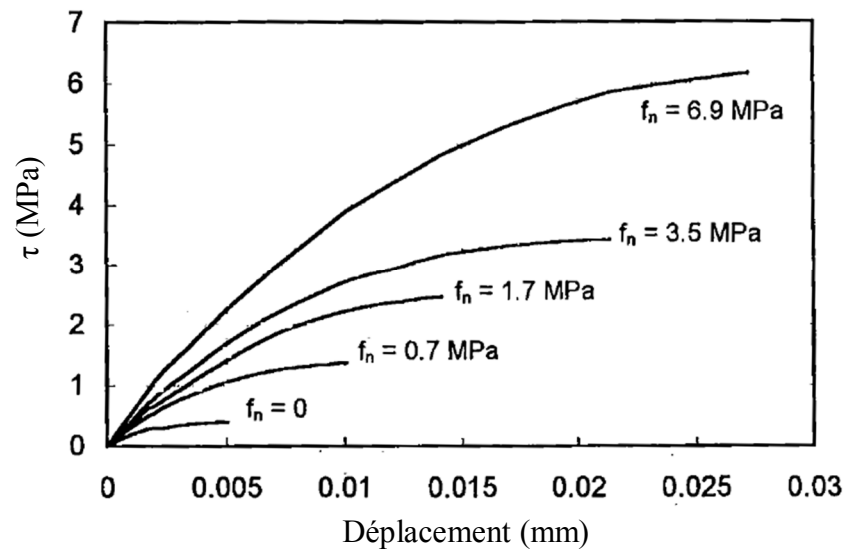


Figure 2.21: Influence de la contrainte de pré-compression f_n sur la Courbe τ -déplacement.

Les tests de type cycliques présentent les mêmes résultats que les tests monotones avec une petite différence du pic qui est atteint lors du premier cycle. Les autres cycles du chargement fournissent la même valeur de la résistance caractéristique au cisaillement avec des différentes valeurs de déplacements relatifs. La courbe montrée dans la figure 2.22 est adoptée dans certains codes de calcul des panneaux de remplissage en maçonnerie [35].

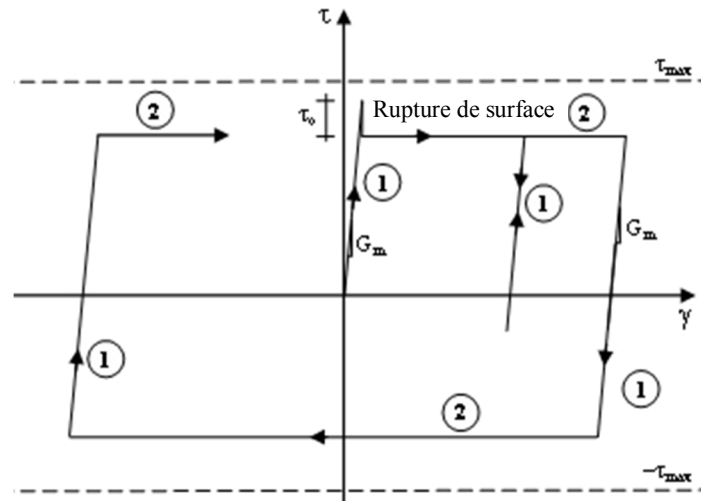


Figure 2.22: Loi de comportement cyclique adoptée pour la Courbe τ -déplacement.

2.3.1.2 Mécanisme de rupture par compression

La rupture du panneau en maçonnerie par compression est observée en deux mécanismes : écrasement des angles du panneau et écrasement de la bielle diagonale. Les premiers signes de fissures qui peuvent apparaître lorsque le panneau est sollicité biaxialement se situent aux angles où il y a une concentration des contraintes de compression. (Voir la figure 2.23).

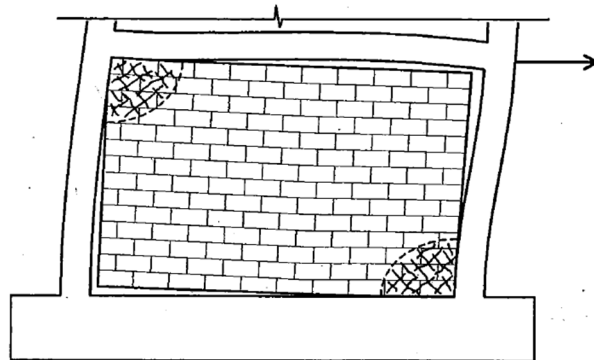


Figure 2. 23: Rupture du panneau en maçonnerie par écrasement des angles.

Ce mécanisme est constaté souvent lorsque le cadre est constitué de profilés métalliques qui offrent plus de flexibilité et réduit la zone de contact cadre-panneau. La réduction de la zone de contact cadre-panneau amplifie les contraintes de compression aux zones d'angle et favorise leurs ruptures brutales par écrasement. Ce mécanisme est rarement observé dans les BAMR ordinaires [36,37].

La distribution bi-axiale de contraintes est favorable car elle permet au panneau d'atteindre des contraintes de compression près de la résistance à la compression de la maçonnerie. Le deuxième mécanisme par compression est celui de l'écrasement de la bielle diagonale qui s'associe au mécanisme de rupture par traction de la bielle, cité précédemment. (Voir figure 2.24).

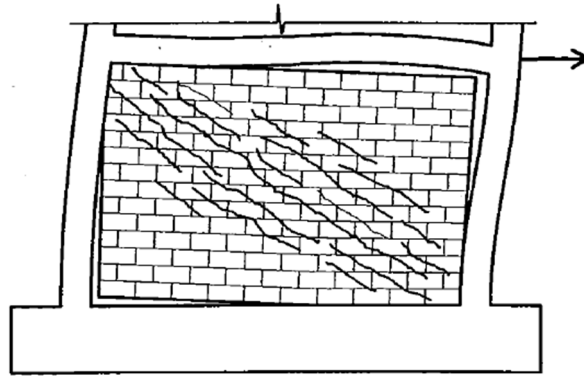


Figure 2. 24: Rupture du panneau en maçonnerie par écrasement de la bielle diagonale.

Ce mécanisme se résulte du large déplacement latéral du BAMR avec la séparation progressive entre le panneau et le cadre. Lorsqu'il s'agit d'une maçonnerie en briques creuses, le panneau devient fragile et on constate des éclatements en fragments.

Il est important de noter que la résistance à la compression de la bielle diagonale est différente de celle évaluée par le test de compression de muret car la force n'est pas appliquée perpendiculairement aux joints du mortier.

2.3.1.3 Mécanisme de ruptures par flexion

Ce mécanisme se produit lorsque l'effet de la flexion du cadre est prédominant (Exemple : cas d'une structure en BAMR à plusieurs étages) ou dans le cas où les poteaux sont flexibles par rapport aux poutres. (Voir figure 2.25).

Ce mécanisme est rarement observé car l'interface brique-éléments en BA présente de faible résistance et favorise le détachement prématuré du panneau au cadre confinant.

Ce mécanisme de rupture est un mécanisme ductile car il permet au cadre BAMR d'atteindre de larges déplacements sans perdre beaucoup des caractéristiques de résistance du panneau en maçonnerie.

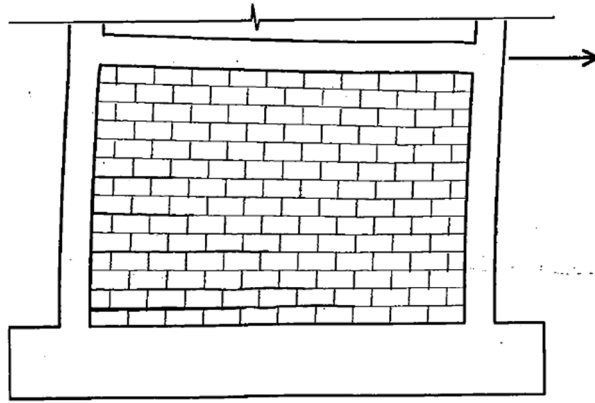


Figure 2. 25: Rupture du panneau en maçonnerie par mécanisme de flexion.

La courbe montrée dans la figure 2.26 montre la courbe enveloppe critique et les différents mécanismes de ruptures en fonction de la résistance caractéristique à la compression et au cisaillement de la maçonnerie.

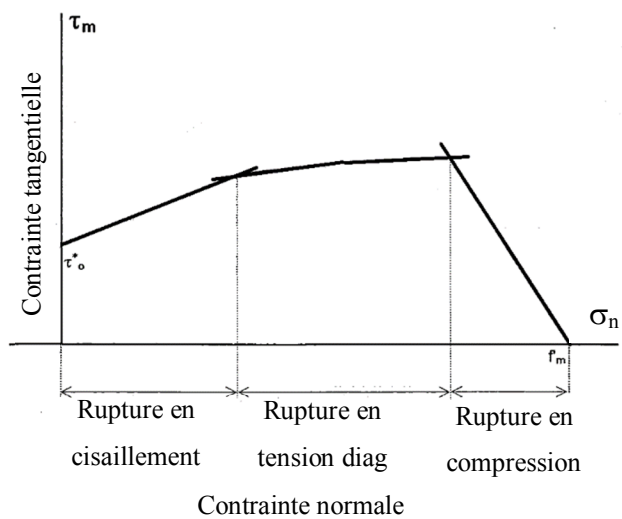


Figure 2. 26: Courbe enveloppe obtenue avec le Critère de Mohr-Coulomb.

2.3.2 Mécanismes de ruptures du cadre en béton armé

Le schéma indiqué dans la figure 2.27 regroupe les mécanismes de rupture possibles associés au cadre en béton armé.

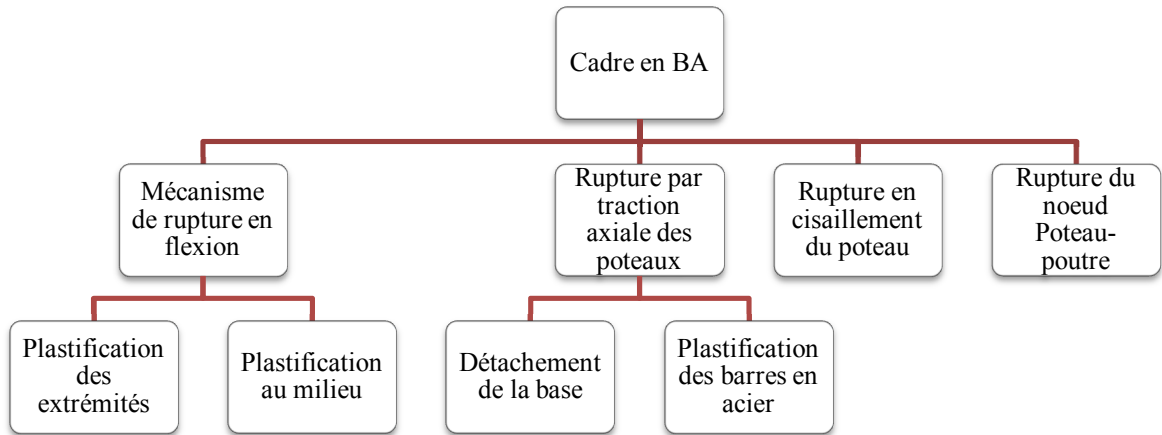


Figure 2. 27: Mécanismes de rupture associés au cadre en béton armé.

2.3.2.1 Mécanisme de ruptures par flexion

Dans ce mécanisme des rotules plastiques se forment aux extrémités des poteaux où le moment de flexion est maximum. Voir la figure 2.28.

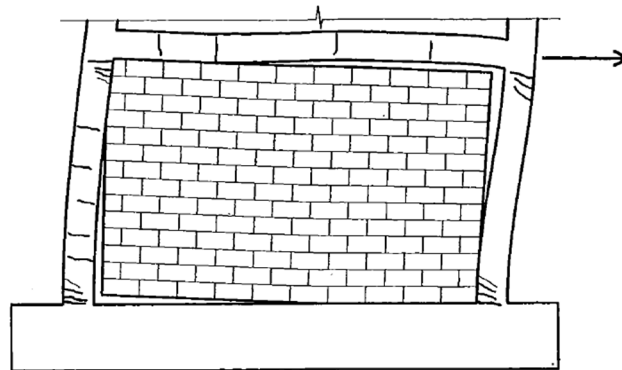


Figure 2. 28: Mécanisme de rupture en flexion : plastification des extrémités.

La formation des rotules plastiques est souvent observée au niveau des poteaux même dans le cas d'un portique à plusieurs étages.

Lorsque ce mode de rupture est associé à un glissement plan dans le panneau en maçonnerie, un autre mécanisme de flexion peut se former à cause de la modification du diagramme du moment fléchissant. Outre les rotules aux extrémités des poteaux, d'autres rotules se forment au milieu de chaque poteau. Voir la figure 2.29.

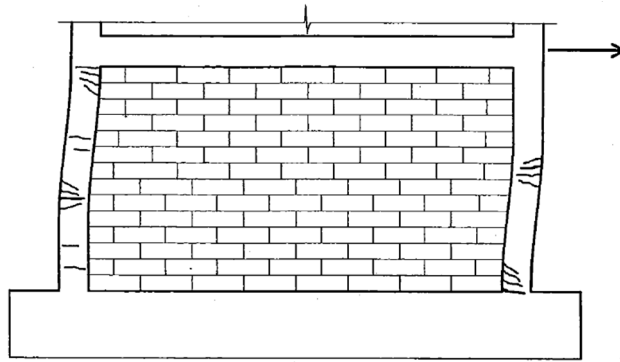


Figure 2. 29: Plastification aux extrémités et aux milieux des poteaux.

Les zones de plastification doivent avoir une capacité importante à la rotation (prévoir un bon frettage) pour assurer un comportement ductile de la structure. Dans un cas d'une structure à plusieurs niveaux, le déplacement plastique est atteint principalement au niveau inférieur.

2.3.2.2 Mécanisme de ruptures par traction axiale des poteaux

Ce mécanisme est un résultat de la formation d'un système en treillis constitué de poteaux, poutres et de bielles en maçonnerie. Dans un exemple d'un portique simple à une travée, on constate une traction dans un poteau et une compression dans l'autre. Dans ce cas, les poteaux doivent être conçus en tenant en compte du flambement des barres longitudinales surtout en présence d'un chargement de type cyclique et ceci en réduisant l'espacement entre les cadres. Ce mécanisme peut apparaître sous deux formes : plastification des aciers du poteau ou détachement du poteau de sa base.

Le mécanisme par plastification des aciers longitudinaux se traduit par l'apparition de fissures quasiment horizontales le long du poteau tendue. Le panneau de remplissage tend à basculer dans son plan et des fissures se créent à la base du portique qui ressemblent à celles dues au mécanisme de rupture par flexion. Voir figure 2.30.

Sous un chargement cyclique, les actions changent de signes et l'interaction entre le portique et le remplissage se dégrade graduellement puis disparaît entièrement.

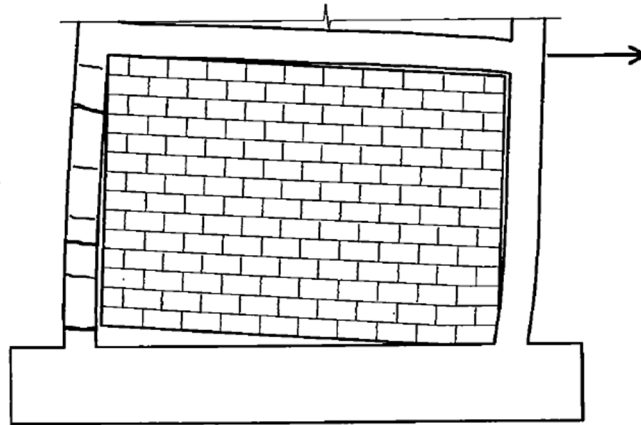


Figure 2. 30: Mécanisme de rupture par traction dans le poteau.

Dans un cas particulier du poteau tendu, les barres glissent dans la matrice du béton, le poteau se détache de sa base et l'ensemble réagit comme un seul bloc monolithique. Voir figure 2.31.

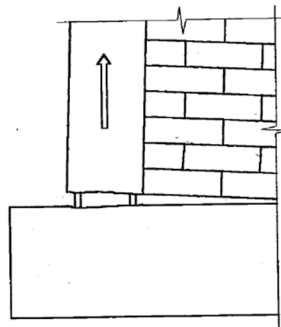


Figure 2. 31: Mécanisme de rupture par traction -Détachement de base du poteau -

Ce type de rupture peut être évité en améliorant de l'adhérence acier-béton par :

- Utilisant des barres à haute adhérence.
- Augmenter la résistance du béton.
- Respecter les longueurs de scellement réglementaires des barres dans le béton.

2.3.2.3 Mécanisme de ruptures par cisaillement des poteaux

Le poteau peut être rompu par l'effet de cisaillement créé par la bielle diagonale dans le remplissage en maçonnerie. La valeur maximale de l'effort tranchant se situe à la base du poteau au droit de contact du remplissage avec le cadre. Dans ce cas, une ou plusieurs fissures inclinées se forment transversalement dans le poteau. Voir figure 2.32.

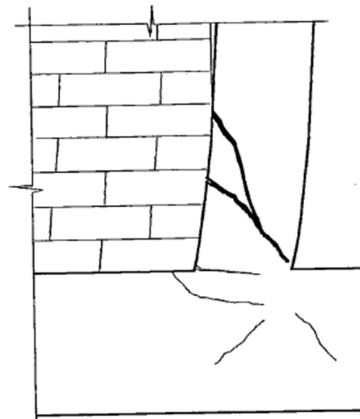


Figure 2. 32: Mécanisme de rupture par cisaillement à la base du poteau.

La résistance au cisaillement est assurée par les cadres en acier ainsi par la résistance caractéristique au cisaillement du béton. L'effort normal affecte aussi la résistance au cisaillement du poteau. L'effort de compression tend à augmenter la résistance au cisaillement tandis que l'effort de traction tend à la diminuer. Toutefois, l'effort de cisaillement est important au pied du poteau où la section est comprimée.

Ce mécanisme de rupture est constaté dans plusieurs tests expérimentaux. Dans le cas du test effectué par Crisafulli [38], une fissure horizontale est formée dans le poteau qui prend naissance à la région de contact maçonnerie-cadre et continue horizontalement près de la face inférieure de la poutre. Cette fissure propage et sa largeur augmente aussi au fur et à mesure du test. Au stade final du test, la fissure traverse entièrement le poteau et continue verticalement parallèlement à la face extérieure du joint poteau-poutre.

2.3.2.4 Mécanisme de ruptures du nœud poteau-poutre

L'effort normal et de cisaillement importants développés sur le long de la zone de contact panneau-cadre créent un couple de moment proche de l'angle du cadre. Voir figure 2.33.

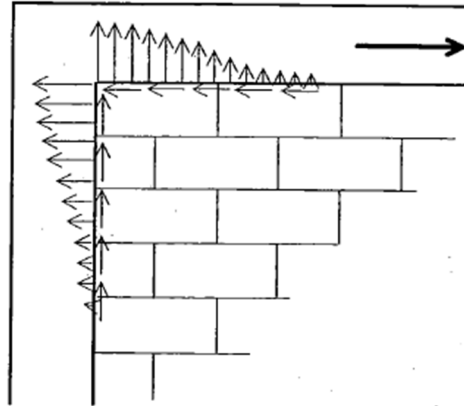


Figure 2. 33: Effort normal et de cisaillement sollicitant l'angle du cadre.

L'état de contraintes dans cet endroit peut former une longue fissure à travers la face intérieure du nœud poteau-poutre. La figure 2.34 illustre cette situation reportée par le travail expérimental de Leuchars [39]. Cette fissure diagonale apparaît dans une direction seulement. Lorsque le chargement latéral change de signe, l'effet décroît significativement dans le joint et se transmet au joint opposé.

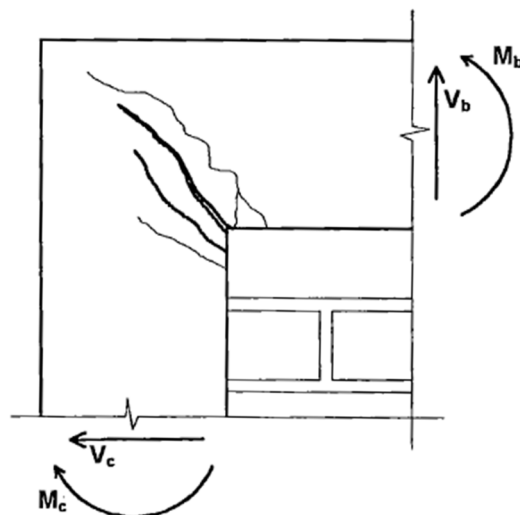


Figure 2. 34: Rupture du nœud poteau-poutre.

2.4 CALCUL DES STRUCTURES EN BAMR

Les méthodes de calcul des ossatures en BAMR peuvent être classées en deux groupes :

Méthodes empiriques, Méthodes théoriques.

2.4.1 Méthode empiriques

À partir de résultats expérimentaux, Wood [40] a suggéré une formule donnant la résistance à une force horizontale d'un cadre rempli en fonction des résistances individuelles du cadre H et du remplissage H_m :

$$F = \left(1 + \frac{n}{\frac{H_m}{H} + \frac{H}{H_m}} \right) (H + H_m) \quad (2.4)$$

Avec : n coefficient expérimental pris égal à 2.

Les inconvénients de cette méthode sont :

- le coefficient n , doit être ajusté à chaque fois aux résultats expérimentaux
- Wood suggère de prendre pour le briquetage une contrainte de cisaillement horizontal de 0,55 MPa).
- Le dispositif de chargement de Wood doit être retenu comme "standard" [4].

2.4.2 Méthodes théoriques

Dans ce groupe de méthodes on trouve les méthodes basées sur la théorie de l'élasticité et des méthodes basées sur la modélisation numérique.

2.4.2.1 Méthodes basées sur la théorie d'élasticité :

D'une manière générale, l'approche théorique s'appuie sur l'utilisation de la fonction d'Airy. Après dérivations et écriture des équations de compatibilité et les conditions aux limites, les contraintes et déformations dans le cadre et le remplissage sont déterminées [4].

En se donnant des critères de rupture de la maçonnerie, la charge horizontale provoquant la fissuration du remplissage est calculée. L'effet du remplissage est remplacé par les contraintes à l'interface et le cadre est analysé en conséquence [4].

Par exemple Liaw [41,42] choisit une fonction de contraintes exprimée sous la forme de séries de Fourier à coefficients inconnus :

$$F = \sum_{m=1,2,\dots} (A_m shY_m + B_m Y_m chY_m) \sin X_m + \sum_{n=1,2,\dots} (C_n shX_n + D_n X_n chX_n) \sin Y_n \quad (2.5)$$

Où : A_m , B_m , C_n , D_n : sont des constantes inconnues dont la détermination est obtenue par les équations de compatibilité le long de l'interface cadre-remplissage et les conditions aux limites.

Dans la littérature, Il existe plusieurs travaux expérimentaux sur les BAMR [43-53] qui sont utilisés pour la calibration des modèles numériques proposés.

2.4.2.2 Méthodes basées sur la modélisation numérique:

Les modèles numériques utilisés pour calculer les systèmes en BAMR peuvent être classées en deux familles. Modèles numériques globaux (ou macro-modèles) et Modèles numériques locaux (ou micro-modèles).

2.4.2.2-1 Micro-modélisation:

Dans la majorité des micro-modèles numériques, trois types d'éléments finis sont généralement utilisés pour les éléments en béton armé, la maçonnerie et l'interface entre eux. Parmi ces trois éléments, une attention particulière est focalisée sur l'élément d'interface cadre-remplissage [54]. Les micro-modèles des BAMR servent principalement à la compréhension des phénomènes de l'interaction et de la justification et la calibration des modèles numérique. Dans le cas de calcul global des structures en BAMR en a recours aux macro-modèles et l'utilisation des micro-modèles n'est justifiée sauf dans des cas particuliers où la construction étudiée présente une valeur patrimoniale exceptionnelle.

Le premier micro modèle date de l'an 1967 où Mallick et Serven ont pris en compte du contact cadre-remplissage dans leur micro-modèle du BAMR [55]. Le remplissage en maçonnerie est modélisé avec des éléments rectangulaires de comportement élastique dont les nœuds comportent deux degrés de liberté. Le cadre est modélisé avec des poutres où la déformation axiale est négligée. Le contact entre le remplissage et le cadre est supposé concentré aux nœuds avec deux ressorts de comportement élastique. Voir la figure 2.35.

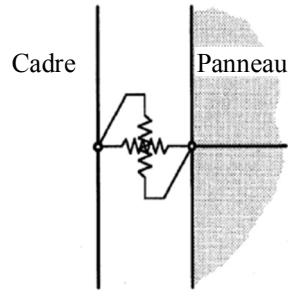


Figure 2. 35: Éléments de contact Cadre-panneau.

Ce modèle a été utilisé pour l'estimation de la rigidité initiale du BAMR étudié. La figure 2.36 montre la déformée du micro-modèle numérique du BAMR utilisé par Mallick et Serven [55]. Cette technique de modélisation est utilisée par plusieurs travaux avec des modifications sur les lois de comportement des ressorts [56-61].

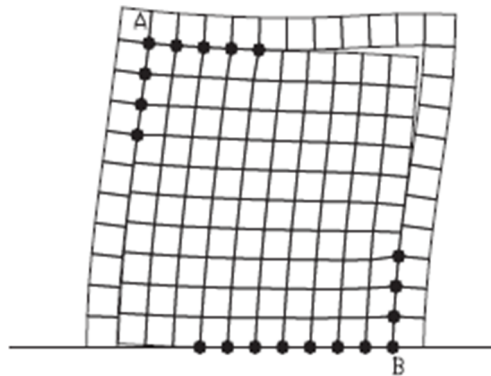


Figure 2. 36: Déformée du micro-modèle de BAMR.

Le contact cadre-remplissage est aussi pris dans les micro-modèles par des éléments d'interface. Un élément d'interface s'agit d'un élément rectangulaire d'épaisseur t égale à zéro (0). Voir la figure 2.37. Cette technique est utilisée pour la première fois par Goodman et al en 1968 [62] est adoptée aussi dans plusieurs travaux [63-70].

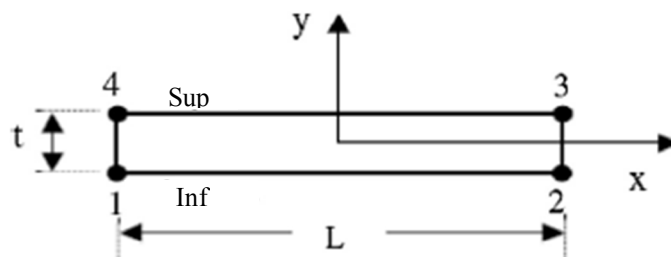


Figure 2. 37: Modèle interface pour la modélisation du contact cadre-remplissage.

La micro-modélisation des BAMR est utilisée récemment avec l'extension de la méthode des éléments finis (XFEM) à fin de réduire le temps de calcul [71]. La figure 2.38 montre l'état d'endommagement obtenu numériquement comparé avec un travail expérimental existant dans la littérature.

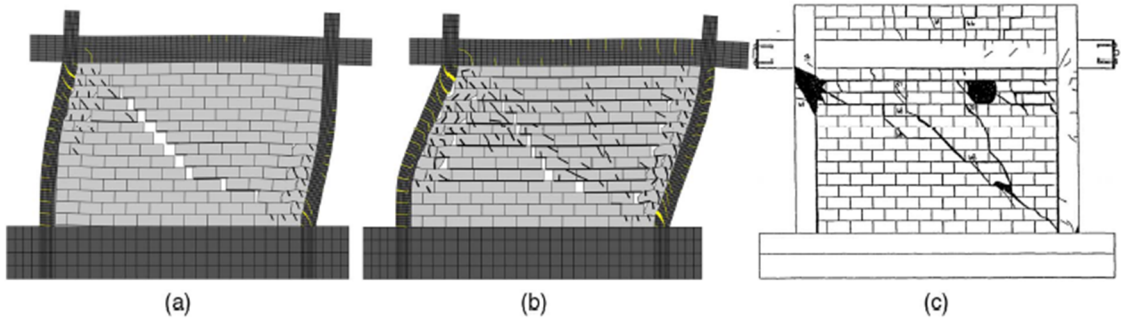


Figure 2. 38: Comparaison des endommagements numériques et expérimentaux.

(a) dépl (num)= 0,64 cm, (b) dépl (num)= 4,30 cm, (c) dépl (exp) = 4,30 cm.

Dans les travaux de Zhai et al [71] des lois de comportement élasto-plastiques ont été adoptées pour les éléments d'interface basées sur le critère de rupture de Vomisses associé avec des plans de rupture de tension. Voir la figure 2.39.

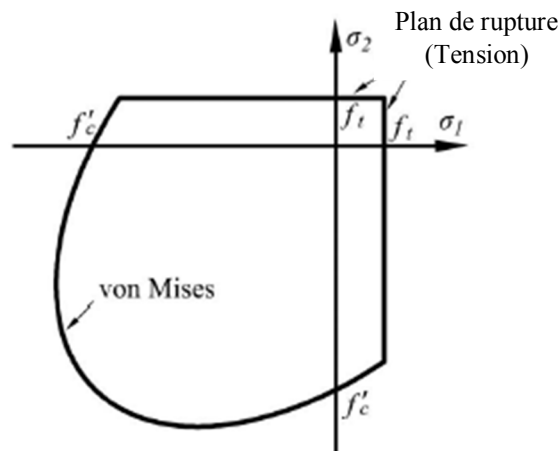


Figure 2. 39: Surface de rupture : Critère de Vomisses associé avec des plans de rupture de tension.

Dans le travail de Asteris .P.G et al [72], on trouve une synthèse des différents micro-modèles proposés pour le calcul des systèmes BAMR.

2.4.2.2-2 Macro-modélisation:

Dans les premières tentatives de la modélisation des structures en BAMR, les observations expérimentales et conceptuelles ont indiquées qu'une bielle diagonale dans le cadre confinant, avec une géométrie et des caractéristiques mécaniques appropriées, peut fournir une solution à ce problème. Les premières recherches sur le comportement latéral des BAMR ont été instaurées dans l'établissement de recherche à Watford (Building Research Establishment BRE in UK) en 1950 et la résolution du système s'est basée seulement sur la géométrie de ses éléments [40, 73,74]. Sur la base de ces travaux que Wood a pu proposer l'expression empirique citée dans la formule (2.4). Le premier modèle basé sur la bielle diagonale est proposé par Polyakov en 1960 [75]. Voir la figure 2.40.

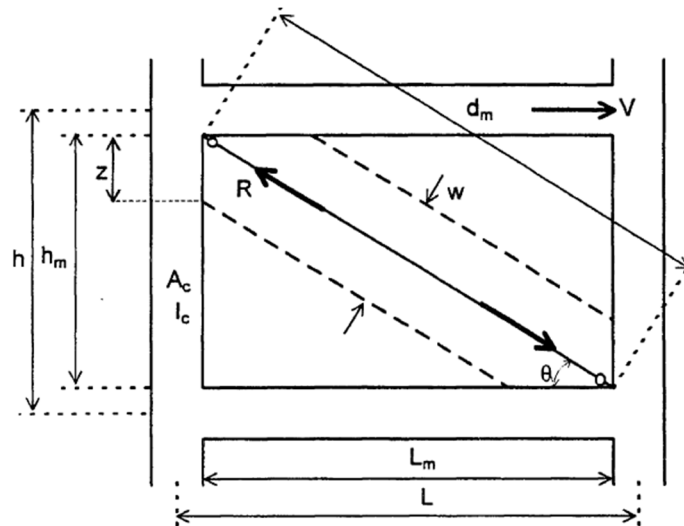


Figure 2. 40: Modèle de la bielle équivalente remplaçant le panneau de remplissage.

Cette idée a été adoptée par Holmes [76] en 1961 qui a remplacé le panneau par une diagonale bi-articulée d'une épaisseur égale à celle du remplissage et une largeur w définie par :

$$w = \frac{1}{3} d_m \quad (2.6)$$

d_m : est la longueur de la diagonale. (Voir figure 2.40).

La formule 2.6 fournit la largeur de la bielle équivalente sans tenir compte de la rigidité du cadre confinant.

Une année plus tard, basant sur une série de spécimens, Smith [77] a démontré que le ratio entre d_m et w varie de 0,1 à 0,25. Au milieu des années 1960, en utilisant d'autres données expérimentales, Smith [78-80] avec ces associés ont défini une relation (voir la formule 2.7) qui relie la largeur de la bielle avec la rigidité du cadre confinant :

$$w = 0.58 \left(\frac{1}{h}\right)^{-0.445} (\lambda_h h_m)^{0.335} d_m \left(\frac{1}{h}\right)^{0.064} \quad (2.7)$$

Avec

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_m}} \quad (2.8)$$

Et :

E_c, E_m : Les modules d'élasticité du béton et de la maçonnerie respectivement.

t : Épaisseur du panneau en maçonnerie.

I_c : moment d'inertie du poteau.

Les autres paramètres de la formule (2.7) et (2.8) sont présentés dans la figure (2.40).

La formule (2.7) s'appuie sur les travaux de Hetenyi [81] qui a étudié la longueur de contact d'une poutre soumise à un chargement concentré et qui repose sur appuis élastiques.

Basant sur des données expérimentales, Mainstone [82, 83] a proposé la formule empirique (2.9) pour le calcul de largeur de la bielle :

$$w = 0.16 \lambda_h^{-0.3} d_m \quad (2.9)$$

λ_h : calculé avec la formule (2.8).

La formule (2.9) est corrigée dans [84] et la largeur w est calculée avec la formule (2.10) suivante :

$$w = 0.175 (\lambda_h h_m)^{-0.4} d_m \quad (2.10)$$

La formule (2.10) de Mainstone est adoptée dans plusieurs travaux de recherche [85-90] et elle est incluse dans les codes américains FEMA274, FEMA306 et FEMA 356) [17, 91, 92].

Basant sur une étude paramétrique de modèle numérique en éléments finis, Bazan et Meli [93] proposent la formule (2.11) suivante :

$$w = (0.35 + 0.22 \beta)h \quad (2.11)$$

Avec:

$$\beta = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (2.12)$$

A_c : l'aire du Poteau.

G_m : Module de cisaillement de la maçonnerie.

$$A_m = t \times L_m \quad (2.13)$$

Tassios [94] a simplifié la formule (2.11) de Bazan et Meli et a proposé la formule (2.14) suivante :

$$w = 0,20 \sin\theta \sqrt{\frac{E_c A_c}{G_m A_m}} \quad (2.14)$$

Liauw and Kwan [95] ont fait une étude paramétrique en variant l'angle θ entre 25° et 50° (valeurs pratiques dans l'engineering) et ont proposé la formule (2.15) suivante :

$$w = \frac{0.95 h_m \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (2.15)$$

Decanini et Fantin [96] ont proposé quatre (4) expressions pour évaluer la largeur de la bielle en fonction de l'état de fissuration du panneau en maçonnerie et en fonction du coefficient de rigidité λ_h . Les expressions proposées sont comme suit :

Cas 1 : maçonnerie non-fissurée

$$w = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d_m \quad \text{Si } \lambda_h \leq 7.85$$

$$w = \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) d_m \quad \text{Si } \lambda_h > 7.85$$
(2.16)

Cas 2 : maçonnerie fissurée

$$w = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010 \right) d_m \quad \text{Si } \lambda_h \leq 7.85$$

$$w = \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040 \right) d_m \quad \text{Si } \lambda_h > 7.85$$
(2.17)

Paulay and Priestley [97] ont proposé une valeur conservative de la largeur de la bielle équivalente pour éviter des valeurs importantes de la force sismique appliquée. La formule (2.18) proposée est comme suit :

$$w = \frac{1}{4} d_m$$
(2.18)

Durrani et Luo [98] ont basé leur étude sur des modèles numériques en éléments finis et ont proposé la formule (2.19) suivante :

$$w = \gamma \sqrt{L^2 + H^2} \sin 2\theta$$
(2.19)

Avec :

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left[\frac{H^4 E_m t}{m E_c I_c H_m} \right]^{-0.1}$$
(2.20)

Et

$$m = 6 \left[1 + \frac{6 E_c I_b H}{\pi E_c I_c L} \right]$$
(2.21)

I_c, I_b : sont les modules d'inertie du poteau et de la poutre respectivement.

Hendry [99] a proposé la formule (2.22) qui est une amélioration de la formule (2.7) de Smith [77] :

$$w = 0.5 \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$$
(2.22)

Avec :

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \left[\frac{4 E_c I_c H_m}{E_m t \sin 2\theta} \right]^{0.25} \quad (2.23)$$

$$\alpha_L = \pi \left[\frac{4 E_c I_b L_m}{E_m t \sin 2\theta} \right]^{0.25} \quad (2.24)$$

Flanagan and Bennet [100, 101] ont proposé la formule (2.25) pour tenir compte de l'effet du déplacement inter-étages :

$$w = \frac{\pi}{C \lambda_h \cos \theta} \quad (2.25)$$

Avec C est un coefficient empirique qui dépend du déplacement inter-étage du cadre en BAMR.

La figure (2.41) montre des courbes de variation de la largeur de la bielle équivalente w en fonction du paramètre de rigidité λ_h en utilisant de différentes méthodes déjà citées :

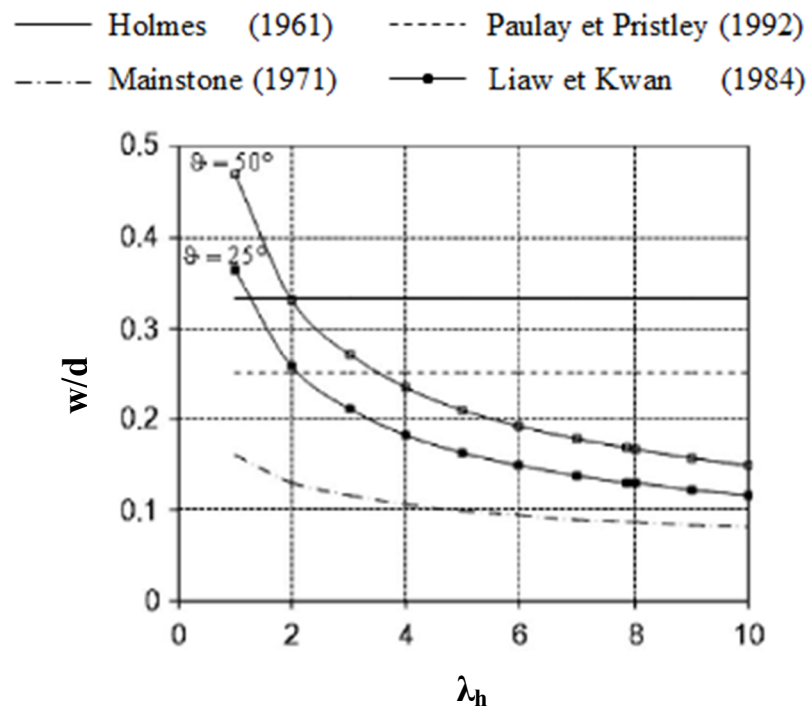


Figure 2. 41: Variation de la largeur effective de la bielle w/d en fonction du paramètre de rigidité λ_h .

La méthode de bielle équivalente peut être utilisée sous différentes formes. Par exemple Chrysostomou [102] propose trois bielles équivalentes dans chaque diagonale. Voir la figure (2.42-a-). De même, El-Dakhakhni [103] a modifié le modèle proposé par Chrysostomou et aboutit à un modèle à 3 bielles non parallèles. Voir la figure (2.42-b-).

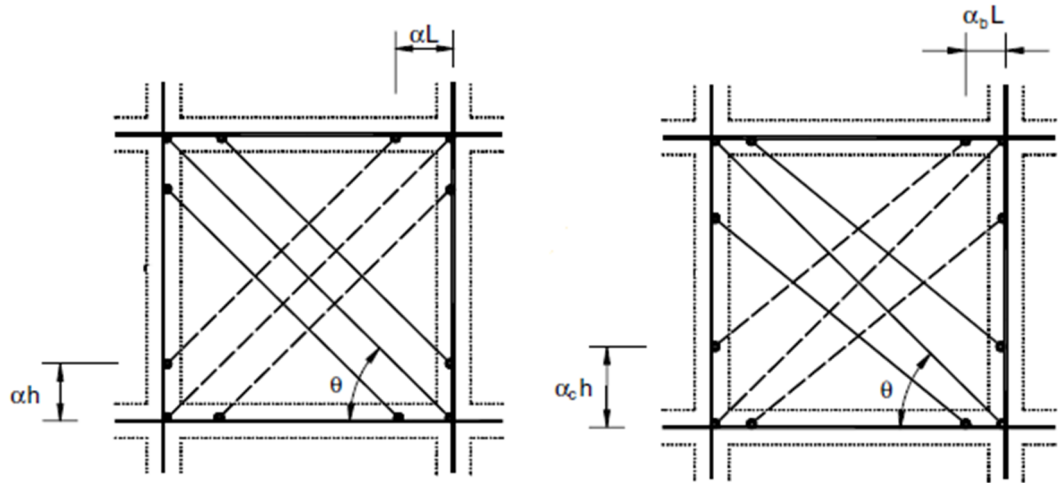


Figure 2. 42 : Modèles à 6 bielles équivalentes ; (a) : bielles parallèles, (b) : bielles non-parallèles.

On trouve aussi le modèle proposé par Crisafulli [38] puis par Crisafulli et Carr [104] qui prévoit un ressort horizontal de cisaillement au milieu du panneau de remplissage. Voir la figure (2.43).

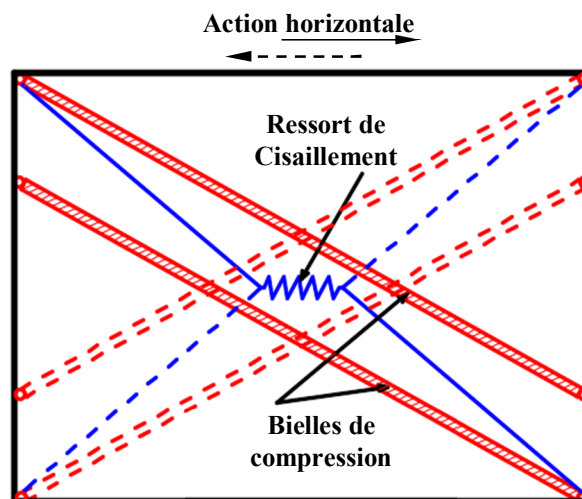


Figure 2. 43: Modèles à 6 bielles équivalentes avec ressorts de cisaillement.

2.4.3 Comparaison entre micro-modèles et macro-modèles

Le choix de l'utilisation du modèle numérique dépend de l'objectif et les résultats demandés. L'approche en macroéléments est une approche qui peut fournir des résultats acceptables de la résistance globale de la structure, la rigidité de la structure (par conséquent les périodes de vibration) et la capacité de dissipation de l'énergie sismique. L'utilisation de macroéléments ne nécessite pas le recours à des codes de calcul performants ce qui favorise l'emploi de cette méthode par des ingénieurs de conception pour la vérification sismique des structures en BAMR. L'inconvénient de ce type de modèles est qu'ils ne peuvent pas prévoir les mécanismes de rupture du panneau et du cadre en BA susceptibles à produire l'effondrement de la structure. Les mécanismes de rupture peuvent être prévus par des micro-modèles mais ils nécessitent la détermination détaillée des caractéristiques mécaniques des différents éléments structuraux ainsi l'utilisation de codes de calcul destinés aux calculs raffinés (exemple : Abaqus, Ansys...etc.). Ces codes nécessitent un outil informatique performant et nécessitent du temps même s'ils sont utilisés pour calculer des structures simples en BAMR.

2.5 CONCLUSION

La présence de la maçonnerie de remplissage offre plusieurs avantages à la structure mais elle peut présenter une cause d'effondrement fatal en présence d'une action tellurique. La prise en compte de sa présence dans la justification des structures en BAMR est inévitable.

Le recours aux micro-modèles est une solution pour prévoir les modes de ruptures susceptibles à se produire mais ils ne constituent pas une solution pratique pour les grandes structures. C'est pour cette raison que plusieurs codes sismiques recommandent l'emploi de macro-modèles ou particulièrement le modèle de la bielle équivalente. Dans tous les cas, la caractérisation mécanique de chaque constituant du BAMR reste un souci qui mérite aussi une considération particulière.

Il est judicieux de choisir un modèle qui allie la simplicité et la rapidité de calcul des macro-modèles au raffinement des micro-modèles. Ceci est l'objectif du chapitre suivant de ce travail.

CHAPITRE 3 : PROPOSITION D'UN MODELE NUMERIQUE DE CALCUL D'UN CADRE EN BAMR

3.1 INTRODUCTION

Dans le chapitre précédent de ce travail on a présenté le comportement sismique de des constructions en BAMR et les principaux modes de rupture susceptibles à se produire dans les cadres et les panneaux de remplissage suite à une action tellurique. Ce chapitre est achevée par une citation des déférentes méthodes de calcul les plus utilisées pour le calcul et la justification sismique des BAMR.

Ce présent chapitre a pour objectif de présenter un modèle numérique semi-raffiné, développé à partir d'un modèle numérique existant pour étudier le comportement latéral des cadres en BAMR.

Les résultats du modèle numérique sont confrontés aux résultats numériques et expérimentaux existant dans la littérature.

3.2 DESCRIPTION DU MODELE NUMÉRIQUE PROPOSÉ

Les modèles numériques utilisés pour tenir en compte de l'effet des remplissages en maçonnerie dans les cadres en béton armé peuvent être classés en deux grandes familles qui sont : les modèles micro et les modèles macro et c'est au concepteur de choisir le modèle qui convient selon ses objectifs visés.

Le modèle proposé est inspiré d'un modèle numérique publié par I. Calìo et B. Pantò (2014) [105]. Il s'agit de modéliser une portion du panneau par un système de quatre barres indéformable et bi-articulées, reliées par des ressorts diagonaux. Les portions de panneaux en maçonnerie sont reliées entre eux par des ressorts parallèles et autres perpendiculaires à chaque côté de ce système de barres. Voir la figure (3.1).

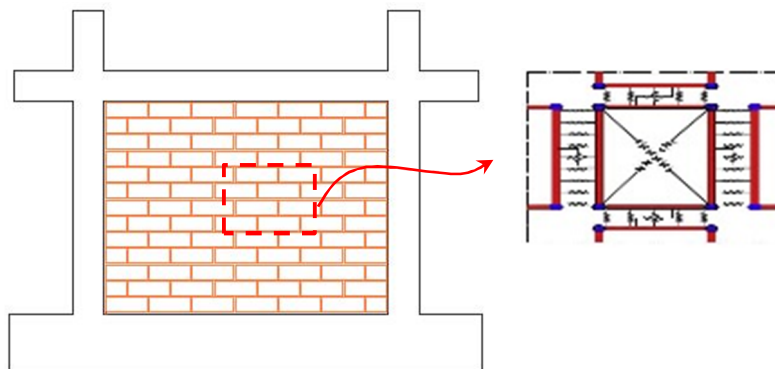


Figure 3. 1: Modèle numérique de base pour calculer le mur en maçonnerie [105].

Le modèle utilisé pour la modélisation des remplissages en maçonnerie est présenté en détail dans la figure 3.2.

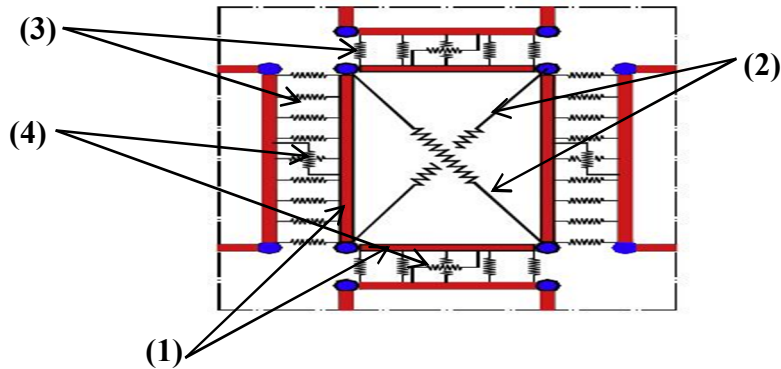


Figure 3. 2: Détail du Modèle numérique de base [105].

- (1) : Cadres infiniment rigides constitués de barres bi-articulées ayant les dimensions identiques à la portion du panneau de remplissage en maçonnerie.
- (2) : Ressorts diagonaux.
- (3) : Ressorts perpendiculaires aux barres bi-articulées.
- (4) : Ressorts parallèles aux barres bi-articulées.

3.2.1 Cadres infiniment rigides en barres bi-articulées

Le cadre constitué en barres rigides bi-articulées prend la même géométrie de la portion du panneau de remplissage. Les articulations aux extrémités de chaque barre permettent la déformation libre des barres et la transmission des sollicitations aux autres différents éléments (ressorts non-linéaires). Les barres sont considérées infiniment rigides afin d'uniformiser la répartition des contraintes de compression sur chaque côté du rectangle. Voir la figure 3.3.

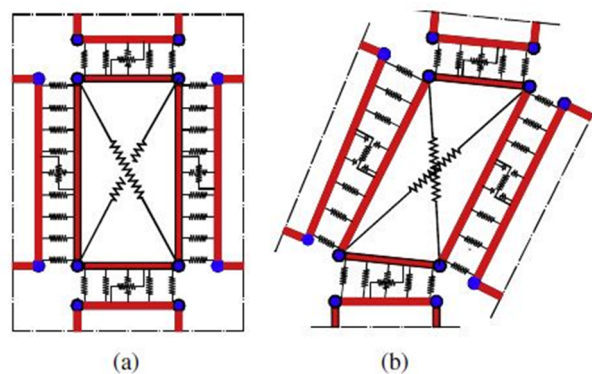


Figure 3. 3: Élément de base: (a) avant déformation. (b) après déformation [105].

3.2.2 Ressorts non-linéaires diagonaux

Le ressort non linéaire diagonal est conçu pour contrôler la perte de capacité de résistance du panneau en cisaillement diagonal due au cisaillement excessive dans le sens diagonal du panneau. Ce dernier provoque des fissures le long de la diagonale du panneau (généralement ces fissures sont en forme d'escalier suivant les plans du mortier entre briques). Ce mode de rupture est décrit dans le deuxième chapitre de ce travail.

La figure 3.4 illustre le fonctionnement des ressorts non-linéaires diagonaux.

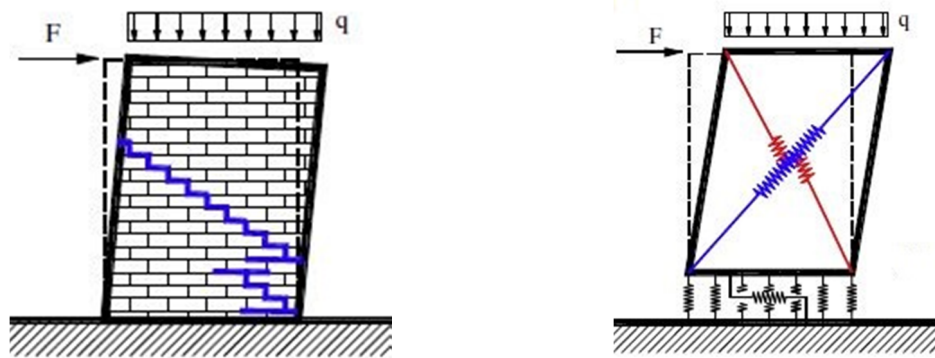


Figure 3. 4: Ressorts diagonaux - mode de rupture en cisaillement diagonal- [105].

3.2.3 Ressorts d'interface orthogonaux

Ces éléments ont pour objectif de gouverner la perte de capacité en flexion du panneau dans le plan. Ce mode de rupture est associé par l'écrasement et la fissuration par traction des parties sollicitées du remplissage en maçonnerie. Voir la figure 3.5.

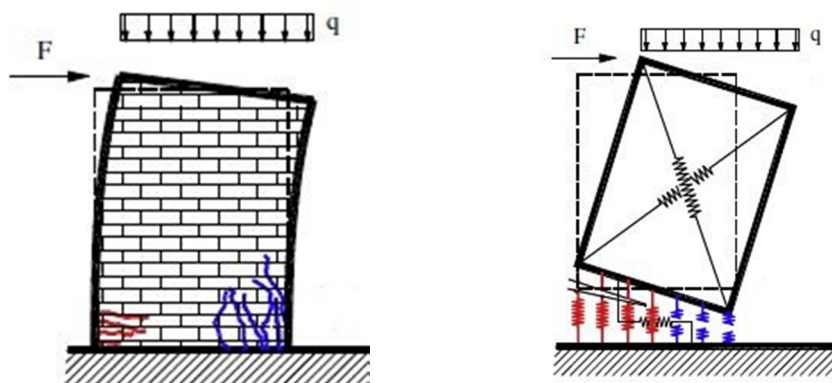


Figure 3. 5: Ressorts orthogonaux -mode de rupture d'écrasement en basculement- [105].

3.2.4 Ressorts d'interface parallèles

Ces éléments sont prévus pour gouverner la perte de capacité du mur en cisaillement glissant. Ce mode de rupture -présenté dans le deuxième chapitre- se manifeste au niveau des interfaces en mortier dans le sens horizontal du panneau suivant les plans potentiellement faibles ou excessivement cisailés. Voir la figure 3.6.

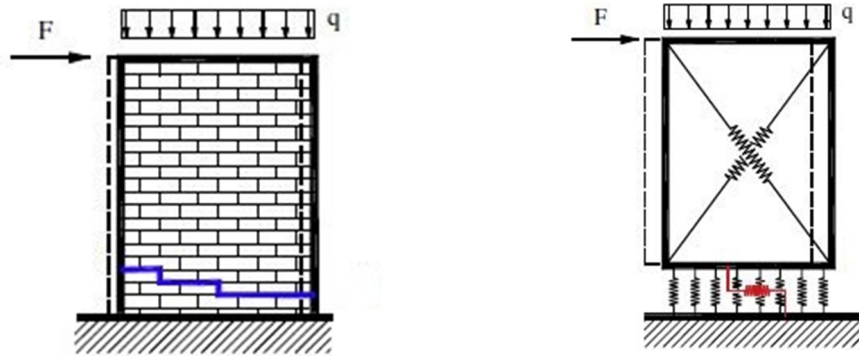


Figure 3. 6: Ressorts d'interface parallèles -mode de rupture cisaillement glissant- [105].

3.3 AVANTAGES DU MODÈLE PROPOSÉ

Ce modèle présente plusieurs avantages par rapport aux différents modèles bielles existants. En fait ce modèle se situe dans une phase intermédiaire entre les modèles macro et les modèles micro. Ceci nous permet d'allier la rapidité et la simplicité du modèle macro à la finesse des modèles micro ou modèles détaillés.

Avec ce modèle le maillage optimal peut être opté après des itérations où on débute par le maillage le moins raffiné puis on commence à raffiner le maillage graduellement jusqu'à avoir une convergence du paramètre voulu (résistance, rigidité,...). Voir la figure 3.7.

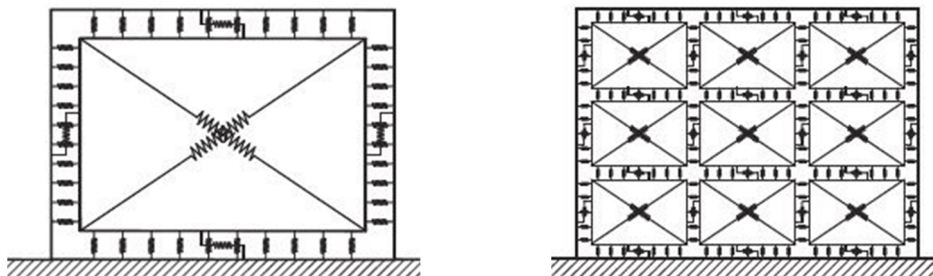


Figure 3. 7: Différentes configurations de maillage [105].

Ce modèle présente aussi un avantage très intéressant. Il offre une possibilité d'épouser la forme réelle du panneau de remplissage en maçonnerie avec ouvertures en

différentes positions. Les dimensions des éléments doivent être conformes avec les dimensions des ouvertures dans le panneau de remplissage. Voir la figure 3.8.

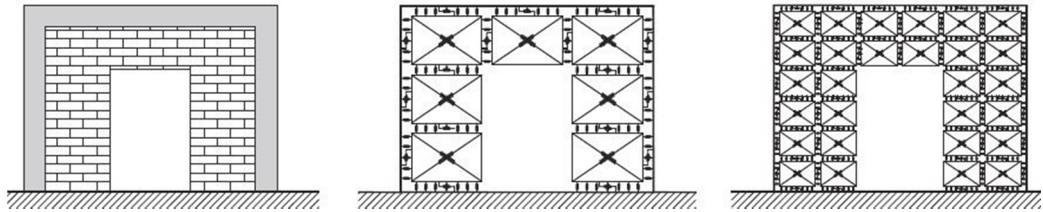


Figure 3. 8: Configuration d'un panneau de remplissage avec ouverture [105].

3.4 LOIS DE COMPORTEMENT

L'adoption des lois de comportement pour chaque élément constituant le modèle numérique constitue une phase très importante. L'avantage de ce modèle par rapport aux modèles micro est qu'il ne nécessite pas trop de paramètres pour définir les caractéristiques mécaniques de chaque élément. Les barres bi-articulées composant le cadre du modèle numérique ne sont pas concernées par cette phase car elles sont supposées élastique infiniment rigides.

La déformabilité du panneau de remplissage suivant la direction horizontale, verticale ou en rotation est considérée concentrée au niveau des éléments non linéaires.

Chaque petite partie du mur de remplissage peut être identifiée comme une structure orthotropique où son comportement diffère selon la direction et l'intensité des contraintes appliquées. La caractérisation du comportement orthotropique de la maçonnerie nécessite la calibration avec ces propriétés mécaniques dans la direction considérée.

Dans ce qui suit une définition des différentes lois de comportement des éléments non-linéaires constituant le modèle numérique.

3.4.1 Ressorts diagonaux

La détermination des lois de comportement des ressorts non-linéaires diagonaux est très importante car ils gouvernent le mécanisme de rupture le plus fréquent des BAMR sollicités latéralement.

Deux hypothèses fondamentales sont adoptées pour contrôler ce mécanisme de rupture. La première est adaptée par le code européen (EC 06) [106], en considérant que la résistance au cisaillement diagonal F_v est définie par la loi de Mohr-Coulomb comme suit :

$$F_v = f_{v0} + \mu_c \sigma_n \quad (3.1)$$

Avec :

f_{v0} : la résistance au cisaillement de la maçonnerie associée à une contrainte verticale de compression nulle.

μ_c : le coefficient de frottement définissant la contribution des contraintes de compression dans la résistance au cisaillement.

σ_n : la contrainte de compression appliquée.

Les valeurs de f_{v0} et μ_c sont déterminées à partir des tests expérimentaux.

Il est important à noter que les valeurs caractéristiques f_{v0} et μ_c caractérisant la résistance au cisaillement diagonal de la maçonnerie sont en général différentes de celles caractérisant la maçonnerie en cisaillement plan simple.

La deuxième hypothèse relie le mode de rupture en cisaillement diagonal à la contrainte de traction principale qui se développe au centre du panneau lorsque ce dernier subit un couple de force verticale et une autre force horizontale variant progressivement. Turnsek et Cacovic [107] propose l'expression suivante pour l'évaluation de la contrainte limite de cisaillement :

$$F_v = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{f_t}} \quad (3.2)$$

Avec

f_t : est la contrainte de traction maximale de la maçonnerie.

σ_n : est la contrainte normale appliquée.

b : est un coefficient de distribution de la contrainte de cisaillement qui dépend de la géométrie du panneau ainsi le ratio force verticale sur force horizontale appliquées. Ce coefficient est généralement pris égal à 1,5.

La loi de comportement adoptée est une loi élasto-plastique parfaite.

3.4.2 Ressorts d'interface orthogonaux

Le mécanisme en flexion des petites portions de la maçonnerie est contrôlé par ces éléments. Orthotropie de la maçonnerie se résulte de l'assemblage des portions constituant le mur. Les déformations axiales de la maçonnerie dans les deux sens sont supposées concentrées dans ces éléments. Voir la figure 3.9.

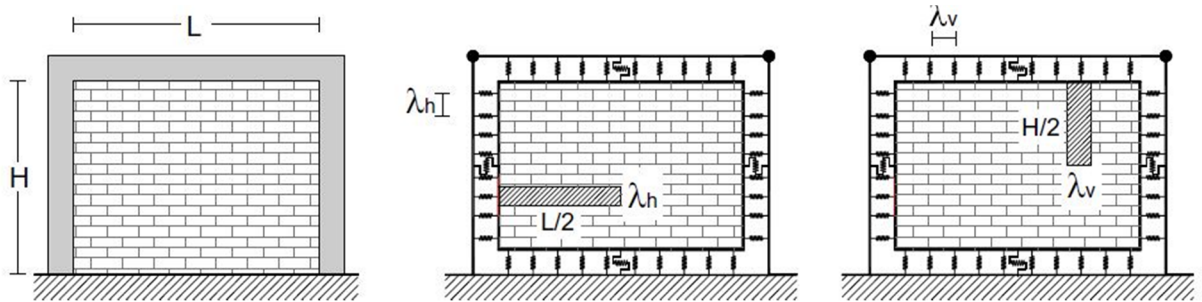


Figure 3. 9: Caractérisation géométrique du modèle numérique pour calibration des ressorts d'interface orthogonaux.

Les différentes caractéristiques des ressorts d'interface orthogonaux dans les deux directions peuvent être résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3. 1: Caractéristiques des ressorts d'interface orthogonaux.

	Direction horizontale	Direction verticale
Raideur élastique	$K_{hp} = 2 \frac{E_h \lambda_h S}{L}$	$K_{vp} = 2 \frac{E_v \lambda_v S}{H}$
Résistance ultime à la compression	$F_{c(hor)} = \lambda_h S \sigma_{c(hor)}$	$F_{c(ver)} = \lambda_v S \sigma_{c(ver)}$
Résistance ultime à la traction	$F_{t(hor)} = \lambda_h S \sigma_{t(hor)}$	$F_{t(ver)} = \lambda_v S \sigma_{t(ver)}$
Déplacement ultime en compression	$U_{c(hor)} = \frac{L}{2} \varepsilon_{cu(hor)}$	$U_{c(ver)} = \frac{H}{2} \varepsilon_{cu(ver)}$
Déplacement ultime en traction	$U_{t(hor)} = \frac{L}{2} \varepsilon_{tu(hor)}$	$U_{t(ver)} = \frac{H}{2} \varepsilon_{tu(ver)}$

Avec :

E_h, E_v : Les modules d'élasticité horizontal et vertical de la maçonnerie respectivement.

$\sigma_{c(hor)}, \sigma_{c(ver)}$: Les contraintes ultimes de compression horizontale et verticale respectivement.

$\sigma_{t(hor)}, \sigma_{t(ver)}$: Les contraintes ultimes de traction horizontale et verticale respectivement.

$\varepsilon_{cu(hor)}, \varepsilon_{cu(ver)}$: les déformations ultime de compression horizontale et verticale respectivement.

$\varepsilon_{tu(hor)}, \varepsilon_{tu(ver)}$: les déformations ultime de traction horizontale et verticale respectivement.

3.4.3 Ressorts d'interface parallèles

Ces éléments sont conçus pour tenir en considération le mécanisme de rupture du panneau en maçonnerie en cisaillement horizontal ou vertical parfait. Les caractéristiques de ces éléments dépendent de l'état de surface de contact entre deux briques adjacentes ainsi de la contrainte de compression appliquée. La loi de comportement est définie par une loi élastoplastique parfaite gouvernée par la courbe de Mohr-Coulomb. (Voir formule (3.1)). Le cisaillement se produit lorsque la force atteint la limite F_{lim} définie par la formule suivante :

$$F_{lim} = (C + \mu \sigma_m) A_0 \quad (3.3)$$

Avec:

C : est le paramètre de cohésion.

μ : coefficient de frottement.

σ_m : la contrainte moyenne de compression appliquée sur la surface de contact.

A_0 : l'aire effective de contact entre deux surfaces adjacentes.

Le cisaillement qui peut se produire entre la maçonnerie et les éléments en béton armé est défini par la même loi de comportement. La seule différence se réside au niveau des paramètres de cohésion et du frottement caractérisant la surface de contact. Ces paramètres sont en générales différents de ceux qui caractérisent la maçonnerie.

3.4.4 Maillage

Le modèle proposé par l'auteur offre la possibilité de raffiner le maillage du panneau en maçonnerie afin d'obtenir des résultats plus exactes. Voir la figure 3.10.

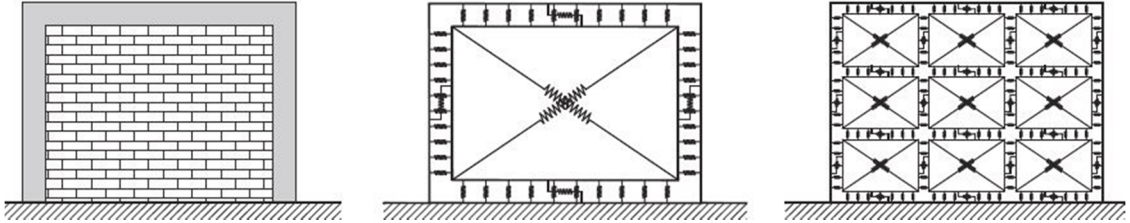


Figure 3. 10: Choix du maillage du remplissage en maçonnerie.

Cet avantage peut servir aussi pour étudier les BAMR en présence d'ouvertures (porte ou fenêtre). Voir la figure 3.11.

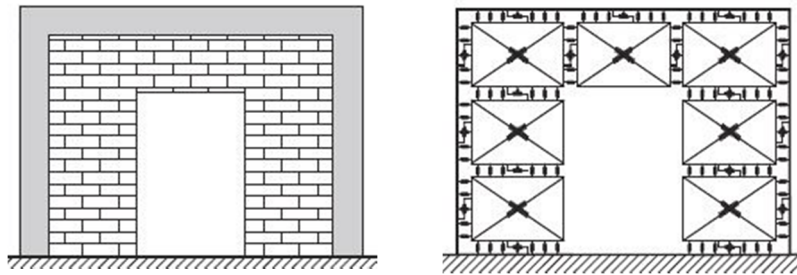


Figure 3. 11: Modèle proposé en cas de présence d'ouverture.

3.5 VALIDATION AVEC ESSAIS EXPERIMENTAUX

3.5.1 Application 1

La première application du modèle amélioré est comparée avec l'étude expérimentale faite par Al-Chaar.G (1998) [19,108] dans le laboratoire Construction Engineering Research Laboratories (USA-CERL) aux Etats unis. Le programme expérimental est constitué de cinq spécimens d'un seul étage (one-story) d'une échelle égale à $\frac{1}{2}$ (half scale). Dans notre rapport, on s'intéresse aux spécimens N1 et N3 qui correspondent à un portique en béton armé sans et avec remplissage en brique respectivement.

Le tableau (3.2) récapitule les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Tableau 3. 2: Caractéristiques des matériaux des deux spécimens.

Matériau	Désignation	Propriétés	Code du test (Norme ASTM)
Béton	Résistance caractéristique	$f'_m = 38.44$ MPa	C39M-99
	Module d'élasticité (à 28 jours)	$E = 29992$ MPa.	à partir des jauges
Mortier	Résistance caractéristique (28 jours)	$f'_m = 10.56$ MPa	C109M-99
Maçonnerie	Résistance du prisme	$f'_m = 26.738$ MPa	C1314-00
	Résistance au cisaillement	$f'_v = 0.924$ MPa	E519-81
	Raideur	343.9 KN/mm	NCMA TEK Note 61A
Acier	Limite d'élasticité	338.50 MPa	E8M-00
	Résistance maximale	520.00 MPa	E8M-00
	Module d'élasticité	200 000 MPa	à partir des jauges

La figure 3.12 montre la géométrie du spécimen à étudier ainsi le détail du ferrailage longitudinal et horizontal des éléments en béton armé.

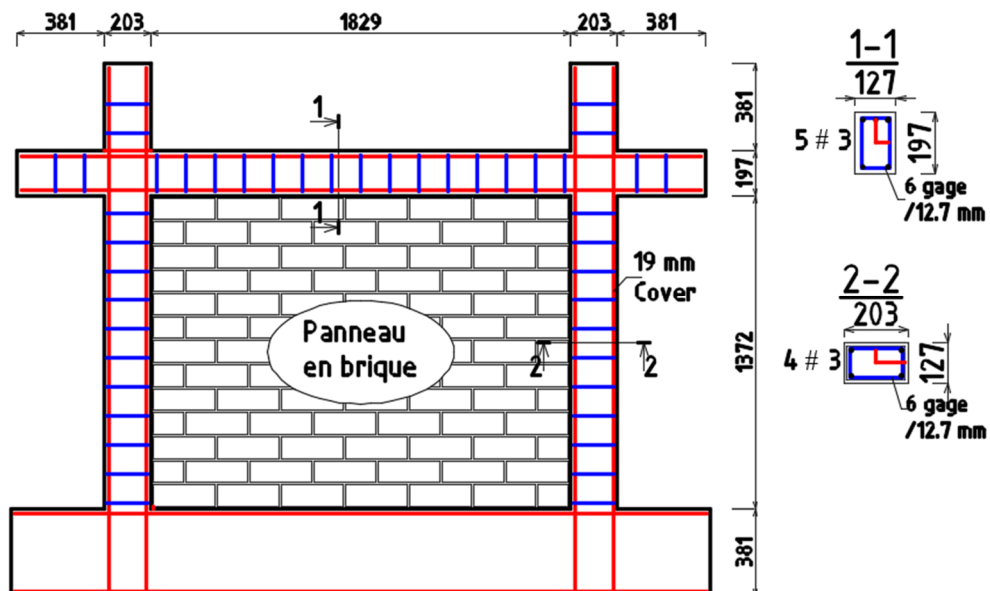


Figure 3. 12: Coffrage et ferrailage du spécimen étudié « N3 »

Les deux spécimens sont soumis à un test statique de poussée progressive.

3.5.1.1 Modèle numérique du spécimen sans remplissage « N1 »

Dans ce qui suit une présentation des caractéristiques du modèle numérique utilisé avec les lois de comportement de chaque constituant structural. Voir la figure 3.13.

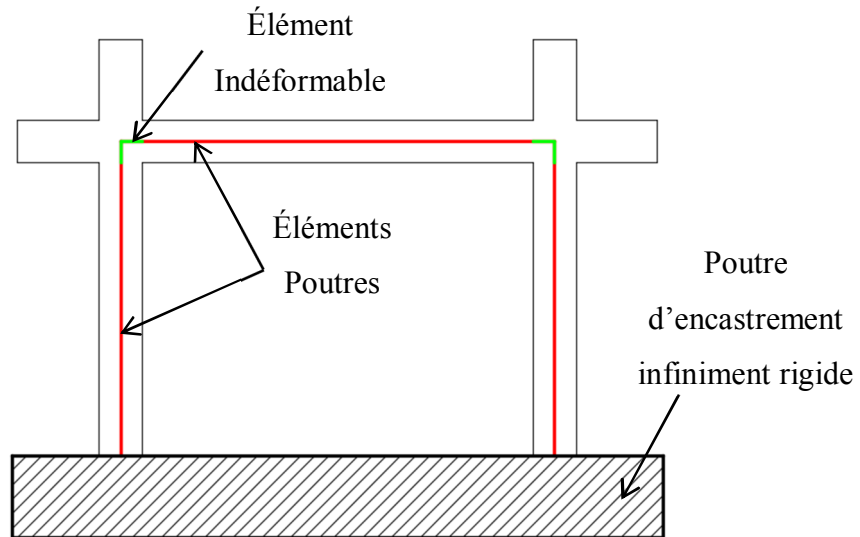


Figure 3. 13: Modèle numérique du portique en béton armé.

Les éléments en béton armé sont considérés comme des éléments poutres avec un comportement non linéaire. La non-linéarité de ces éléments est supposée concentrée dans des points appelés rotules. Ces rotules non-linéaires sont localisées dans les endroits où est prévue une concentration des contraintes due à la flexion (simple ou composée) ou au cisaillement. Pour les éléments verticaux (poteaux) des rotules non linéaires de flexion composée et de cisaillement sont considérées aux extrémités. Voir la figure 3.14.

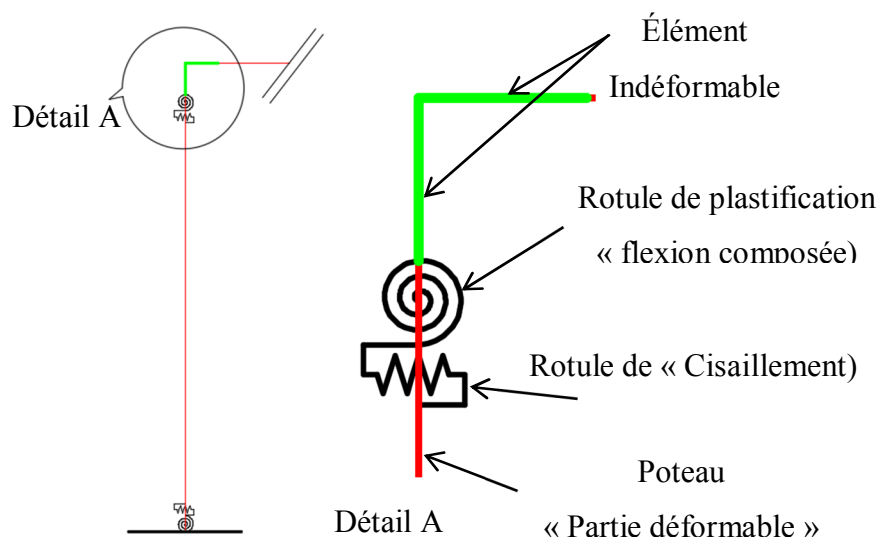


Figure 3. 14: Rotules de plastification adoptées pour les éléments poteaux.

Pour les éléments horizontaux (poutres) des rotules non linéaires de flexion simple et de cisaillement sont considérées aux extrémités. Voir la figure 3.15.

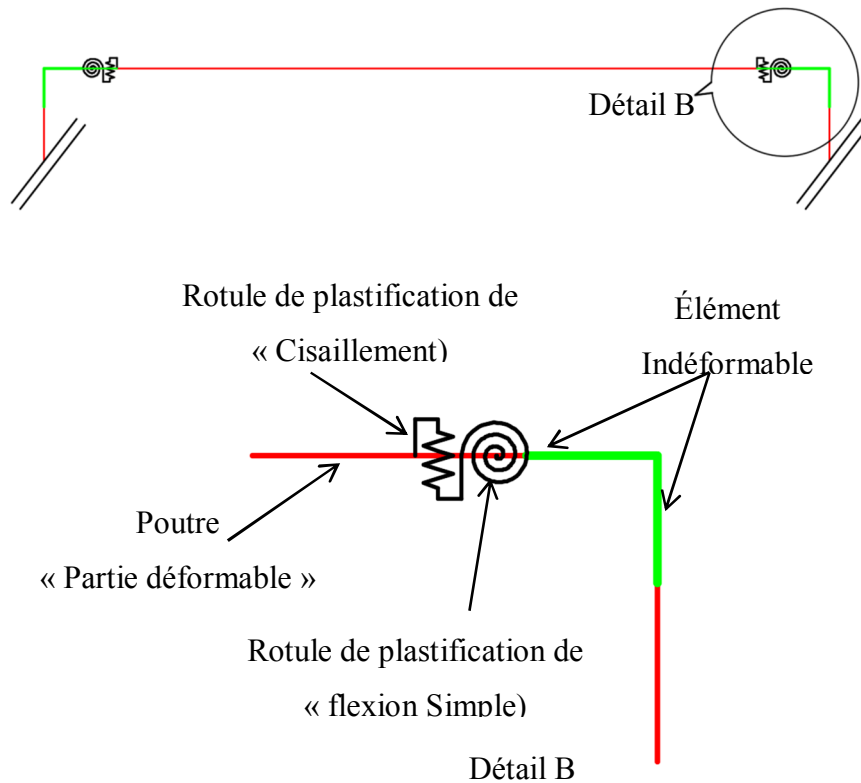


Figure 3. 15: Rotules de plastification adoptées pour les éléments poutres.

Le logiciel utilisé dans cette application et aussi pour les applications 2 et 3 de ce travail est SAP 2000 NL software (Structural Analysis Program).

3.5.1.2 Lois de comportement des éléments en béton armé

Les lois de comportement (σ en fonction de ε) caractérisant le béton et l'acier des armatures sont présentées dans les figures suivantes :

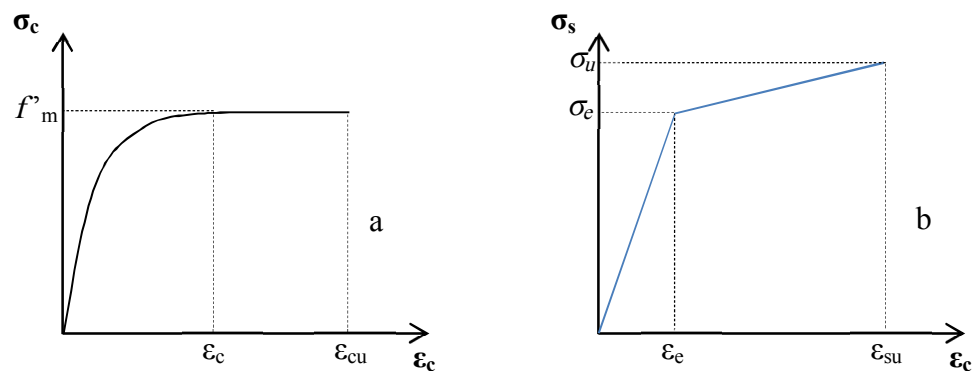


Figure 3. 16: Loi de comportement des matériaux a- béton. b- acier.

Pour le béton, la courbe caractéristique (parabole-rectangle) est identique à celle décrite dans le règlement BAEL 99 [109] ou EC2 [110] tout en prenant un coefficient de sécurité égal à 1 au lieu de 1.50. La déformation maximale en compression dans le béton est égale à $\varepsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$.

La courbe caractéristique de l'acier est composée de deux branches droites. La première branche (palier élastique) est limitée par la déformation élastique $\varepsilon_e = 0,00169$. La deuxième branche (palier plastique) est limitée par la déformation ultime $\varepsilon_{su} = 0,01$.

Le coefficient de sécurité est toujours pris égal à 1 au lieu de 1.15 décrite dans le règlement BAEL99 [109].

Dans ce qui suit une présentation des différentes lois de comportement adoptées pour les éléments en béton armé (poteaux et poutres).

Vis-à-vis la sollicitation de flexion, on distingue trois phases de comportement des sections en béton armé. Voir la figure 3.17.

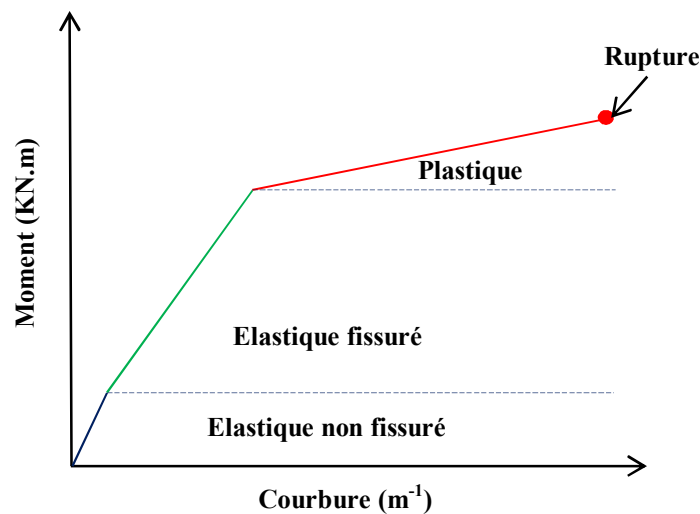


Figure 3. 17: Stades de comportement d'une section en béton armé à la flexion.

3.5.1.2.1 Phase1 : Stade élastique non fissurée

Dans ce stade le béton n'est pas encore fissuré, toutes les fibres de béton reprennent des contraintes. La section est constituée de deux matériaux. Voir figure 3.18.

L'évaluation du couple (M_e, ϕ_e) est faite en transformant la section mixte en une section homogène équivalente. Dans notre cas, c'est l'acier qui va être transformé en béton équivalent.

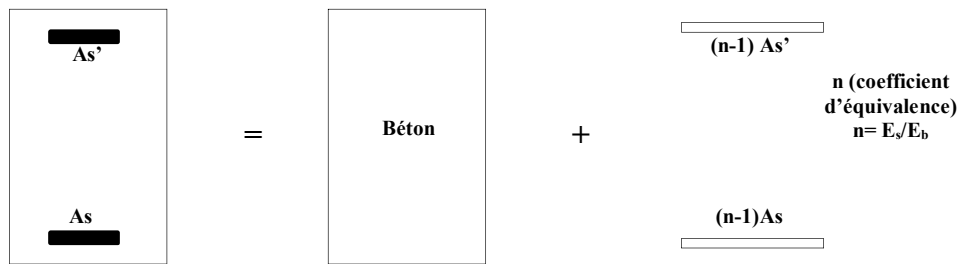


Figure 3. 18: Principe d'homogénéisation d'une section en béton armé.

Après la détermination des caractéristiques mécaniques de la section homogénéisée (centre de gravité et moment d'inertie équivalent) on peut calculer le moment élastique du béton non fissuré et la courbure qui le correspond on faisant égalité de la contrainte (sup et inf) avec la contrainte de traction du béton f_t (béton).

Le tableau 3.3 récapitule les différents paramètres pour l'évaluation du couple (M_e , ϕ_e) correspondant à la poutre.

Tableau 3. 3: Paramètres de détermination du couple (M_e , Φ_e)

Données	
B (Largeur) (m)	0,127
H (Hauteur) (m)	0,197
As (m ²) (Arm sup)	2,1291 E-04
As' (m ²) (Arm inf)	1,4194 E-04
C (m) (Position Arm inf/ fibre inf)	0,0241
C' (m) (Position Arm sup/ fibre sup)	0,0241
E acier (Mpa)	200000
E béton (Mpa)	29992
n=	6,67
σ_y (Acier) (Mpa)	338
σ_{ult} (Acier) (Mpa)	520
Sigma (Béton C) (Mpa)	38,4
Sigma (Béton T) (Mpa)	2,26
CDG / centre du poteau (m)	0,100
Moment d'inertie équivalent (m⁴)I eq	0,0000920
M_e (KN.m)	2,135
Φ_e (m⁻¹)	0,000773707

3.5.1.2.2 Phase2 : Stade élastique fissurée

Dans cette phase le béton est considéré fissuré car la contrainte de traction dans la partie tendue des éléments fléchis dépasse la limite de traction du béton. Pour simplifier, le béton tendu n'est pas pris en compte pour déterminer le moment de résistance élastique fissuré. Les contraintes de traction sont reprises seulement par les aciers tendus. Voir la figure 3.19.

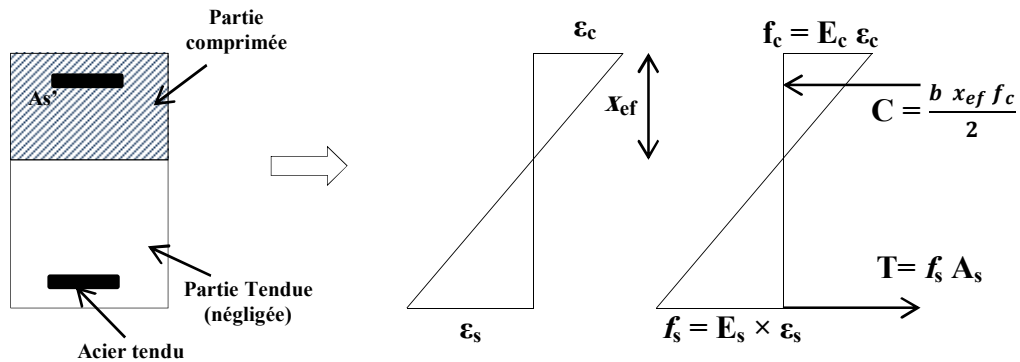


Figure 3. 19: Diagramme des déformations et des contraintes « Section élastique fissurée ».

L'équilibre des forces s'écrit comme suit :

$$C = T \quad \Rightarrow \quad \frac{b x_{ef} f_c}{2} = f_s A_s \quad (3.4)$$

Le béton et l'acier sont considérés élastiques, donc on a :

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad \text{et} \quad f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (3.5)$$

On remplaçant dans l'expression précédente on trouve :

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad \text{et} \quad E_s \cdot \varepsilon_s A_s = b x_{ef} E_c \cdot \frac{\varepsilon_c}{2} \quad (3.6)$$

On peut écrire :

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{2 n A_s}{x_{ef} b} \quad (3.7)$$

Avec n est le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_c}$

Basant sur les deux hypothèses :

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Compatibilité de déformation entre les aciers et le béton qui les entoure.

Le diagramme de déformation nous permet d'écrire :

$$\frac{\varepsilon_s}{d - x_{ef}} = \frac{\varepsilon_c}{x_{ef}} \quad (3.8)$$

On obtient l'équation :

$$2 x_{ef}^2 + \frac{2 n A_s}{b} x_{ef} - \left(\frac{2 n A_s}{b} \right) d = 0 \quad (3.9)$$

La solution de l'équation est :

$$\frac{x_{ef}}{d} = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho \quad (3.10)$$

Avec $\rho = \frac{A_s}{bd}$ est le ratio d'armature dans la section du béton.

L'inertie de la section fissurée est calculée par l'expression suivante :

$$I_{ef} = b \frac{x_{ef}^3}{3} + (d - x_{ef})^2 n A_s \quad (3.11)$$

Le moment élastique de la section fissurée peut être déterminé par l'expression suivante, en considérant l'atteinte de la limite d'élasticité au niveau des armatures tendues :

$$M_{ef} = \frac{n A_s \sigma_e I_{ef}}{(d - x_{ef})} \quad (3.12)$$

Le couple M_{ef} , φ_{ef} correspondant à la poutre du portique étudié est :

M_{ef} (KN.m)	11,193
Φ_{ef} (m ⁻¹)	0,013638

3.5.1.2.3 Phase3 : Stade plastique

Cette phase se situe entre la phase du béton élastique fissuré et la rupture de la section du béton. D'après le BAEL 99 [109] et EC2 [110] la rupture de la section du béton est atteinte dans un des trois cas suivants :

- Soit par l'atteinte de la limite de déformation relative au béton en compression.
- Soit par l'atteinte de la limite de déformation relative au béton en compression pure.
- Ou soit par l'atteinte de la limite de déformation en traction relative aux armatures d'acier.

Ces trois cas représentent des états limites ultimes d'une section en béton armé. Voir la figure 3.20.

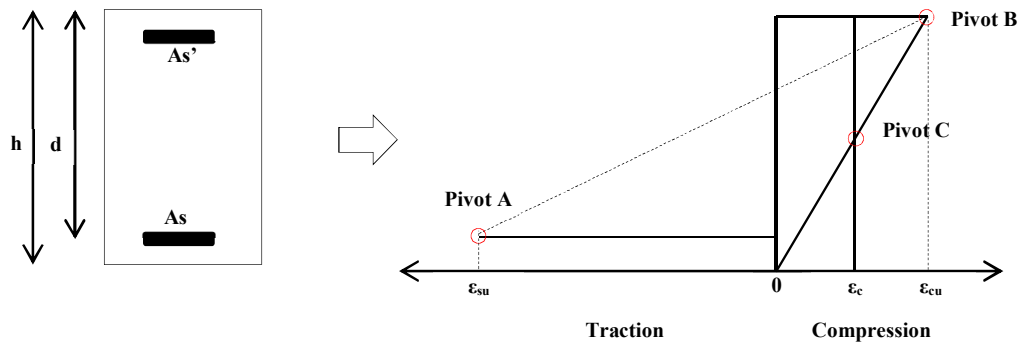


Figure 3. 20: Diagramme des déformations relatives à une section à l'état ultime.

Dans le cas de la flexion pure, le diagramme des déformations extrême passe par les points A et B.

La déformation maximale en compression dans le béton est égale à $\epsilon_{cu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$ et la déformation maximale en traction dans l'armature est limitée à $10 \cdot 10^{-3}$ [109].

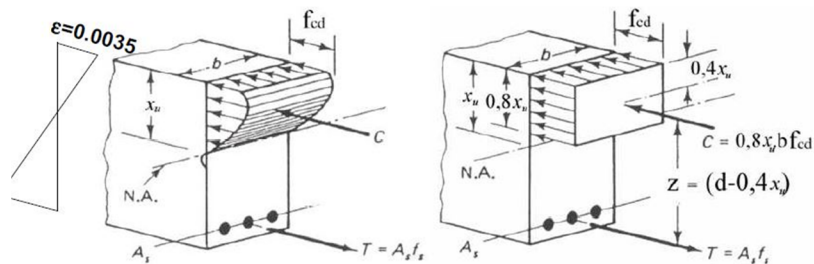


Figure 3. 21: Diagramme des contraintes réelles dans une section à l'état ultime.

La figure 3.21 montre le diagramme des déformations et des contraintes réelles dans la section, ainsi que le diagramme idéalisé rectangulaire limité à 80% de la hauteur comprimée. Avec le diagramme rectangulaire simplifié, et en supposant la plastification des armatures tendues (dépassement de la contraintes élastique f_s), on peut calculer le moment ultime de la poutre.

On a :

$$C = T \text{ (L'équilibre des forces)} \quad (3.13)$$

On déduit que :

$$x_u = \frac{A_s f_s}{0.8 b f_c} \quad (3.14)$$

Avec :

$$f_{sy} < f_s < f_{su} \quad (3.15)$$

Sachant que :

$$\frac{\varepsilon_s}{d - x_u} = \frac{\varepsilon_c}{x_u} \quad (3.16)$$

Donc :

$$\varepsilon_s = \frac{0.0035 \left(1 - \frac{x_u}{d}\right)}{\frac{x_u}{d}} \quad (3.17)$$

D'après EC2 [110], il est recommandé que $\frac{x_u}{d} < 0,45$ pour assurer une ductilité suffisante de la pièce fléchie.

Vérifiant que $\varepsilon_s > \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ et par étirassions jusqu'à convergence de la valeur de x_u on calcule la valeur du moment ultime par la formule :

$$M_u = T(d - 0,40 x_u) \quad (3.18)$$

Si la rupture de la section en béton armé sollicitée en flexion est atteinte par plastification des aciers, la procédure de la détermination du moment ultime est calculée en considérant une déformation ultime des aciers tendus (1,00 %) puis on calcule la position de l'axe neutre x_u .

L'évaluation des des déformations dans le béton est calculée est calculée par la formule :

$$\frac{\varepsilon_s}{d - x_u} = \frac{\varepsilon_c}{x_u} \quad (3.19)$$

Le moment ultime est calculé avec la même formule.

Dans notre exemple, le moment ultime de la poutre est atteint par plastification des aciers. Le tableau 3.4 récapitule les calculs pour aboutir à la valeur du moment ultime.

Tableau 3. 4: Paramètres pour le calcul du couple (M_u, Φ_u)

f_s (KN/m ²)	520000
X_u (m)	0,028
ε_c	0,00196
ε'_s	0,00030
C' (KN) (acier comprimé)	8,40
C (KN) (béton)	102,31
f_b (Mpa)	28,39

M_u (KN.m)	16,001
Φ_u (m ⁻¹)	0,06919

Les valeurs des couples (M, Φ) caractérisant les poutres sont présentées sous forme de la courbe suivante :

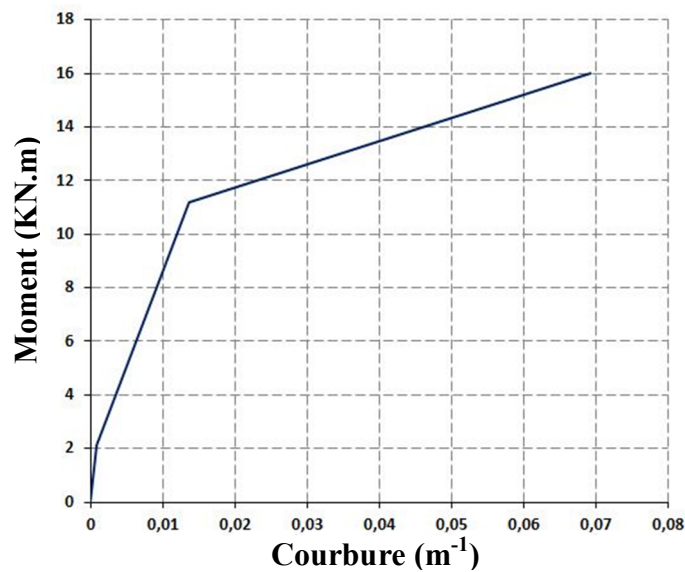


Figure 3. 22: Diagramme moment-courbure adopté pour la poutre.

L'étape qui suit est la détermination de la longueur de la rotule plastique L_p . L'évaluation de la longueur de la rotule plastique L_p est nécessaire pour calculer les rotations qui correspondent aux courbures calculées afin d'aboutir à la courbe de type moment-rotation. Voir la figure 3.23.

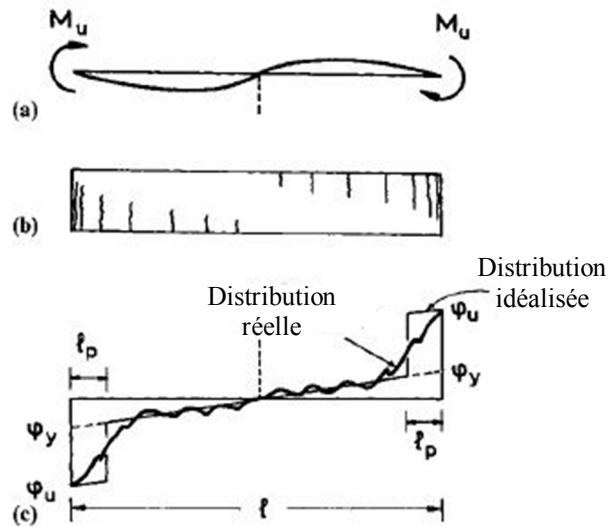


Figure 3. 23: Longueur de la rotule plastique l_p . (a) : déformée de la poutre. (b) : distribution des fissures. (c) : distribution de la courbure de déformation).

Pendant les années 1960, lorsque les méthodes d'analyse inélastiques des structures commençaient d'attirer l'attention des chercheurs, plusieurs relations empiriques ont été proposées pour évaluer la longueur de la rotule plastique d'un élément en béton armé. La figure 3.24 est une présentation de quelques méthodes les plus utilisées [111].

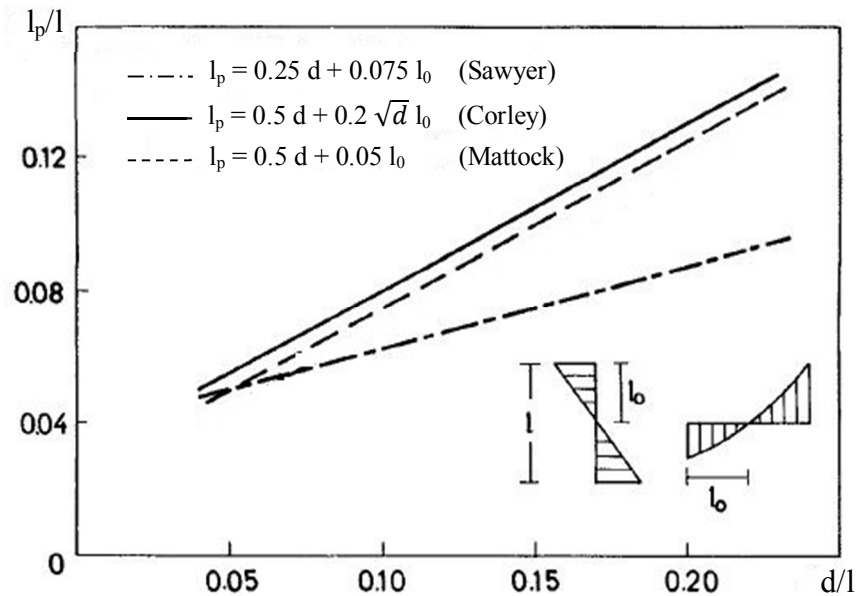


Figure 3. 24: Longueur de la rotule plastique l_p . (d : étant la hauteur effective de la section transversale de l'élément en béton armé).

Il est observé que dans un cas typique où ($l_0=l/2$), la valeur de la rotule plastique varie entre 5 à 10 % de la longueur de l'élément en béton armé [111].

Preistley et Park (1987) [112] puis Paulay et Preistley (1992) [113] ont suggéré des formules pour la détermination de l_p et ceci en introduisant aussi le diamètre des barres longitudinales de l'élément en béton armé. Dans notre cas c'est la formule proposée par Paulay et Preistley qui est utilisée. Voir formule 3.20.

$$l_p = 0.08 l_0 + 0.022 f_y d_b \quad (3.20)$$

Avec :

f_y : est la limite d'élasticité des aciers.

d_b : est le diamètre des barres longitudinales.

Dans notre exemple, la longueur de la rotule plastique adoptée pour les poteaux est expliquée dans le tableau 3.5.

Tableau 3. 5: Paramètres de détermination de la longueur de la rotule l_p

Longueur de l'élément (mm)	1829
L_0 (mm)	914,5
Nuance de l'acier (Mpa)	338,3
Diamètre des barres (mm)	9,525
L_p (mm)	144

La rotation plastique θ_p de la section est égale à :

$$\theta_p = l_p (\phi_u - \phi_y) \quad (3.21)$$

La rotation ultime θ_u est égale à :

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (3.22)$$

Avec la même procédure, on obtient la courbe caractéristique du poteau définissant la variation de la courbure en fonction du moment fléchissant.

Tableau 3. 6: Caractéristiques du poteau.

B (Largeur)	0,127
H (Hauteur)	0,197
As (m ²) (Arm sup)	1,4194 E-04
As' (m ²) (Arm inf)	1,4194 E-04
C (m) (Position Arm inf/ fibre inf)	0,0241
C' (m) (Position Arm sup/ fibre sup)	0,0241
M (KN.m)	2,186
Φ_e (°⁻¹)	0,000742398
M (KN.m)	7,846
Φ_y (°⁻¹)	0,012353
M (KN.m)	11,808
Φ_u (°⁻¹)	0,062507

La figure 3.25 montre la courbe caractéristique de la poutre du spécimen.

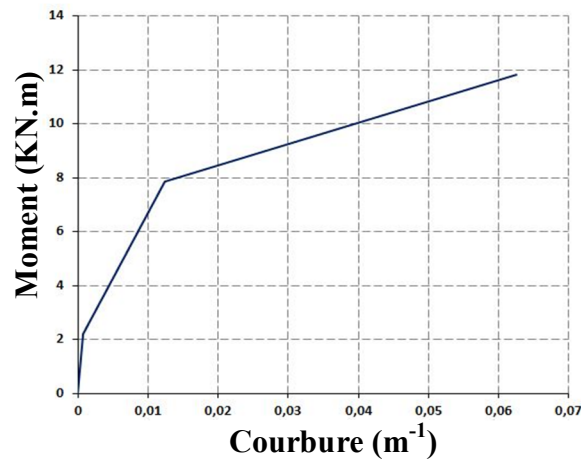


Figure 3. 25: Diagramme moment-courbure adopté pour les poteaux.

Dans notre premier exemple, les poteaux ne sont pas sollicités verticalement (Cas de portique à un niveau inférieur seulement). C'est pour cette raison que l'effet des contraintes verticales dues à la compression est négligé.

Vis-à-vis la sollicitation de l'effort tranchant, selon EC02 [110], la résistance d'une section comportant des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$V_R = V_{CD} + V_{WD} \quad (3.23)$$

Avec : V_{CD} représente la contribution du béton.

V_{WD} est la contribution des aciers transversaux.

Les deux termes sont calculés comme suit :

$$V_{CD} = [\tau_{RD} \times k (1.20 + 40 \rho_l) + \alpha \sigma_{cp}] b d \quad (3.24)$$

Avec :

$$\tau_{RD} = \frac{0.25 f_t}{\gamma_c} \quad (3.25)$$

f_t : la résistance caractéristique du béton à la traction

γ_c : coefficient de sécurité généralement pris égal à 1.50

$k = 1.6 - d \geq 1$ (d : hauteur effective de la section exprimée en m)

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd}$$

$\alpha = 0.15$ (si l'élément est en compression)

0.45 (si l'élément est en traction)

σ_{cp} : contrainte verticale appliquée

b : largeur de la section

d : hauteur effective de la section

Le tableau 3.7 montre quelques valeurs de la résistance au cisaillement du béton τ_{RD} en fonction de sa résistance caractéristique à la compression f_{CK} :

Tableau 3. 7: Résistance du béton au cisaillement en fonction de la résistance caractéristique à la compression.

f_{CK} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{RD} (MPa)	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44	0.48

Le deuxième terme est calculé avec la formule 3.25 suivante :

$$V_{WD} = \frac{A_{sw}}{S} 0.9 d f_y \quad (3.25)$$

Avec :

A_{sw} : désigne la section d'un cours d'armatures transversales.

S : espacement de deux cours successifs.

f_y : limite élastique de calcul des armatures transversales.

Dans ce qui suit une récapitulation des valeurs de résistance au cisaillement évaluées pour la poutre et les poteaux.

Tableau 3. 8: Résistance au cisaillement de la poutre et des poteaux.

<u>Données (Poutre)</u>		<u>Données (Poteau)</u>	
B (m)	0,127	B (m)	0,127
H (m)	0,197	H (m)	0,203
As (m ²)	1,4194 E-04	As (m ²)	1,4194 E-04
As' (m ²)	2,1291 E-04	As' (m ²)	1,4194 E-04
d (m)	0,17	d (m)	0,18
<u>Contribution du béton</u>		<u>Contribution du béton</u>	
<i>k</i>	1,43	<i>k</i>	1,42
ρ_l	0,01	ρ_l	0,01
α	0,15	α	0,15
cont app σ_{cp} (Mpa)	0	cont app σ_{cp} (Mpa)	0
V_{CD} (Mpa)	1,00	V_{CD} (Mpa)	0,93
V_{CD} (KN)	22,00	V_{CD} (KN)	21,04
<u>Contribution de l'acier</u>		<u>Contribution de l'acier</u>	
ϕ (cadre) (mm)	6	ϕ (cadre) (mm)	6
nombre	2	nombre	2
Section d'un cours (m ²)	5,65487E-05	Section d'un cours (m ²)	5,65487E-05
S (espacement) (m)	0,127	S (espacement) (m)	0,127
Nuance (Mpa)	338,5	Nuance (Mpa)	338,5
V_{WD} (KN)	23,45	V_{WD} (KN)	24,27
V_R (KN)	45,45	V_R (KN)	45,31

Les lois de comportement (effort tranchant – déformation angulaire) adoptées pour les ressorts non linéaires de l'effort tranchant sont de type élasto-plastique parfait. Pour des raisons de calcul, la déformation angulaire ultime est prise égale à 20 fois la déformation angulaire élastique. La figure 3.26 montre les courbes adoptées pour chaque élément constituant le spécimen étudié.

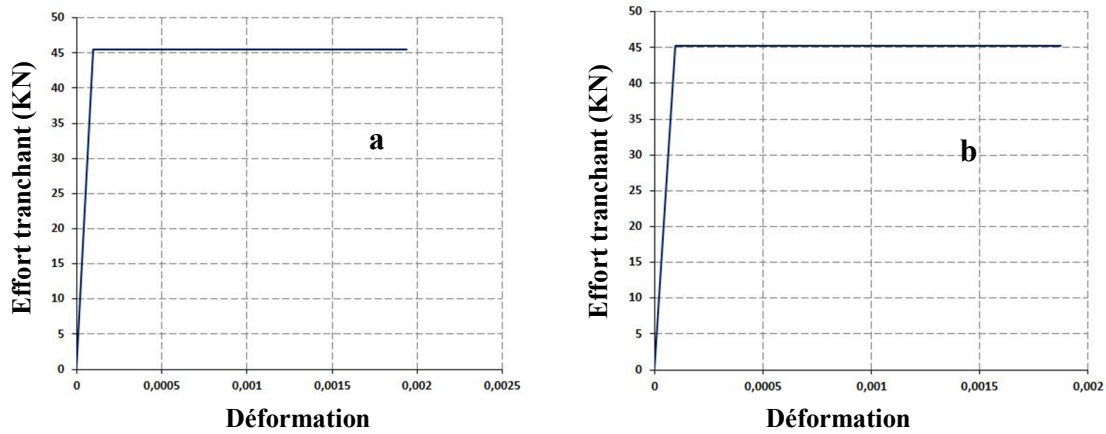


Figure 3. 26: Diagramme effort tranchant-déformation adopté pour : a- poutre. b- poteaux.

3.5.1.3 Modèle numérique du spécimen sans remplissage « N1 »

3.5.1.3.1 Résultats et comparaison

Le spécimen de référence est soumis à un test quasi-statique. Le modèle numérique est étudié avec analyse statique non linéaire par poussée progressive (pushover).

La figure 3.27 montre les courbes (expérimentale et numérique) qui décrivent la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du spécimen.

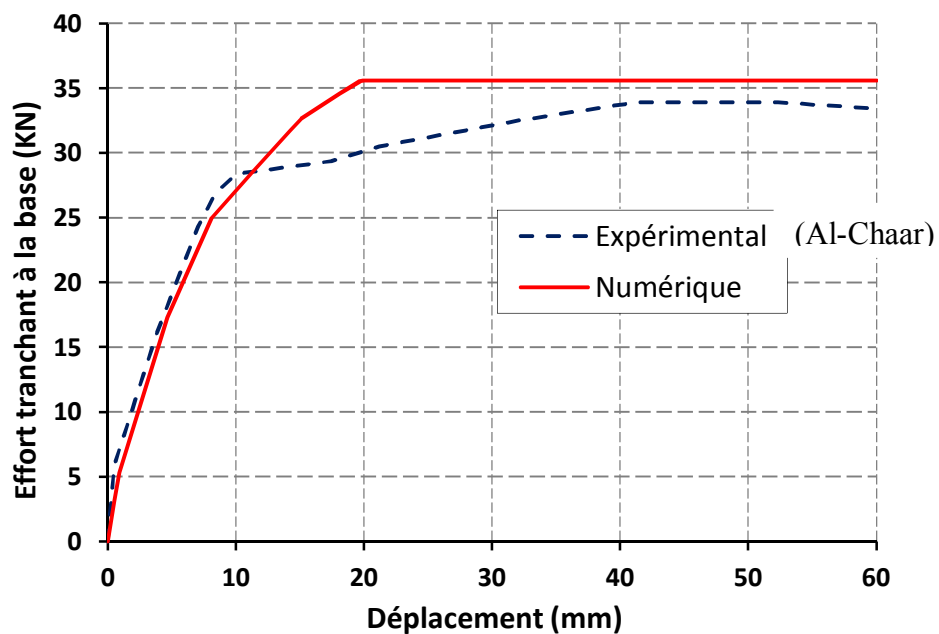


Figure 3. 27: Effort tranchant à la base- déplacement au sommet. - Cadre sans remplissage-

Entre [0 mm – 12 mm] et [40 mm- 60 mm], les résultats montrés dans la figure 3.27 montrent une bonne convergence entre l'expérimental et le numérique. Dans ces deux intervalles, l'erreur maximale estimée est environ ($\pm 5\%$). La figure 3.28 montre l'estimation de la différence entre la résistance expérimentale et numérique en fonction du déplacement du sommet du portique étudié. ($\text{Diff} (\%) = (\text{Num}-\text{Exp})/\text{Exp} \times 100$).

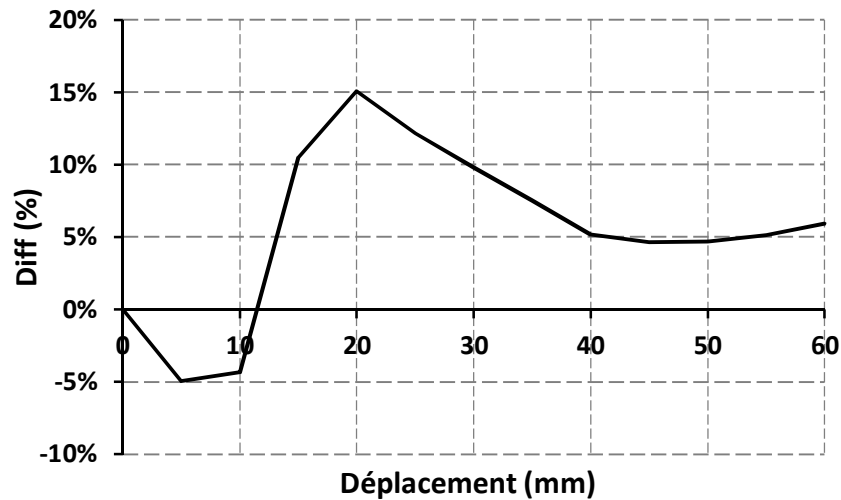


Figure 3. 28: Différence (%) entre l'effort tranchant à la base numérique et expérimental.

Entre [12 mm – 14 mm] de déplacement au sommet du portique, les différences entre les résistances calculées numériquement et celles mesurées expérimentalement varient entre 5 et 18%. À notre avis, la cause de cette différence est l'apparition d'une fissure prématurée au niveau du nœud Poteau-poutre. Voir la figure 3.29. Cette fissure apparait à un stade de déplacement égal à 12.30 mm, ce qui correspond exactement au début de la divergence des résultats numériques et expérimentaux.

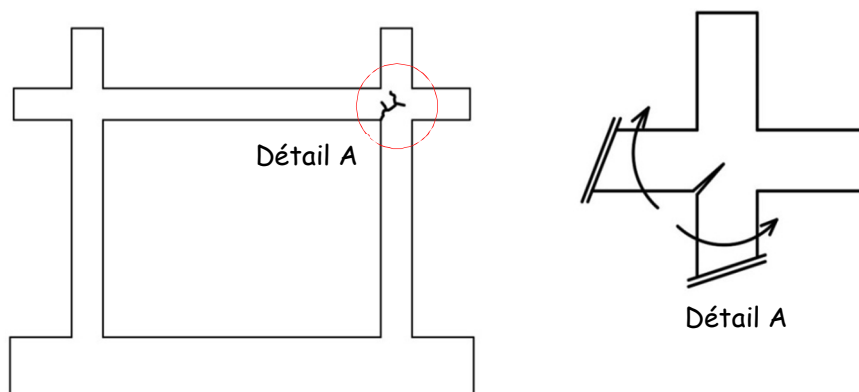


Figure 3. 29: Expérimental : Fissure prématurée au niveau du nœud Poteau-poutre. ($\delta = 12.30$ mm, drift = 0.89%)

Ceci est dû à une mauvaise qualité de mis-en-œuvre du bétonnage à cet endroit aggravé par une absence totale du frettage à l'intérieur du nœud [19].

Numériquement, le portique n'a pas subi une détérioration remarquable. À un déplacement latéral égal à 8,10 mm trois endroits aux extrémités des poteaux ont atteint la limite élastique et les autres sont toujours dans l'état élastique. Cet état présente en pratique l'apparition de microfissures dans les endroits de concentration des contraintes dues à la flexion des poutres essentiellement. La figure 3.30 montre l'état des rotules ainsi les sollicitations correspondantes.

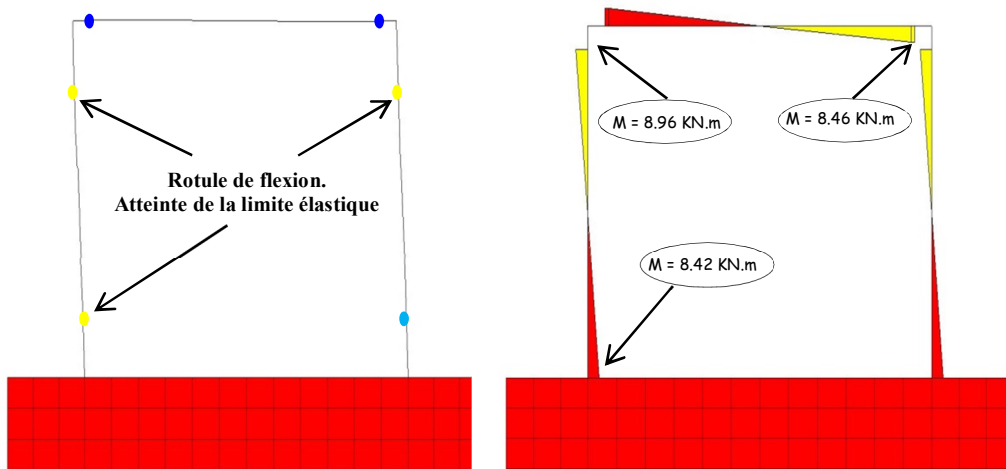


Figure 3. 30: Numérique : États des rotules et sollicitations dans le spécimen. ($\delta = 8.10$ mm, drift = 0.59%)

Expérimentalement, à partir de 18 mm de déplacement latéral, la courbe de résistance commence à se redresser (augmentation de la rigidité) et rapproche de la courbe de résistance obtenue numériquement. Ceci peut être expliqué par une redistribution des contraintes vers les aciers et vers le béton sain des pièces structurales. À partir de ce déplacement latéral, on commence à observer des dégradations semblables à celles qui sont constatées numériquement. Voir les figures 3.31 et 3.32 :

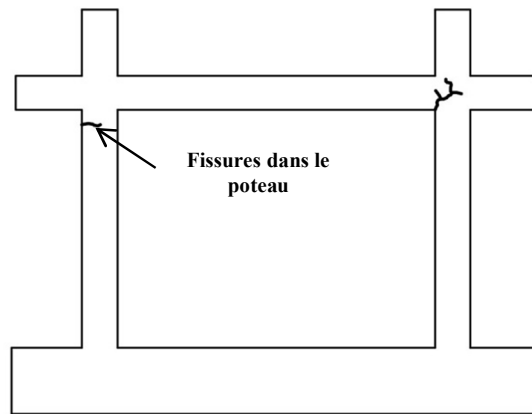


Figure 3. 31: Expérimental : Fissure de flexion au niveau du Poteau. ($\delta = 18.30$ mm, drift = 1.33%).

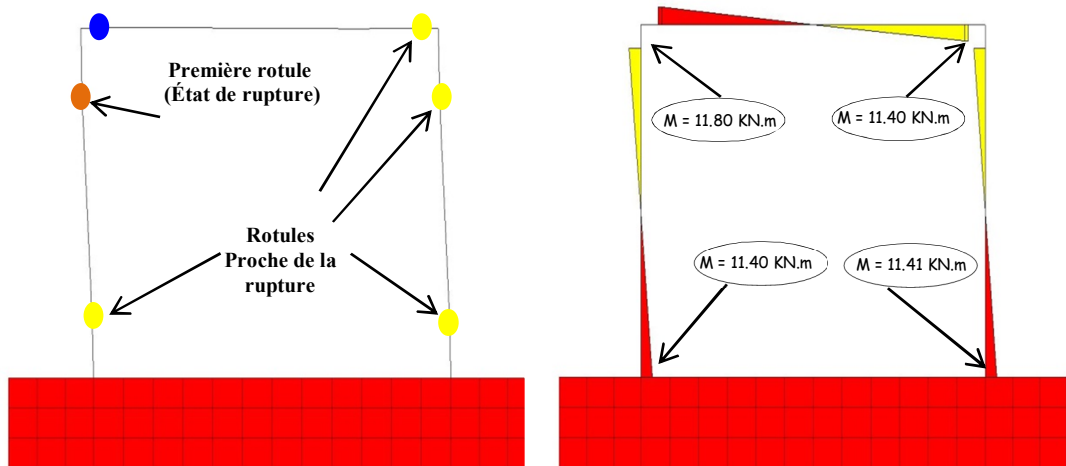


Figure 3. 32: Numérique : États des rotules et sollicitations dans le spécimen. ($\delta = 18.01$ mm, drift = 1.31%).

À un déplacement latéral de l'ordre de 20 mm, des fissures apparaissent dans les zones tendues aux extrémités des poteaux ce qui est exactement constaté numériquement par l'apparition des rotules plastifiées aux extrémités des deux poteaux. Voir les figures 3.33 et 3.34 :

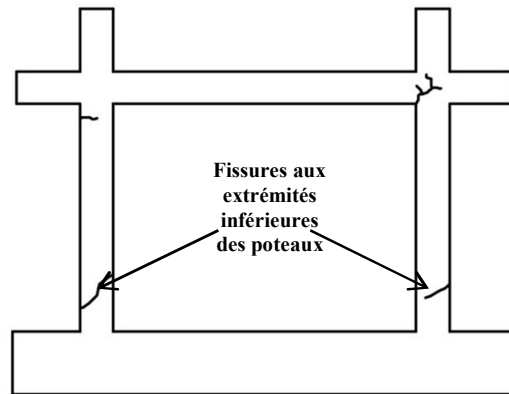


Figure 3. 33: Expérimental : Fissure de flexion dans les poteaux. ($\delta = 20.80$ mm, drift = 1.52%).

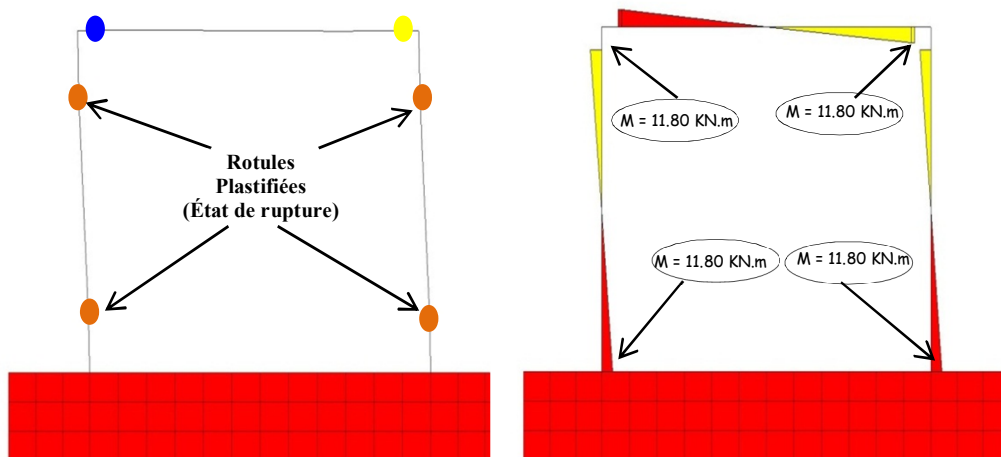


Figure 3. 34: Numérique : États des rotules et sollicitations dans le spécimen. ($\delta = 19.96$ mm, drift = 1.46%).

Après l'affrontement des résultats expérimentaux avec ceux du modèle numérique, la conclusion importante retenue c'est que le comportement des éléments en béton armé peut être simulé avec une précision satisfaisante par le biais du modèle simplifié où la non-linéarité des éléments en béton armé est prise en considération dans des zones choisies préalablement. Cette non-linéarité du comportement est traduite sous forme de lois de comportement principalement de type moment-courbure ou effort tranchant-déformation.

La première partie du travail traitant le comportement du portique vide est importante pour s'assurer de la validité du modèle numérique du cadre en béton armé. Dans partie suivante, on se focalise principalement sur le modèle numérique représentant le remplissage en maçonnerie.

3.5.1.4 Modèle numérique du spécimen avec remplissage « N3 »

Le modèle numérique correspondant au spécimen en portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie noté N3 comporte deux parties. La première correspond au portique en béton armé identique avec le modèle du spécimen N1. La deuxième partie correspond au remplissage en maçonnerie. Dans ce qui suit une description détaillée du modèle numérique adopté pour le remplissage en maçonnerie. En employant le modèle numérique présenté précédemment, une configuration de maillage de (2x2) est employée. La figure 3.35 montre le schéma du modèle numérique avec la configuration de maillage utilisée.

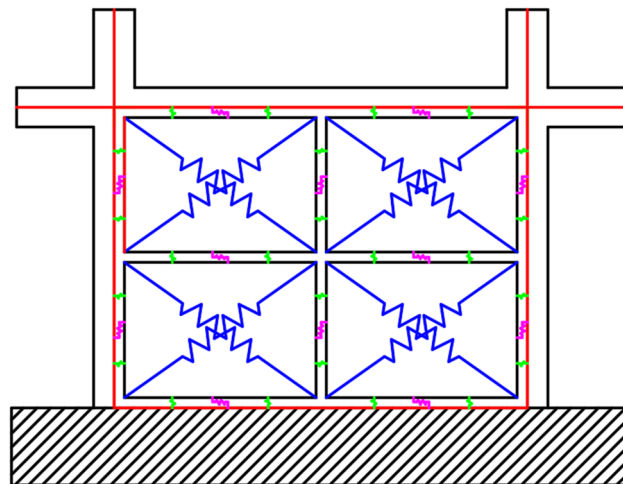


Figure 3. 35: Modélisation du remplissage en maçonnerie. Configuration « Maillage 2x2 ».

Les dimensions de l'élément de base sont montrées dans la figure 3.36.

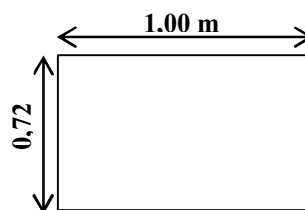


Figure 3. 36: Dimension de l'élément de base.

Ressorts de compression-traction

Ces éléments sont employés dans le modèle numérique pour contrôler le déplacement vertical et horizontal entre les éléments de base constituant le panneau de remplissage. Ces ressorts sont utilisés principalement pour tenir en compte de la rupture de la maçonnerie par mode de flexion en plan. La figure 3.37 montre le schéma des éléments de compression dans les deux directions verticale et horizontale.

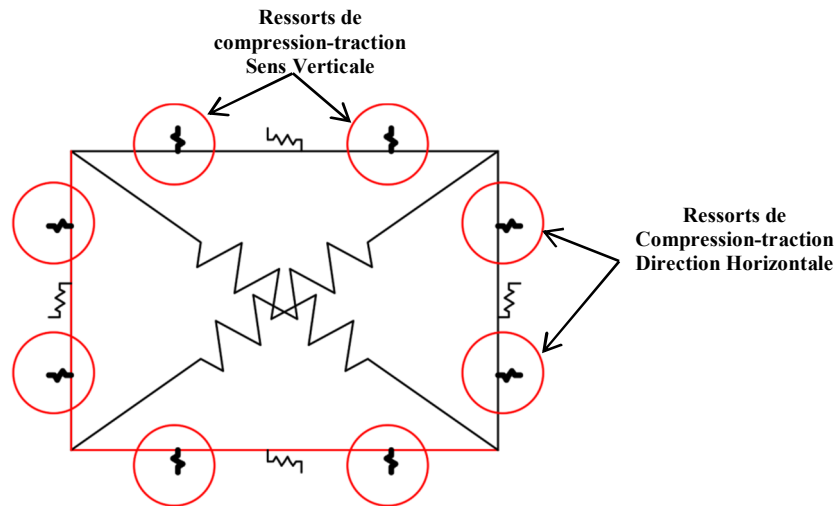


Figure 3. 37: Élément de base : Ressorts de compression et de traction.

Une loi de comportement de type élasto-plastique parfaite est adoptée. La figure 3.38 montre la courbe définissant la loi comportement adoptée pour ces éléments. La résistance à la traction est nulle.

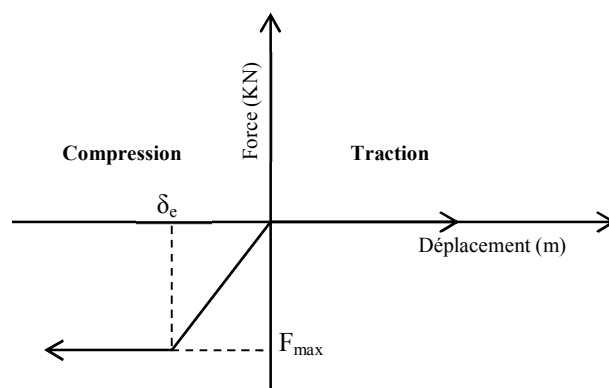


Figure 3. 38: Loi de comportement des ressorts : Compression – Traction.

Dans ce qui suit une description des principales caractéristiques définissant ces éléments :

Mode de flexion

LINK DE COMPRESSION ET TRACTION

Eh (Mpa)	Ev (Mpa)	L (m)	H (m)	Ep (m)
9200	9200	1	0,7203	0,0987

Dir Hor

Résistance à la traction (Mpa)	0,015
Résistance à la Comp (Mpa)	26.738
Déformation max de Trac	0,00035
Déformation max de Comp	0,0035

Dir Ver

Résistance à la traction (Mpa)	0,015
Résistance à la Comp (Mpa)	26.738
Déformation max de Trac	0,00035
Déformation max de Comp	0,0035

Raideur Horizontale (KN/m)	195489,42
Raideur Verticale (KN/m)	376787,44

Force de Comp Hor max (KN)	568,15
Force de Comp Ver max (KN)	788,77

Force de Trac Hor max (KN)	0,31
Force de Trac Ver max (KN)	0,44

Déplacement max Hor de Comp (m)	0,0035
Déplacement max Ver de Comp (m)	0,002521

Déplacement max Hor de Trac(m)	0,000175
Déplacement max Ver de Trac (m)	0,000126

Les figures 3.39 et 3.40 montrent les lois de comportements de chaque ressort dans la direction considérée.

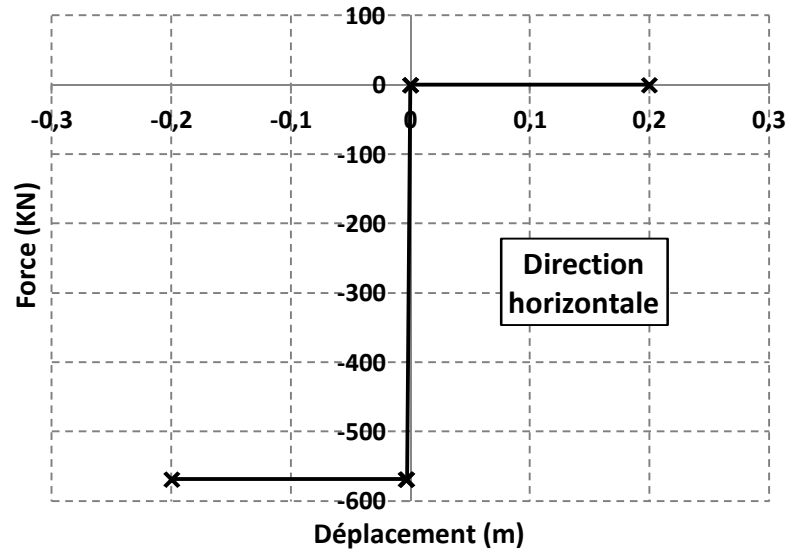


Figure 3. 39: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction horizontale.

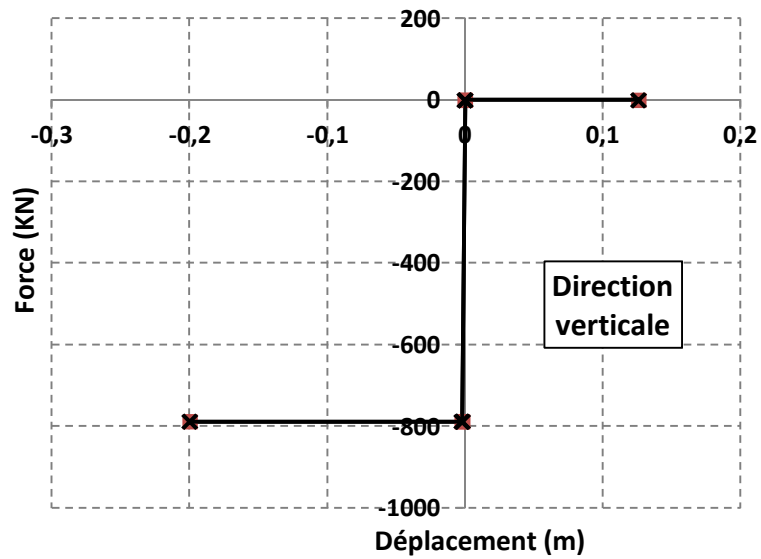


Figure 3. 40: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction verticale.

Ressorts de cisaillement diagonal

Ces éléments sont employés dans le modèle numérique pour contrôler le déplacement diagonal des portions constituant le panneau de remplissage. Ces ressorts sont utilisés principalement pour tenir en compte de la rupture de la maçonnerie par mode de cisaillement diagonal. Lorsque le panneau est sollicité dans son plan, la diagonale comprimée (bielle) est considérée active et l'autre qui est tendue (tirant) est considérée inactive. La figure 3.41 montre le schéma des éléments du cisaillement diagonal dans le modèle numérique élémentaire de la maçonnerie.

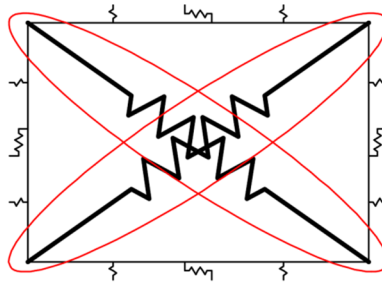


Figure 3. 41: Ressorts du cisaillement diagonal.

L'auteur a adopté une loi de comportement élasto-plastique parfaite [105]. Dans notre cas, on propose une loi de comportement de type élasto-plastique fragile. Cette proposition est basée sur plusieurs constatations d'essais expérimentaux (Crisafulli, F. J., Carr, A. J. 2007) [104] qui indiquent une réduction de la largeur initiale de la bielle comprimée (A_1) au-delà d'une limite de déformation ε_1 . La figure 3.42 explique cette variation de l'aire de bielle (Aire = Largeur de la bielle \times Épaisseur du mur) qui traduit la chute de sa résistance en compression après l'atteinte du seuil de déformation noté ε_1 . Cette diminution de résistance varie linéairement jusqu'à une déformation notée ε_2 . Au-delà de cette déformation la résistance demeure constante. La résistance finale est appelée résistance résiduelle.

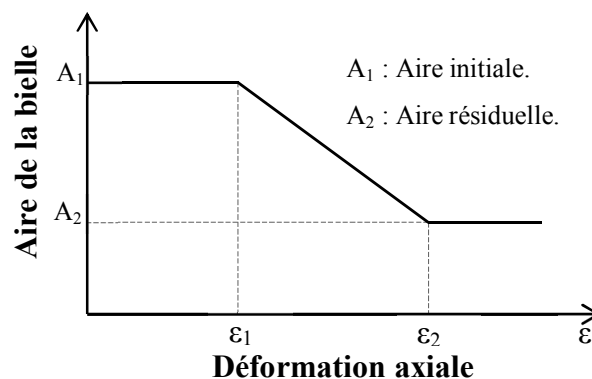


Figure 3. 42: Variation de l'aire de la bielle en fonction de déformation axiale.

Les valeurs usuelles des déformations ε_1 et ε_2 sont [38] :

ε_1 varie entre 0.0003 et 0.0008 et ε_2 varie entre 0.0006 et 0.016.

La courbe type de la loi de comportement proposée est présentée dans la figure 3.43.

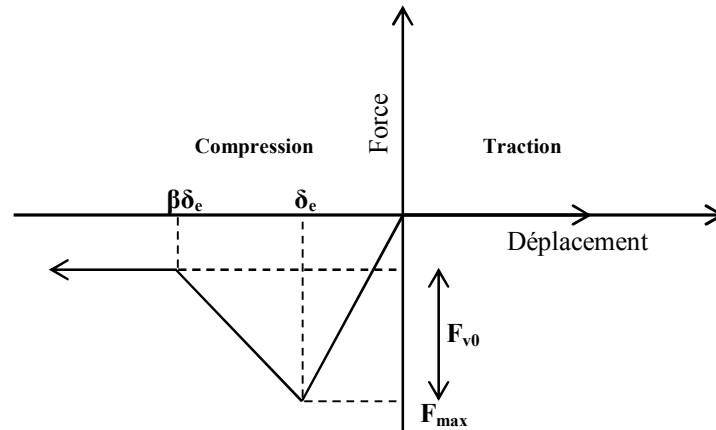


Figure 3. 43: Loi de comportement des ressorts de cisaillement diagonal.

$$F_{v0} \text{ (force de cohésion)} = f_{v0} \times A$$

(f_{v0} : cohésion de la maçonnerie et A : l'aire de la surface sollicitée)

β : coefficient qui varie entre 10 et 100.

Dans ces éléments, on propose aussi d'adopter des coefficients réducteurs K_i à chaque résistance de la bielle diagonale du maillage utilisé. Cette option sert à tenir en compte la variation des résistances des ressorts diagonaux qui résultent de la variation de l'effort normal appliqué sur chaque diagonale. La figure 3.44 explique la méthodologie suivie pour l'attribution des coefficients réducteurs K_i .

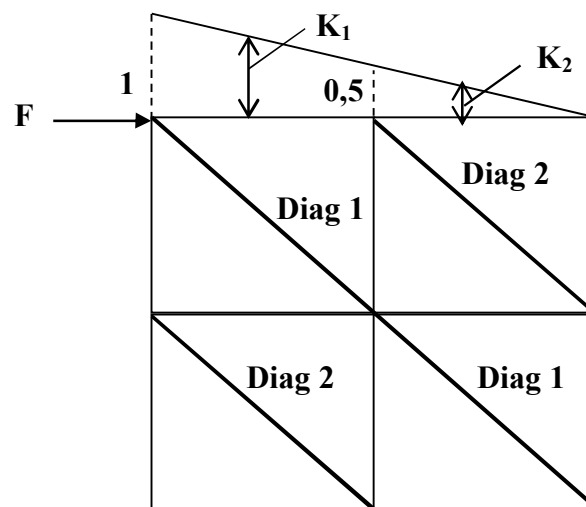


Figure 3. 44: Attribution des coefficients réducteurs.

Dans cette première application, les valeurs de K_i attribués sont :

$$K_1 = \frac{(1 + 0,5)}{2} = 0,75$$

$$K_2 = \frac{(0,5 + 0)}{2} = 0,25$$

Dans ce qui suit une récapitulation des principales caractéristiques définissant la loi de comportement de chaque bielle diagonale. (β est prise égale à 35).

Mode de cisaillement diagonal			
	f_{v0}	μ_c	σ_n
G (Mpa)	(Mpa)		(Mpa)
3383,33	0,923	0,3	0,893
Raideur diagonale	(KN/m)	226166	
Force maximale	(KN)	86,59	

Les figures 3.45 et 3.46 illustrent les lois de comportement de chaque ressort diagonal.

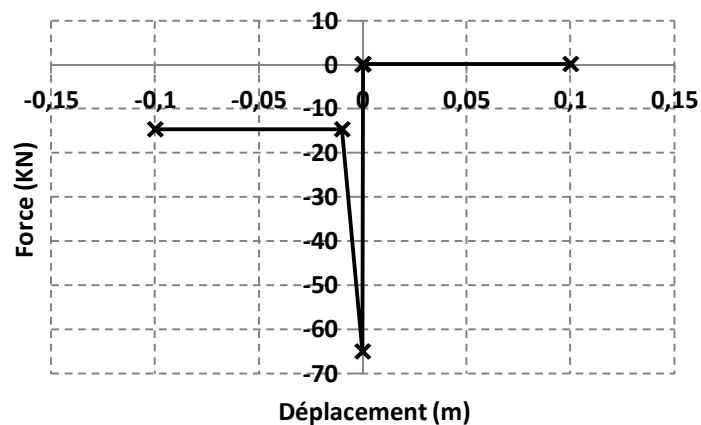


Figure 3. 45: loi de comportement de la bielle diagonale (1).

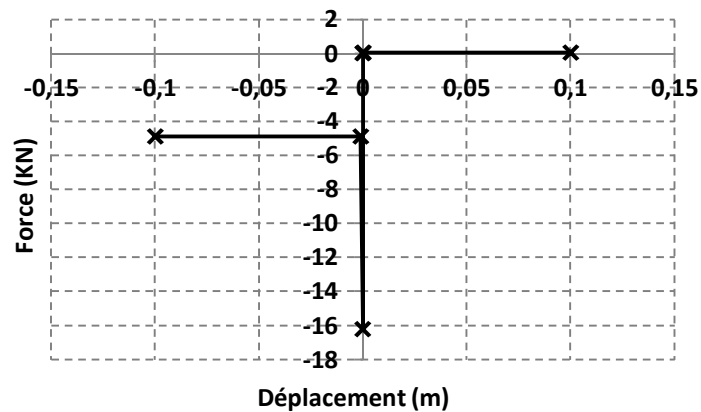


Figure 3. 46: loi de comportement de la bielle diagonale (2).

Ressorts de cisaillement glissant

Ces éléments sont employés pour contrôler le mécanisme de cisaillement glissant qui peut se produire suivant la direction vertical et horizontal. La figure 3.47 montre l'emplacement de ces ressorts dans le modèle numérique.

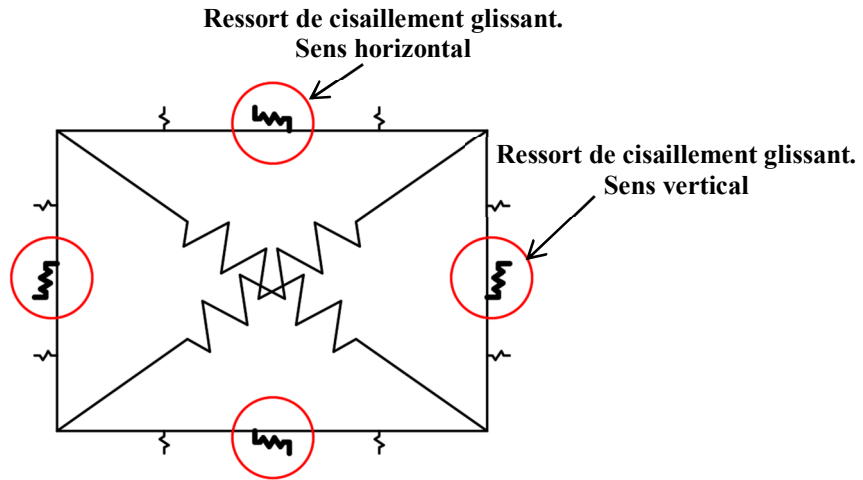


Figure 3. 47: Ressorts de cisaillement diagonal glissant.

Dans ce qui suit une récapitulation des principales caractéristiques définissant les lois de comportement des ressorts du cisaillement glissant dans chaque direction.

Mode de cisaillement glissant

Direction Horizontale

G (Mpa)	C (Mpa)	μ_c	σ_n (Mpa)
3383,33	0,923	0,30	0,522

Direction Verticale

G (Mpa)	C (Mpa)	μ_c	σ_n (Mpa)
3383,33	0,923	0,30	0,724

Raideur Hor	(KN/m)	313989,5
Force max	(KN)	63,69

Raideur Ver	(KN/m)	162907,9
Force max	(KN)	48,46

Remarque :

Généralement, le coefficient de frottement du cisaillement glissant est différent du celui du cisaillement diagonal. En absence des résultats d'essais d'identification, une valeur arbitraire est prise égale à celle du coefficient de frottement du cisaillement diagonal. Cette valeur est la même dans les deux sens vertical et horizontal.

Une loi de comportement de type élasto-plastique fragile symétrique est adoptée. Les figures 3.48 et 3.49 montrent les courbes des lois de comportement de ces ressorts suivant les directions horizontale et verticale. (β est prise égale à 35).

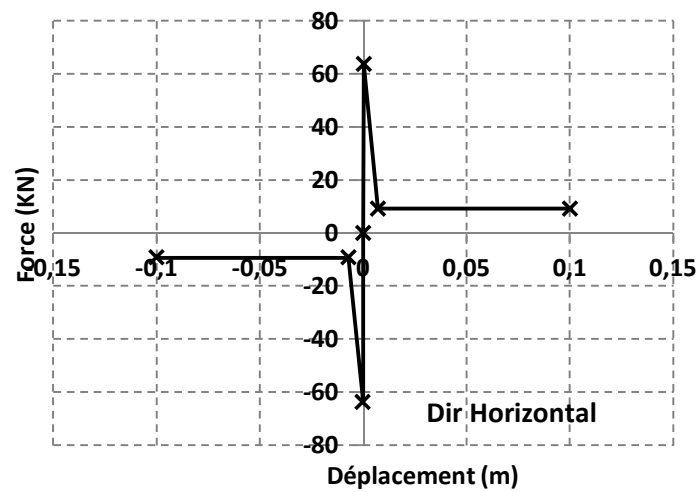


Figure 3. 48: loi de comportement du cisaillement glissant -Direction horizontale -.

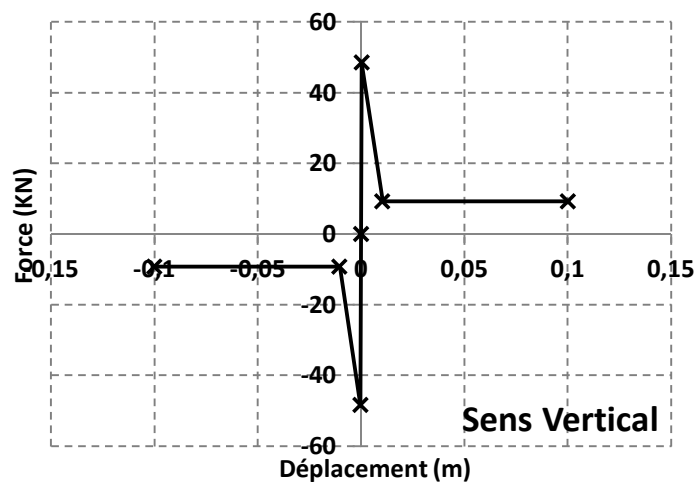


Figure 3. 49: loi de comportement du cisaillement glissant -Direction verticale -.

3.5.1.5 Résultats et comparaison

La courbe obtenue expérimentalement et les résultats numériques sont présentés sous forme de courbe : « efforts tranchant à la base- déplacement au sommet du portique ». Voir la figure 3.50.

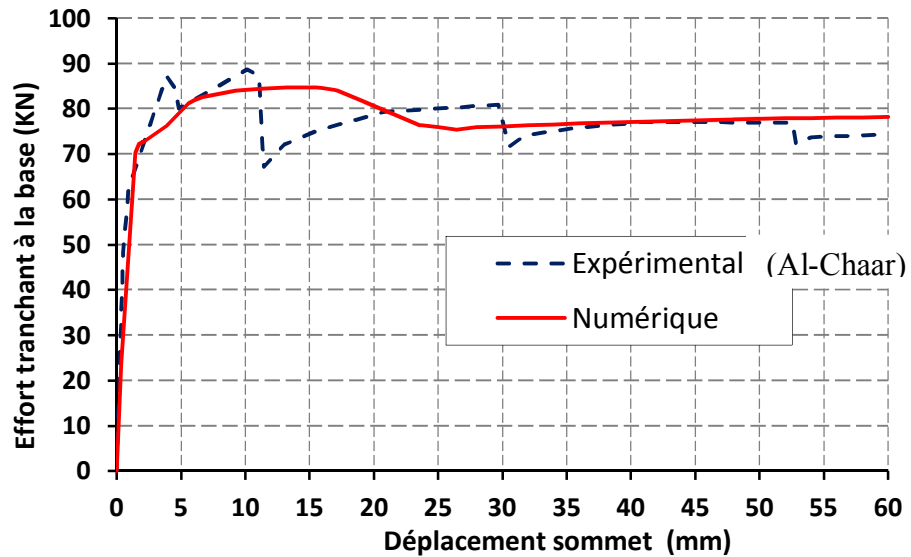


Figure 3. 50: Effort tranchant à la base- déplacement au sommet. - Cadre avec remplissage-

Les résultats numériques obtenus indiquent une bonne convergence avec les résultats expérimentaux. La figure 3.51 montre l'estimation de la différence entre la résistance expérimentale et la résistance numérique en fonction du déplacement du sommet du portique étudié. (Différence (%) = $(\text{Num}-\text{Exp})/\text{Exp} \times 100$).

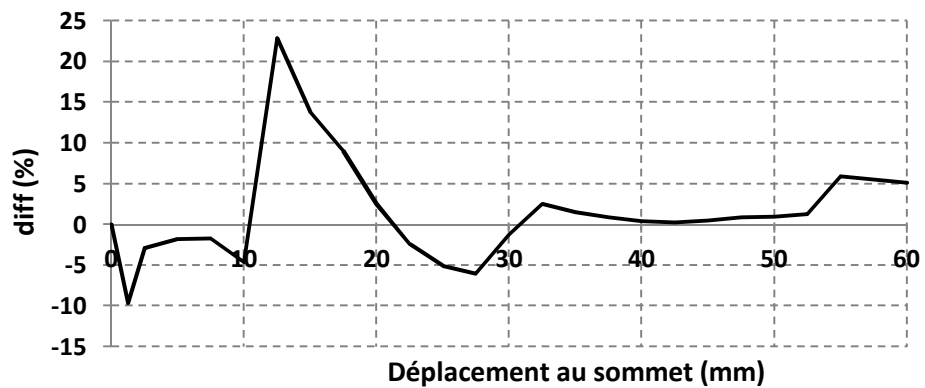


Figure 3. 51: Différence en (%) entre l'effort tranchant à la base numérique et expérimental.

La figure 3.51 indique que les différences entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques en terme d'effort tranchant à la base fluctuent entre (-6% et 6 %). Cette marge d'erreur est dépassée en trois points : à (1,25 mm (9,63%), 12,5 mm (22,92 %), 15 mm (13,80%)). En présence du remplissage en maçonnerie, c'est difficile de trouver l'explication exacte de cette différence constatée.

La rigidité initiale et la résistance calculées numériquement sont très proches de celles du modèle expérimental. (Rigidité (Num) = 47,33 KN/mm vs rigidité (Exp) = 52,44 KN/mm, résistance (Num) = 84,74 KN vs résistance (Exp) = 88,30 KN.) . Ces deux paramètres sont primordiaux pour la justification sismique du portique et des structures en général. Le tableau 3.9 montre une comparaison des résultats numériques du cadre en béton armé et du cadre en BAMR.

Tableau 3. 9: Comparaison des résultats numériques entre cadre vide et cadre avec remplissage en maçonnerie.

	Force maximale (KN)	Déplacement correspondant (mm)
Cadre sans remplissage	35,52	19,67 (Drift = 1,43%)
Cadre avec remplissage	81,16	5,58 (Drift = 0,41 %)

Le déplacement élastique du cadre sans remplissage est égal à **3,5 fois** le déplacement élastique correspondant au cadre en BAMR. Ceci indique que la présence du panneau diminue considérablement la ductilité du cadre.

En revanche, la force correspondant au déplacement élastique du cadre BAMR est équivalente à **2,3 fois** la force correspondant au déplacement élastique du cadre sans remplissage en maçonnerie. Ceci reflète le grand apport en terme de capacité offerte par le remplissage en maçonnerie.

La rigidité initiale du cadre sans remplissage est égale à 1,81 KN/mm. En présence du remplissage en maçonnerie la rigidité est augmentée considérablement (**ratio d'augmentation est égal à 8**) et atteint une valeur de 14,54 KN/mm. Cette constatation montre que les forces sismiques déduites pour la justification des BAMR sont beaucoup plus importantes que celles issues des portiques en béton armé sans remplissage en maçonnerie.

Expérimentalement, dans les premiers pas de chargement ($\delta = 6,40$ mm), une fissure inclinée est constatée dans la partie supérieure du poteau. Voir la figure 3.52.

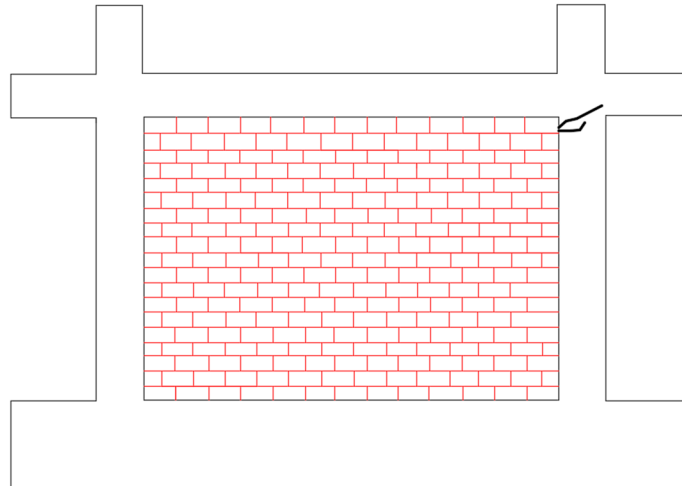


Figure 3. 52: Expérimental : Fissure prématurée de flexion dans le nœud poteau-poutre. ($\delta = 6,40$ mm, drift = 0.47%)

Le résultat expérimental est très proche du résultat obtenu numériquement où la limite du comportement élastique du BAMR est enregistrée à un déplacement latéral de 5,58 mm (Drift = 0.41%).

Numériquement, les premières dégradations n'apparaissent pas dans les éléments en béton armé mais principalement dans le panneau en maçonnerie. Ceci est dû à la reprise du bétonnage entre le poteau et la poutre aggravée par la formation d'une bielle diagonale au niveau du panneau en maçonnerie. La figure 3.53 montre les ressorts diagonaux qui ont atteint leurs limites d'élasticité.

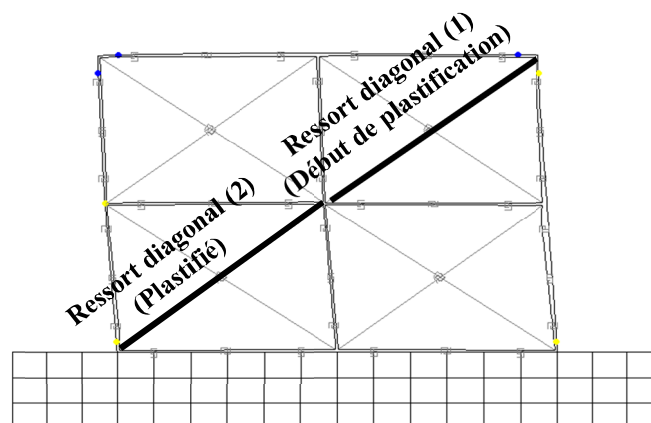


Figure 3. 53: Numérique : Premier élément plastifié (Ressort de cisaillement diagonal). ($\delta = 1,70$ mm, drift = 0.12%).

La figure 3.54 montre la variation de l'effort interne de compression dans les éléments comprimés indiqués sur la figure 3.53. Cette plastification identifiée numériquement dans le ressort diagonal n'est pas visible dans la pratique. Il s'agit de microfissures dans le remplissage en maçonnerie.

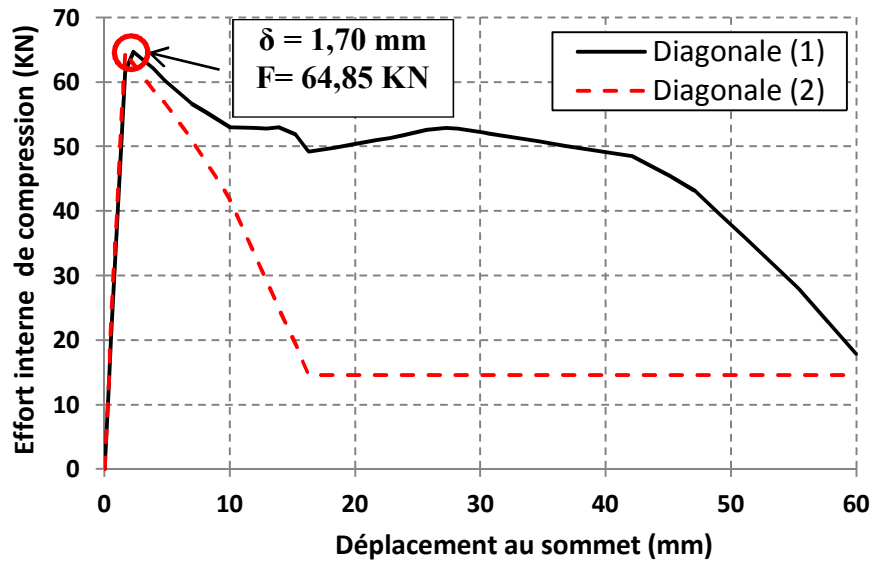


Figure 3. 54: Numérique : Variation de l'effort de compression dans les ressorts de la diagonale du BAMR.

Expérimentalement, les fissures commencent à apparaître visiblement dans le panneau à partir de 15,20 mm du déplacement latéral. Cette fissuration est accompagnée avec la propagation de fissures à l'extrémité du cadre et l'apparition de nouvelles fissures à mi-hauteur du poteau en béton armé. Voir la figure 3.55.

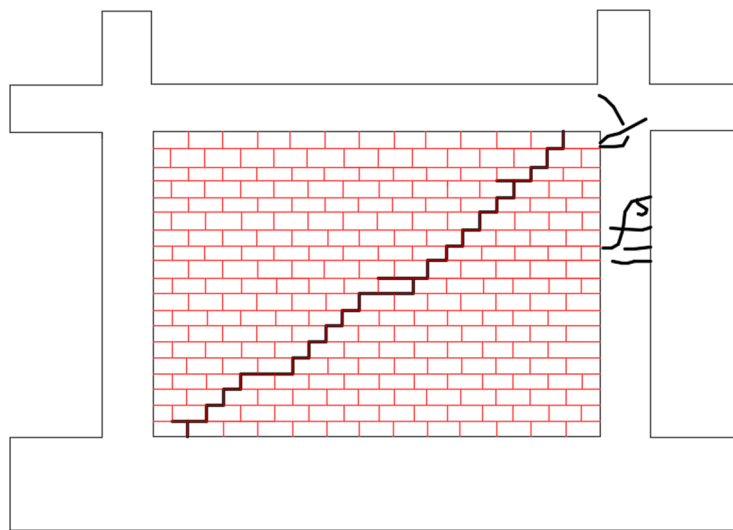


Figure 3. 55: Expérimental : Fissure diagonale en escalier dans le panneau, à l'extrémité et à mi-hauteur du poteau. ($\delta = 15,20$ mm, drift = 1.11%)

Les résultats numériques sont très proches des constatations expérimentales où le modèle numérique indique une plastification des ressorts de la diagonale comprimée à un déplacement latéral de 16,22 mm. Dans les éléments en béton armé, le modèle numérique indique une formation de rotules plastiques à l'extrémité supérieure du premier poteau et à l'extrémité inférieure et à mi-hauteur de l'autre poteau du BAMR. Voir les figures 3.56 et 3.57.

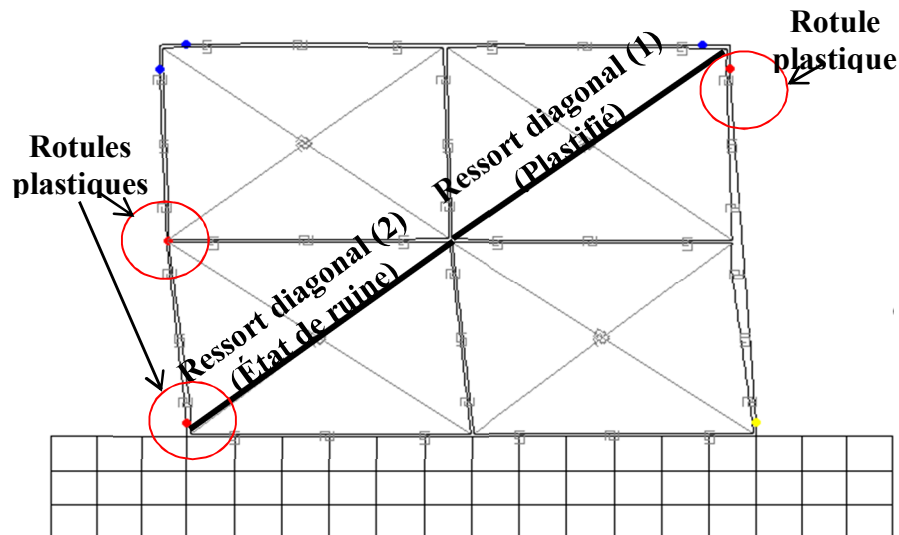


Figure 3. 56: Numérique : Plastification des ressorts diagonaux et formation de rotules plastiques dans les poteaux. ($\delta = 16,22$ mm, drift = 1.18%)

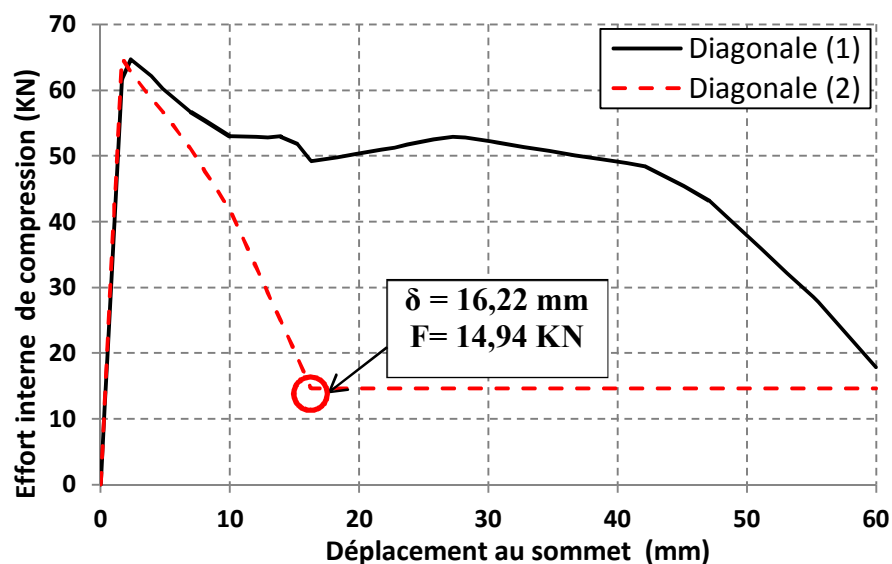


Figure 3. 57: Numérique : Variation de l'effort interne de compression dans les ressorts de la diagonale du BAMR.

Expérimentalement, plusieurs fissures apparaissent en escaliers et propagent diagonalement dans le panneau. Dans les éléments en béton armé, pas de nouvelles fissures sont constatées mais leurs ouvertures sont amplifiées. Pratiquement, cet état de dégradation peut être considéré comme fin de l'état de ruine du BAMR. Voir la figure 3.58.

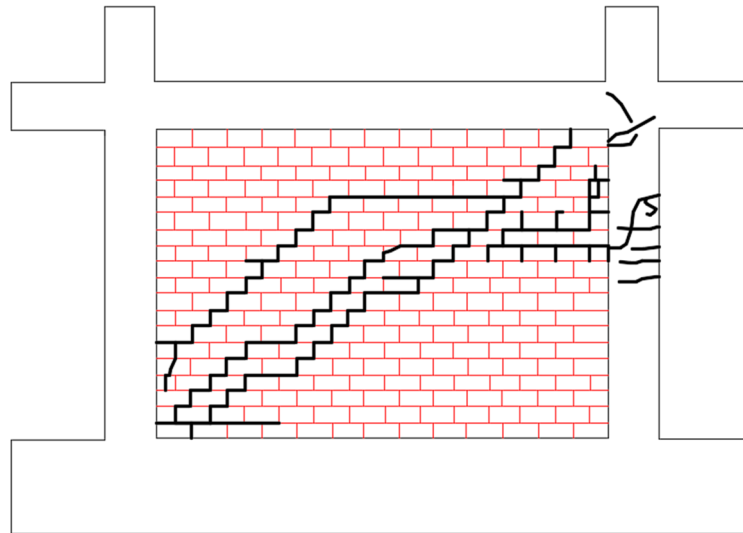


Figure 3. 58: Expérimental : Nouvelles fissure diagonale en escalier dans la maçonnerie. ($\delta = 30,50$ mm, drift = 2.22%).

Numériquement, la ruine finale est considérée atteinte lorsque l'effort de compression dans ressort diagonal (1) commence à chuter. Le drift numérique de la ruine est très proche de l'état d'effondrement expérimental du spécimen. La figure 3.59 illustre l'état de ruine théorique obtenu numériquement.

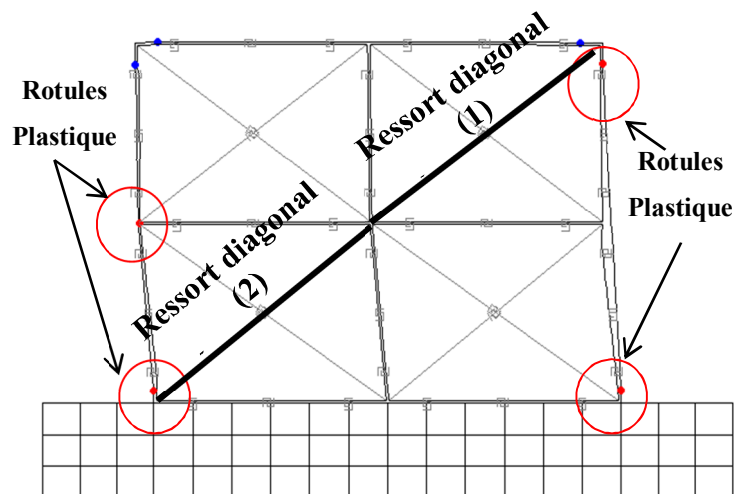


Figure 3. 59: Numérique : État de ruine théorique du BAMR. ($\delta = 27,20$ mm, drift = 1.98%)

La figure 3.60 montre le drift de l'état d'effondrement et celui d'effondrement avancé du BAMR. Ce dernier a eu lieu lorsque l'effort de compression dans le ressort diagonale(1) commence à chuter à partir d'un déplacement latéral $\delta = 42,13$ mm (drift = 3,01 %).

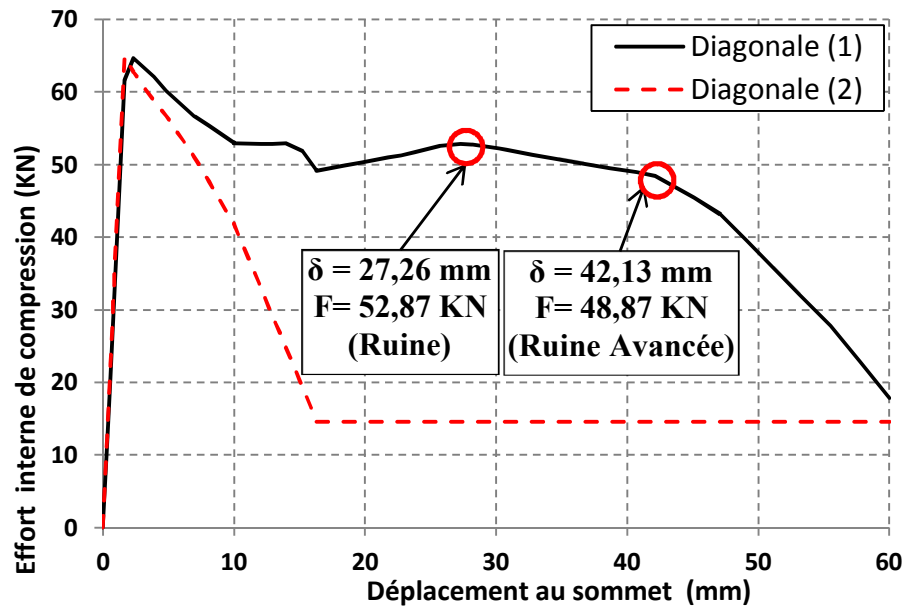


Figure 3. 60: Numérique : variation de l'effort de compression dans les ressorts de la diagonale du BAMR. État de ruine et ruine avancée

L'état d'effondrement avancé du spécimen est constaté expérimentalement à un déplacement $\delta = 50,80$ mm (drift = 3,70 %). Voir la figure 3.61.

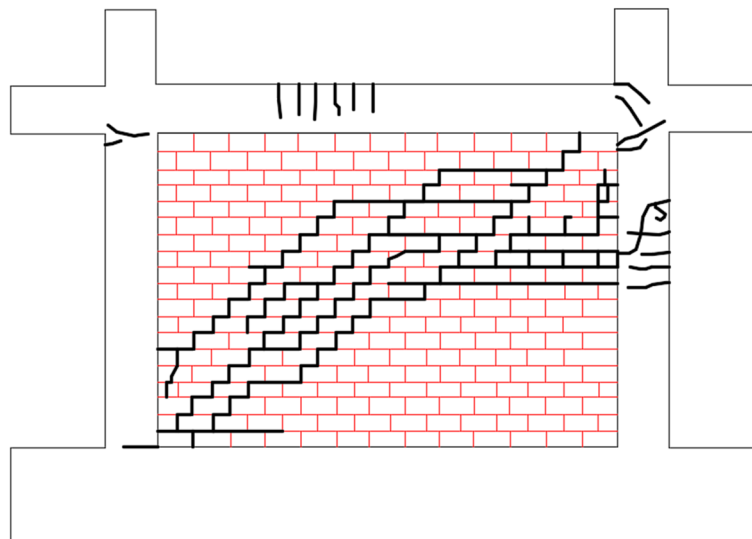


Figure 3. 61: Expérimental : État d'effondrement avancé du spécimen. ($\delta = 50,80$ mm, drift = 3.70%).

3.5.2 Application 2

La deuxième application du modèle numérique proposé est comparée avec l'étude expérimentale faite par Liborio Cavaleri et Fabio Di Trapani (2013) dans le laboratoire universitaire du génie sismique, Palermo, Italie [114]. Cinq (5) spécimens sont étudiés. Dans cette application, on s'intéresse au spécimen S1A qui correspond à un portique en béton armé avec remplissage en brique à base de calcaire. Les figures suivantes montrent le schéma et la photo du spécimen étudié.

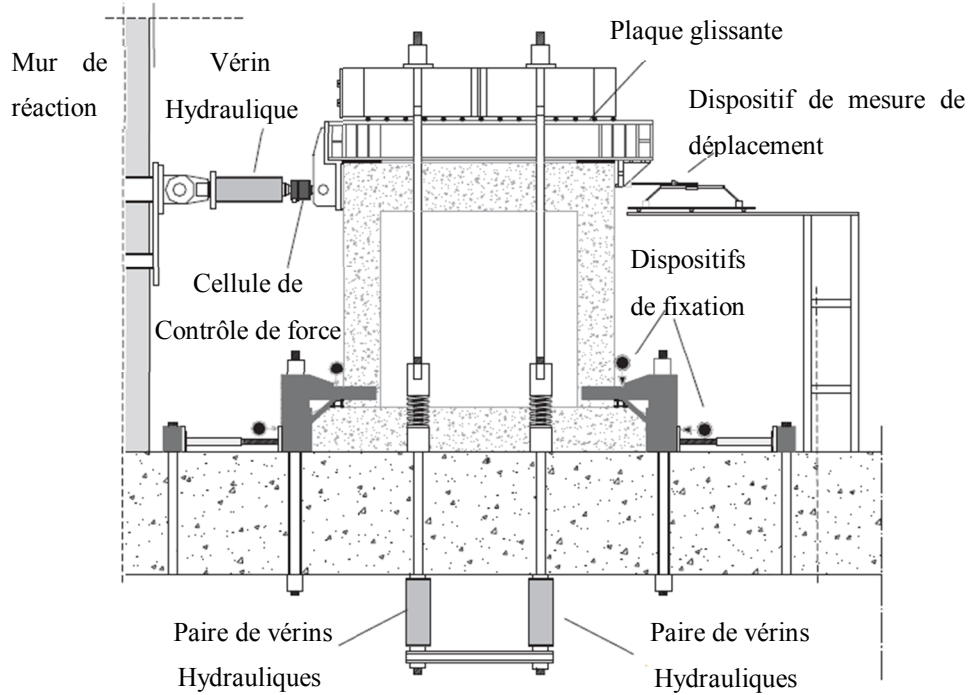


Figure 3. 62: Schéma du spécimen S1A étudié.



Figure 3. 63: Photo du spécimen S1A étudié.

3.5.2.1 Description du spécimen

Il s'agit d'un cadre en béton armé rempli en maçonnerie à base de calcaire. Le panneau a une forme carrée de dimensions (1,60 m × 160 m). Les poteaux ont de faibles dimensions par rapport aux poutres (Poteau faible- Poutre forte). La base du portique est fixée par des dispositifs de fixation. 200 KN de force verticale est appliquée sur chaque poteau. Cette force a pour but de reproduire l'effet des charges issues des étages supérieurs [114]. Un chargement cyclique de type « déplacement contrôlé » est appliqué horizontalement au niveau de la poutre supérieure. D'autres détails sont montrés dans la figure 3.64.

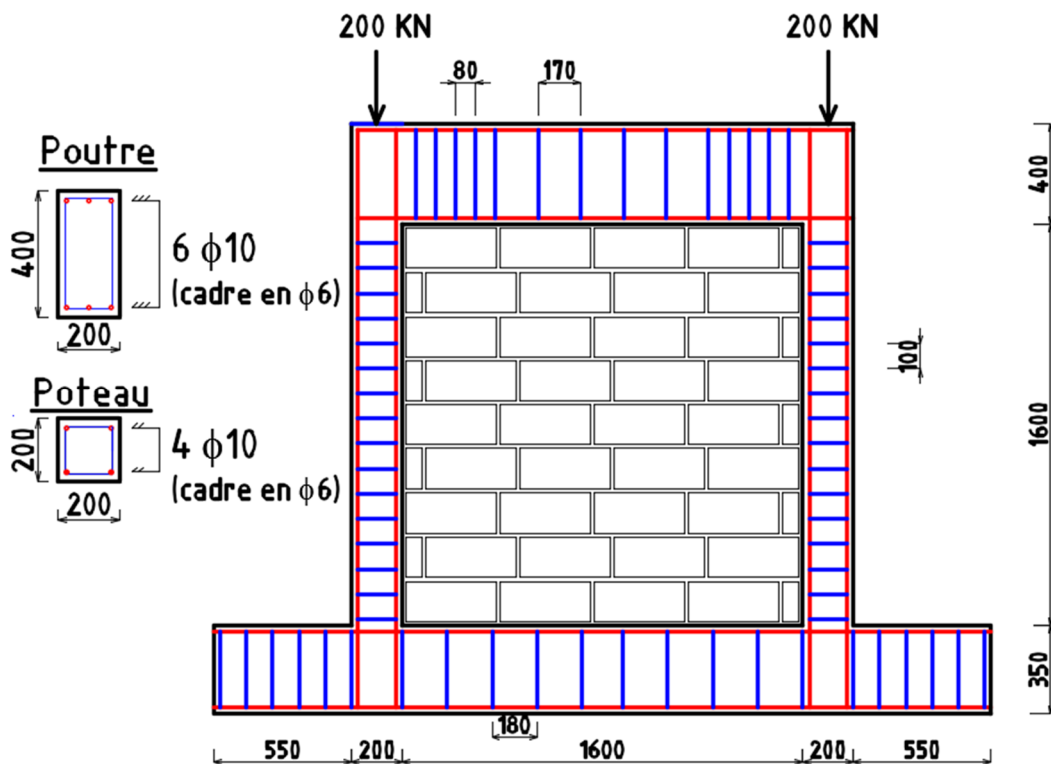


Figure 3. 64: Détails du spécimen S1A étudié. (Dimensions en mm)

3.5.2.2 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont montrées dans les tableaux 3.10, 3.11 et 3.12.



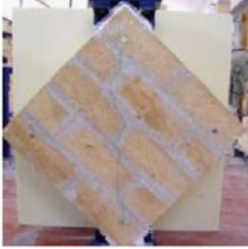
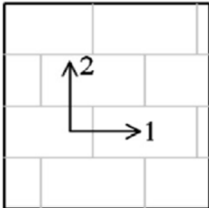
Tableau 3. 10: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Béton	Résistance caractéristique f_{c28} (MPa)	25
	Module d'élasticité E_b (MPa)	25 500
Acier	Résistance élastique f_y (MPa)	400
	Résistance ultime f_u (MPa)	500
	Module d'élasticité E_a (MPa)	200 000

Tableau 3. 11: Caractéristiques de la brique et du mortier.

Résistance caractéristique du mortier f_m (MPa)	3.06
Résistance caractéristique de la brique f_{bm} (MPa)	7.06

Tableau 3. 12: Caractéristiques de la maçonnerie de remplissage.

		
Résistance caractéristique de la maçonnerie f_m (Direction 2) = 2.67 MPa	Résistance caractéristique de la maçonnerie f_m (Direction 1) = 3.08 MPa	Résistance caractéristique diagonale $f_{vm} = 0.73$ MPa.
Module d'élasticité E_2 (Direction 2) = 3933 MPa	Module d'élasticité E_1 (Direction 1) = 7408 MPa	Module de cisaillement $G_{12} = 1348$ MPa
		

Les dimensions de la brique sont : 360×160 (mm) (épaisseur = 210 mm).

3.5.2.3 Modèle numérique

Dans la modélisation numérique on a employé un maillage plus raffiné que celui de la première application, c'est un maillage (3×3). La base du modèle est considérée encastree.

La poutre supérieure est supposée avoir un comportement linéaire élastique. Cette hypothèse est issue des dimensions de la poutre qui sont largement supérieures aux dimensions du poteau. (Hauteur de la poutre = 2 fois la hauteur du poteau).

Puisque la rigidité à la rotation du poteau est largement inférieure à celle de la poutre, les rotules plastiques n'ont de possibilité de se former qu'aux extrémités des poteaux. Cette hypothèse est confirmée par les constatations expérimentales où les poutres restent intactes lors de l'essai.

On a opté à modéliser la poutre supérieure par un élément bidimensionnelle (plaque). Cette option nous permet de respecter les dimensions du panneau de remplissage. (Avec l'élément poutre, l'excentricité entre l'axe neutre et le bord inférieure de la poutre modifie légèrement la hauteur du panneau de remplissage). La figure 3.65 montre le modèle numérique du spécimen étudié.

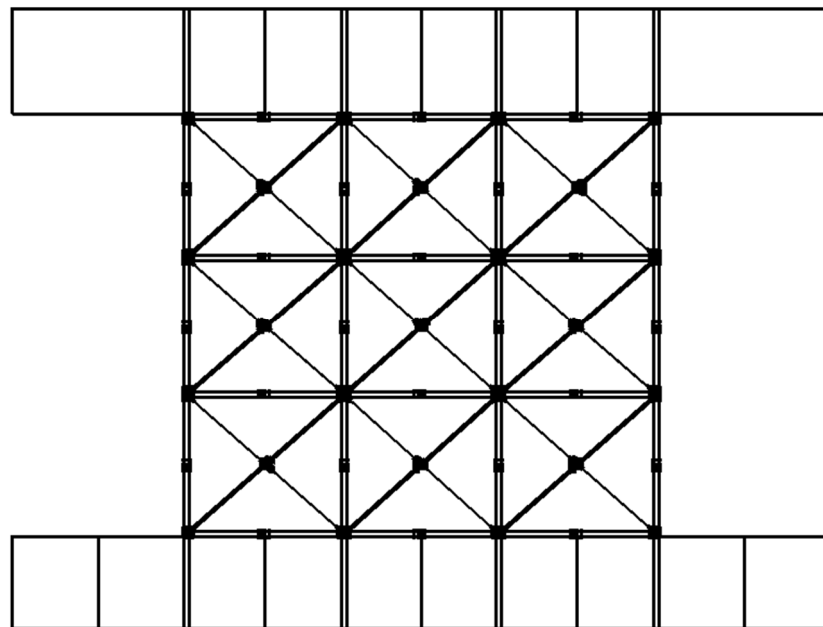


Figure 3. 65:Modèle numérique du spécimen étudié.

3.5.2.4 Lois de comportement des éléments en béton armé

La procédure suivie pour la détermination des lois de comportement des éléments en béton armé (Principalement le poteau) et déjà présentée dans la première application. Dans le cas des poteaux, il y a lieu de tenir en compte l'effet des contraintes de compression engendrées par l'effort vertical constant de 200 KN appliqué axialement sur chaque poteau. La figure 3.64 montre la loi de comportement adoptée pour les poteaux présentée sous forme d'une courbe moment fléchissant-courbure.

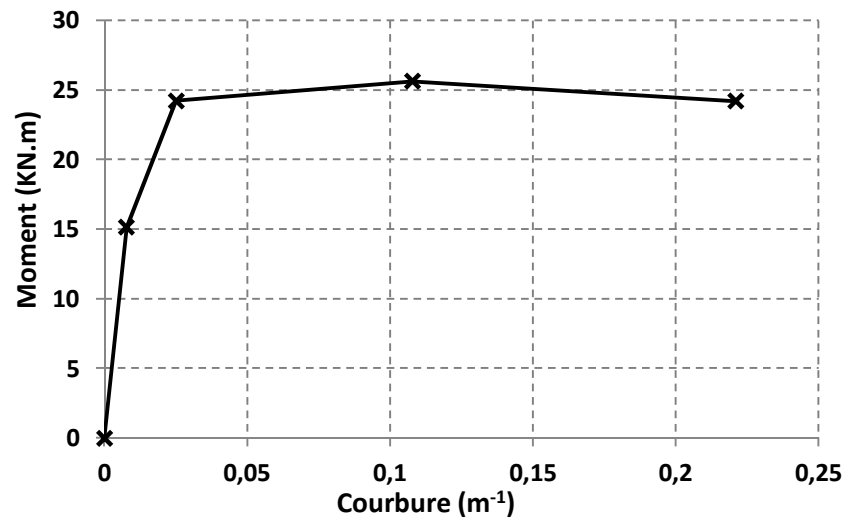


Figure 3. 66: Loi de comportement Moment-courbure du poteau.

- La longueur de la rotule plastique des poteaux est : $L_p = 152$ mm.
- Les rotules plastiques sont affectées aux extrémités de chaque poteau.

3.5.2.5 Lois de comportement des éléments de la maçonnerie

Le modèle numérique de la maçonnerie est adopté avec un maillage (3×3). Voir la figure 3.65. Les dimensions de chaque de l'élément de base sont 0,533m × 0,533m. Voir la figure 3.67.

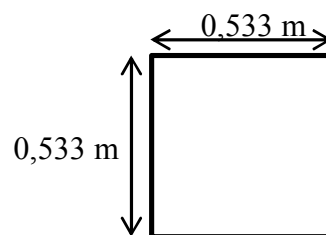


Figure 3. 67: Dimensions du modèle de base de la maçonnerie.

3.5.2.5.1 Ressorts de compression-traction

MODE DE FLEXION

LINK DE COMPRESSION ET TRACTION

Eh (Mpa)	Ev (Mpa)	L (m)	H (m)	Ep (m)
7408	3933	0,533	0,533	0,2

Dir Hor

Résistance à la traction (Mpa)	0,015
Résistance à la Comp (Mpa)	3,08
Déformation max de Trac	0,00035
Déformation max de Comp	0,0035

Dir Ver

Résistance à la traction (Mpa)	0,015
Résistance à la Comp (Mpa)	2,67
Déformation max de Trac	0,00035
Déformation max de Comp	0,0035

Raideur Horizontale (KN/m)	740800
Raideur Verticale (KN/m)	393300

Force de Comp Hor max (KN)	142,3911
Force de Comp Ver max (KN)	142,3911

Force de Trac Hor max (KN)	0,79995
Force de Trac Ver max (KN)	0,79995

Déplacement max Hor de Comp (m)	0,001867
Déplacement max Ver de Comp (m)	0,001867

Déplacement max Hor de Trac(m)	9,33E-05
Déplacement max Ver de Trac (m)	9,33E-05

Les figures 3.68 et 3.69 montrent les lois de comportements de chaque ressort dans la direction considérée.

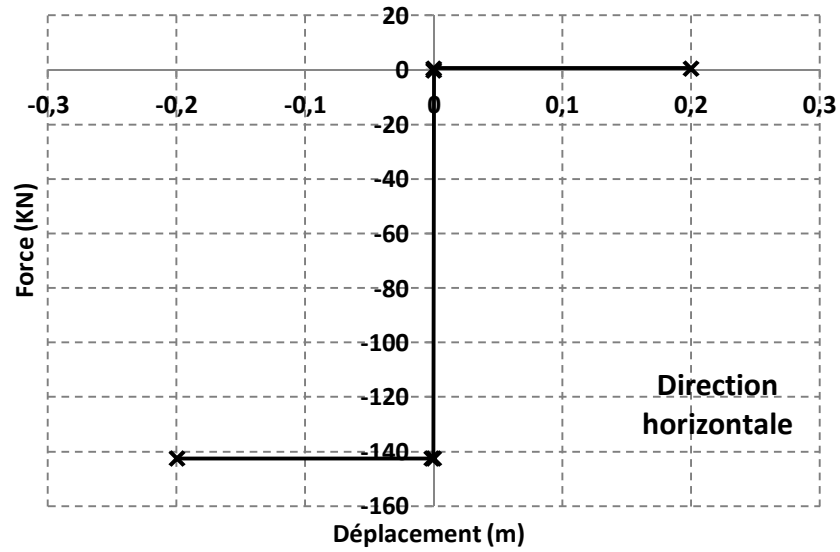


Figure 3. 68: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction horizontale

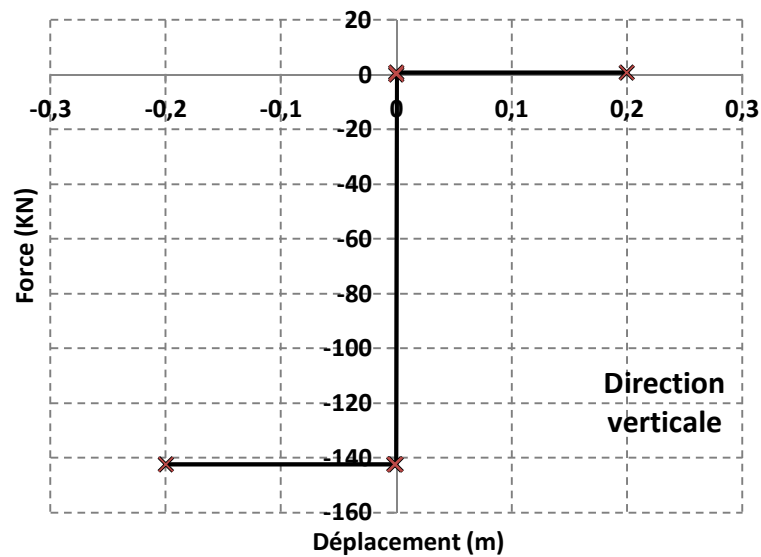


Figure 3. 69: Loi de comportement des ressorts Compression – Traction. Direction verticale.

3.5.2.5.2 Ressorts de cisaillement diagonal

Les caractéristiques attribuées aux ressorts de cisaillement diagonal sont:

G (Mpa)	f_{v0} (Mpa)	μ_c	σ_n (Mpa)
1348	0,73	0,30	0,811
Raideur diagonale (KN/m)		269600	
Force max (KN)		155,45	

Les coefficients réducteurs attribués pour chaque ressort diagonal sont montrés dans la figure 3.70.

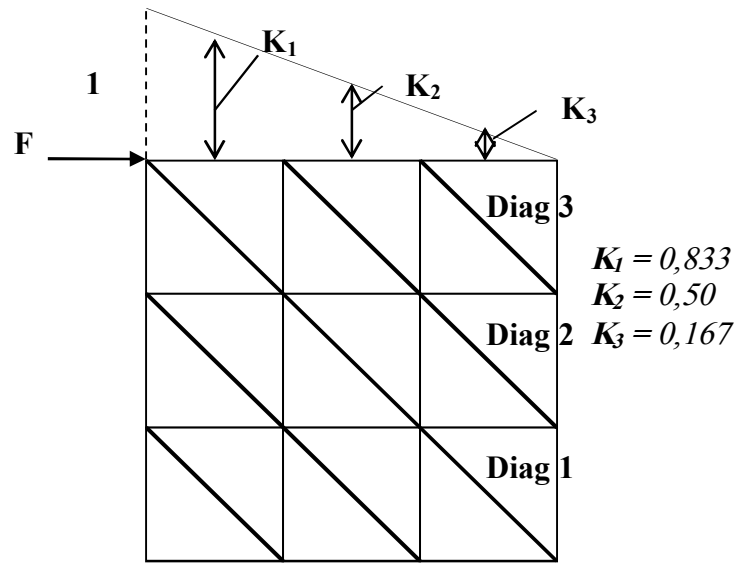


Figure 3. 70: Coefficients réducteurs attribués aux ressorts du cisaillement diagonal.

La loi de comportement de chaque ressort diagonal est montrée dans les figures 3.71, 3.72 et 3.73 sous forme de courbes force-déplacement. ($\mu_c=0,30$ et $\beta=50$).

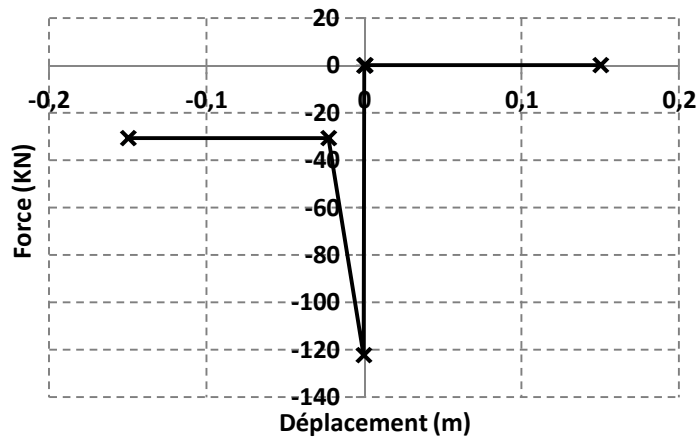


Figure 3. 71: Loi de comportement force-déplacement -diagonale 1-

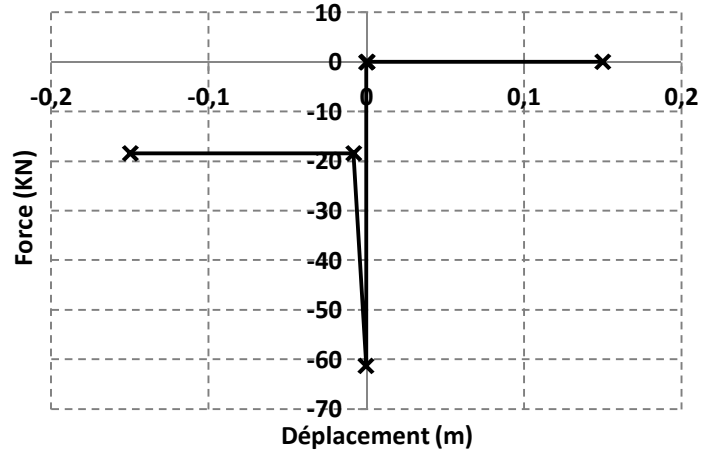


Figure 3. 72: Loi de comportement force-déplacement -diagonale 2-

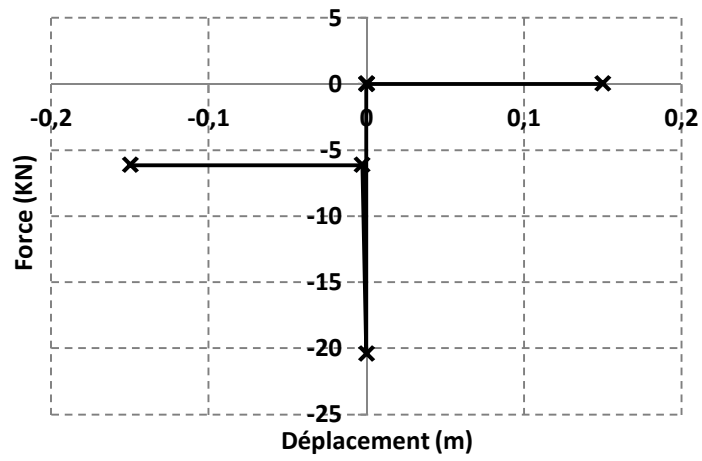


Figure 3. 73: Loi de comportement force-déplacement -diagonale 3-

3.5.2.5.3 Ressorts de cisaillement glissant

Les lois de comportement des ressorts du cisaillement glissant sont montrées dans les figures 3.74 et 3.75 sous forme de courbes : effort de cisaillement- déplacement.

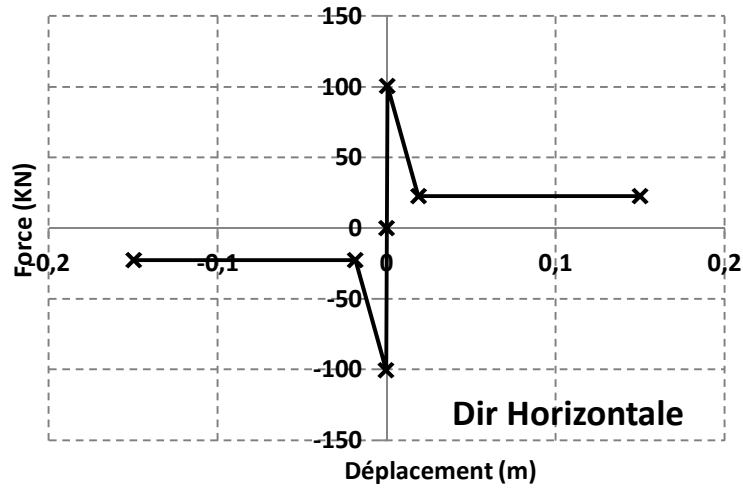


Figure 3. 74: Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. -Direction Horizontale-

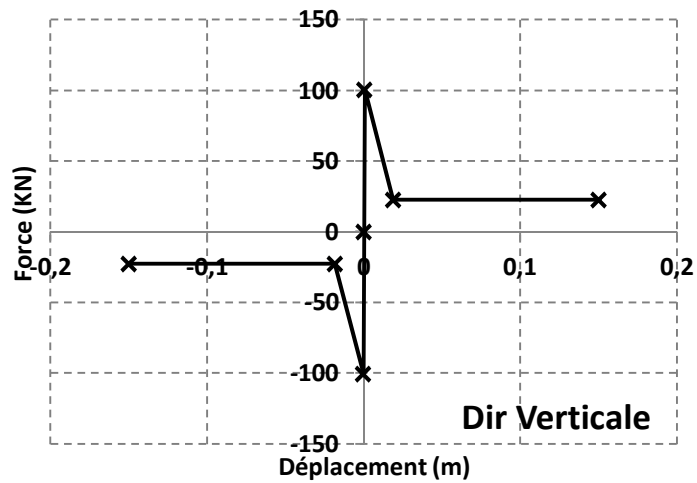


Figure 3. 75: : Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. -Direction Verticale-

3.5.2.6 Résultats et comparaison

Le système en cadre en BA sans remplissage n'est pas traité expérimentalement. De ce fait, on se contente des résultats numériques seulement. La courbe 3.76 montre la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du cadre.

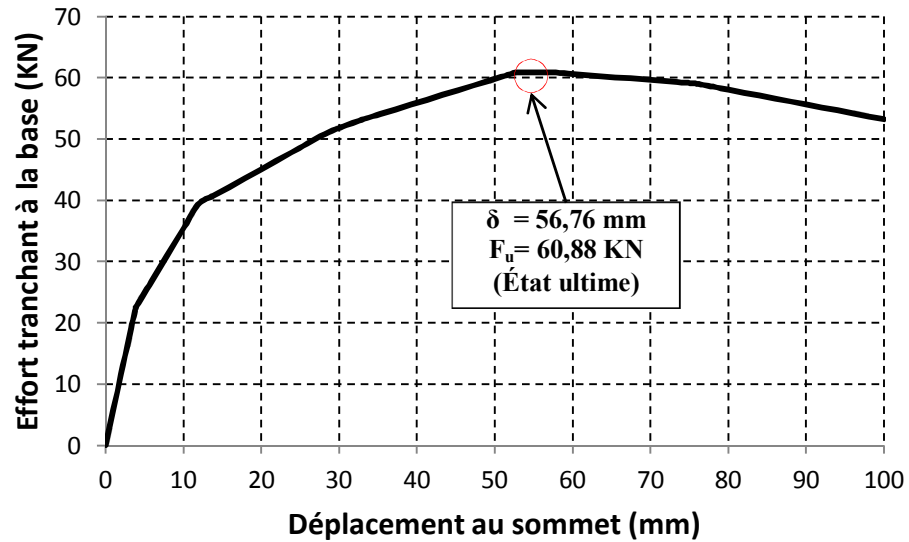


Figure 3. 76: Numérique : Courbe effort tranchant à la base en fonction du déplacement. (Cadre sans remplissage)

Dans [114] , une estimation numérique est faite pour la détermination de la résistance ultime F_u du cadre sans remplissage en utilisant l'expression (3.26) suivante :

$$F_u = \frac{4 M_u (N_c)}{h^*} \quad (3.26)$$

Avec : M_u est le moment ultime du poteau et h^* : la hauteur nette du poteau. Voir la figure 3.77.

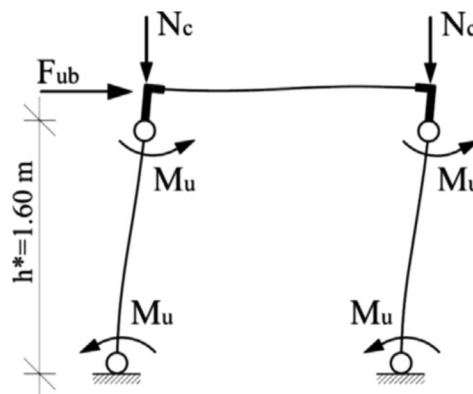


Figure 3. 77: Schéma pour la détermination de la force latérale ultime. (Cadre vide)

Le tableau 3.13 montre les résultats numériques obtenus par le modèle numérique comparés avec les résultats évalués par l'auteur :

Tableau 3. 13: Comparaison des résultats de l'auteur avec le modèle numérique.
(Cadre vide en BA).

	Moment ultime(KN.m)	Résistance ultime (KN)
Théorique	24	60
Modèle numérique	25,63	60,88

Les résultats montrés dans le tableau 3.13 indiquent une bonne convergence entre l'évaluation théorique et les résultats du modèle numérique. On constate une différence de l'ordre de 6,80 % en terme du moment ultime et de 1,47% en terme de capacité latérale du spécimen.

Expérimentalement, un petit déplacement est imposé (de l'ordre de un (01) mm) au sommet du spécimen. Ce test a pour objet de : Vérifier la valeur du module d'élasticité caractéristique du béton et de s'assurer du mode de rupture probable du cadre vide. Dans notre cas, c'est le mode de flexion qui est dominant.

Le modèle numérique montre une concordance avec l'hypothèse de considérer préalablement la formation des rotules plastiques dans les extrémités des poteaux seulement. Les figures 3.78, 3.79, 3.80 et 3.81 montrent les déformées et les sollicitations internes du modèle numérique à des différentes étapes de déplacements latéraux.

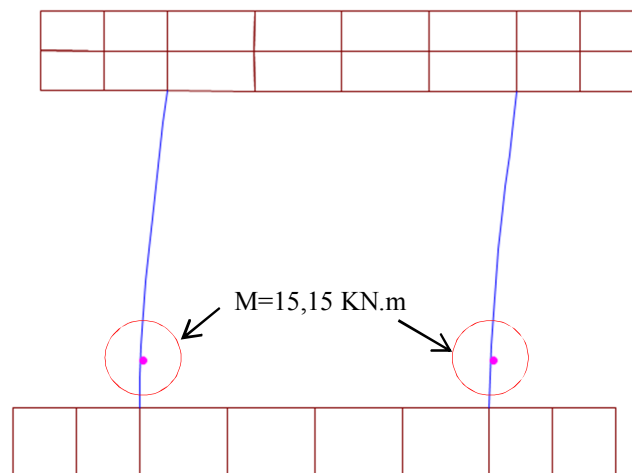


Figure 3. 78: Numérique : Atteinte du moment élastique aux extrémités inférieures des poteaux. (Fin de phase Béton élastique non fissuré). ($\delta = 0,40$ mm. (Drift = 0,025 %).

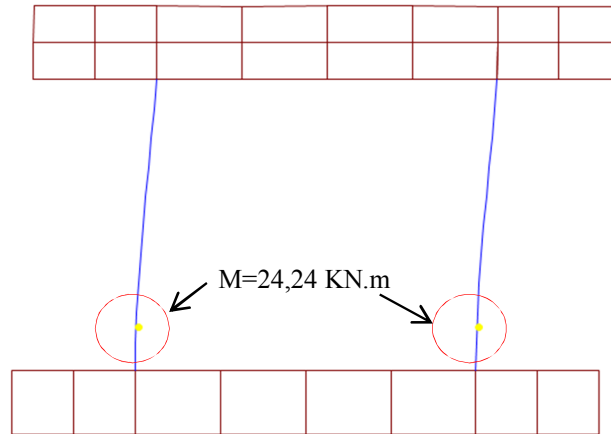


Figure 3. 79: Numérique : Atteinte du moment élastique aux extrémités inférieures des poteaux. (Fin de phase Béton élastique fissuré). ($\delta = 11,40$ mm. (Drift = 0,71 %).

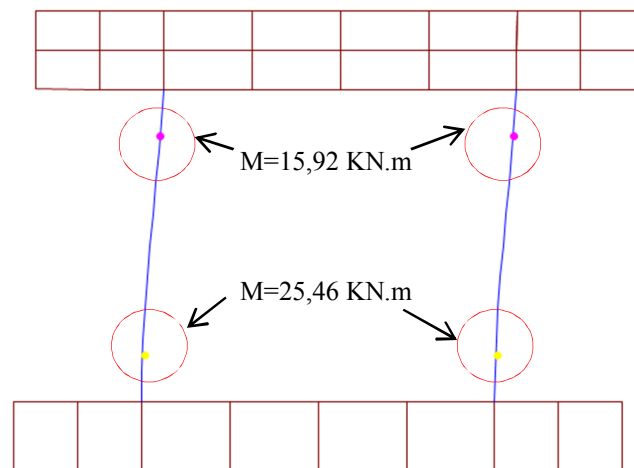


Figure 3. 80: Numérique : Atteinte du moment ultime aux extrémités inférieures des poteaux. (Début de phase aciers plastifiées). ($\delta = 28,40$ mm. (Drift = 1,77 %).

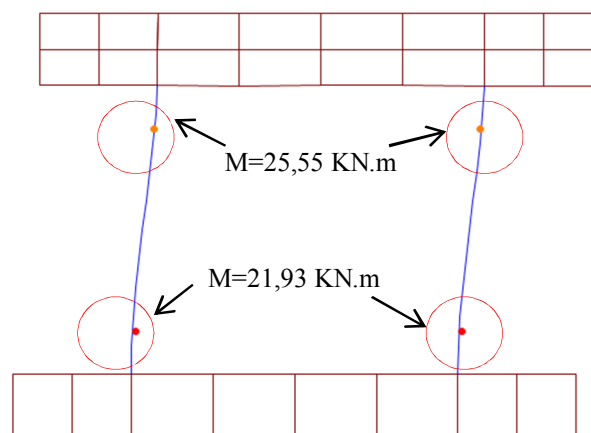


Figure 3. 81: Numérique : Rotules plastiques dans toutes les extrémités des poteaux. (État de ruine très avancée). ($\delta = 73$ mm. (Drift = 4,56 %).

Concernant le cadre avec remplissage (BAMR), le spécimen étudié est testé expérimentalement avec un chargement de type cyclique (déplacement contrôlé). Le modèle numérique proposé n'est actuellement conçu que pour traiter le comportement statique non linéaire et non pas le comportement cyclique ou dynamique. Pour ceci, la courbe issue du modèle numérique est comparée avec l'enveloppe des courbes cycliques obtenues expérimentalement. Voir La figure 3.82.

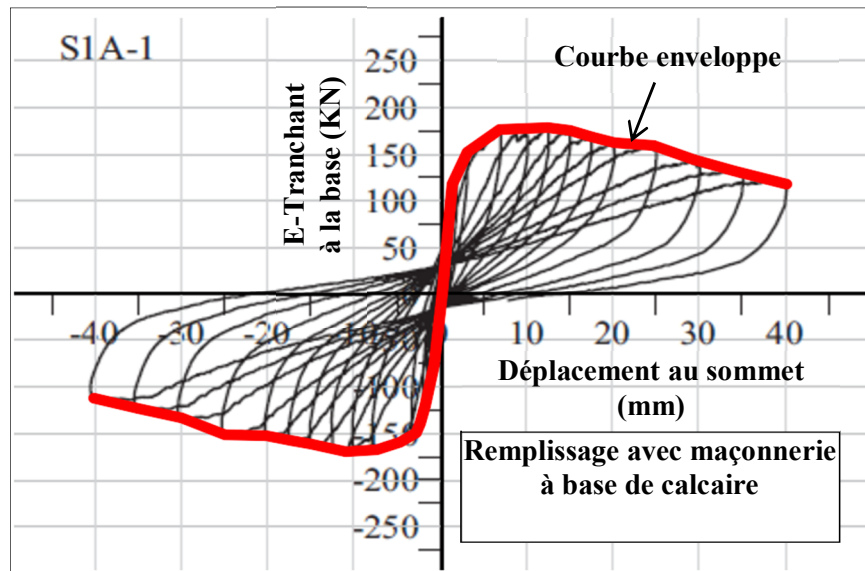


Figure 3. 82: Courbes cycliques expérimentales et courbe enveloppe. Cadre avec remplissage.

Les courbes enveloppes « tirage-poussée » sont presque symétriques. On prend les valeurs maximum en valeurs absolues des deux courbes. Voir la figure 3.83.

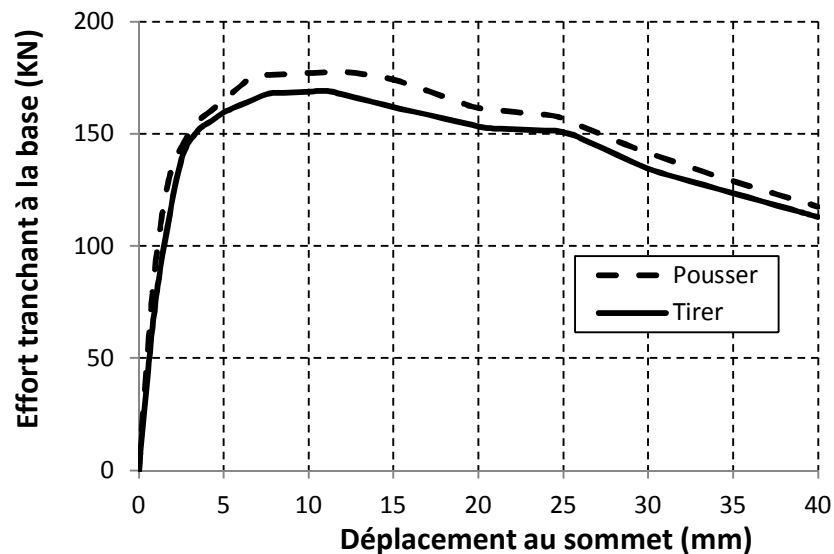


Figure 3. 83: Enveloppes des courbes cycliques expérimentales : « Pousser- Tirer ».

Les résultats numériques et expérimentaux sont regroupés et présentés sous forme d'une courbe : « effort tranchant à la base vs déplacement au sommet du cadre BAMR ». Voir le graphe de la figure 3.84.

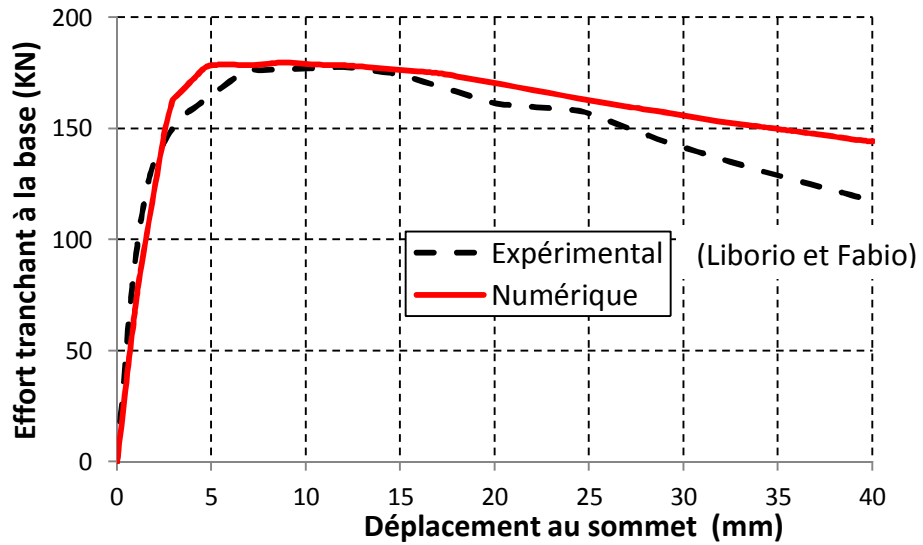


Figure 3. 84: Comparaison de la courbe expérimentale avec la courbe numérique. (Portique en BA avec remplissage en maçonnerie)

La courbe de la figure 3.85 montre les différences en terme d'effort tranchant à la base entre les valeurs expérimentales et numériques.

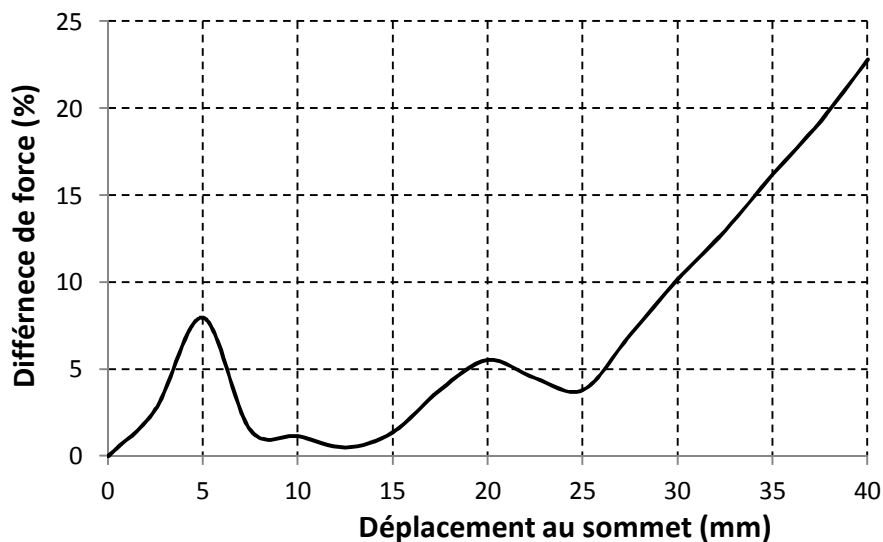


Figure 3. 85: Différence en (%) entre l'effort tranchant expérimental et numérique en fonction du déplacement au sommet du BAMR.

La courbe montrée dans la figure 3.85 montre que les résultats numériques sont très proches aux résultats expérimentaux sur l'intervalle [0mm-30 mm]. Dans cet intervalle, la différence en terme de force n'excède pas 10%. Au-delà de 30 mm de déplacement on remarque une divergence progressive des résultats jusqu'à 23 % à la fin de l'essai. Cette divergence n'a pas de grande influence car au-delà de 30 mm (drift de 1,88%), le spécimen est considéré proche de l'état de ruine. (Drift de l'état de ruine = 2,00 %) [92].

Le modèle numérique présente une rigidité initiale (67,50 KN/mm) proche de la rigidité obtenue expérimentalement (74,80 KN/mm). Ce résultat est très important car il permet au modèle numérique d'être utilisé pour une justification sismique de telle structure en BAMR.

Expérimentalement, l'évolution des fissures dans le spécimen n'est pas présentée dans chaque étape de chargement. Seulement, l'étape finale de dégradation du spécimen est montrée. Pour cela la description progressive de l'endommagement du spécimen en fonction de déplacement n'est présentée que numériquement.

À 2,94 mm de déplacement (drift = 0.18%), on enregistre une première incursion dans le domaine plastique. Cette plastification est constatée sur la maçonnerie. Aucune plastification n'est constatée dans les éléments en béton armé. Voir la figure 3.86.

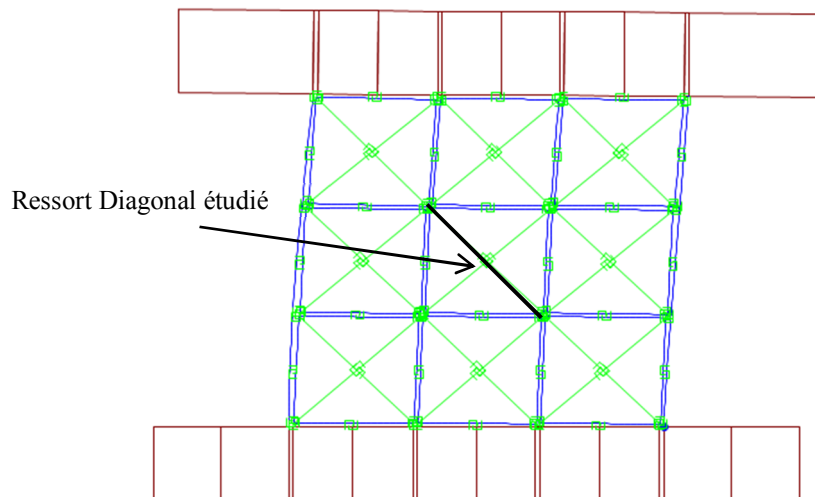


Figure 3. 86: Numérique : Aucun dégât enregistré dans les poteaux. ($\delta= 2.94$ mm, drift =0.18%)

La figure 3.87 montre la variation de l'effort de cisaillement dans le ressort diagonal situé au milieu du panneau de remplissage.

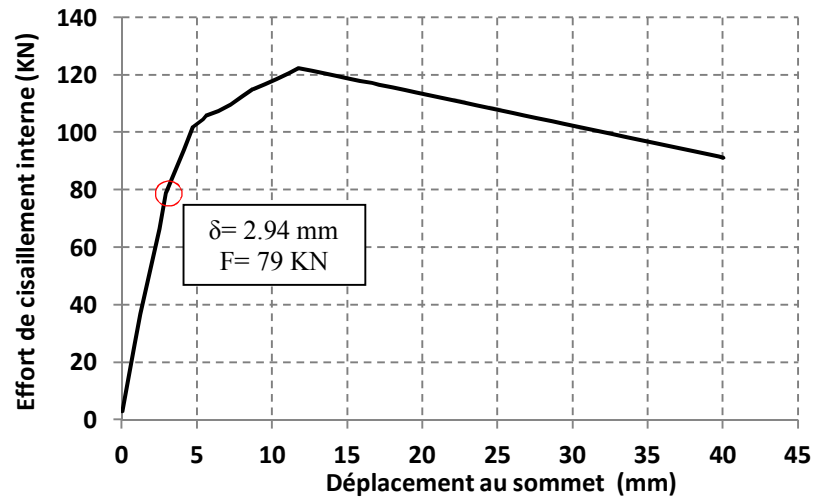


Figure 3. 87: Numérique : effort de cisaillement interne dans le ressort diagonal au milieu du panneau. Début de plastification ($\delta = 2.94$ mm, drift = 0.18%).

Remarque :

En pratique, à ce taux de déplacement (l'ordre 0,1% de drift), cette plastification n'est pas visible sur le panneau de remplissage, les premières fissures ne sont pratiquement visibles qu'au-delà d'un drift de 0,2% [92].

La forme de la courbe de variation de l'effort de cisaillement interne dans le ressort diagonal est presque identique avec la forme de variation de l'effort tranchant total à la base du spécimen. On peut conclure que pour ce cas, l'effet du cisaillement diagonal du panneau est prépondérant dans le comportement globale du spécimen et qu'il y a une forte possibilité de son effondrement avec un mécanisme de rupture en fissuration diagonale (ou combiné avec d'autres mécanismes de ruptures).

Expérimentalement, la courbe de résistance du spécimen commence à se redresser horizontalement à partir d'un déplacement de 6,83 mm (drift = 0,43%). Ceci est très proche de ce qui a été constaté numériquement où la dégression importante de la rigidité du spécimen est enregistrée à un déplacement de 4,71 mm (drift = 0,29%). C'est la fin de la phase élastique et le début de la plastification des éléments structuraux du spécimen.

Néanmoins, à ce stade, la plastification est localisée au remplissage en maçonnerie seulement. Numériquement, aucune plastification n'est enregistrée aux nœuds des poteaux. La courbe indiquant la variation de l'effort de cisaillement interne au milieu du panneau indique la même constatation. Voir la figure 3.88.

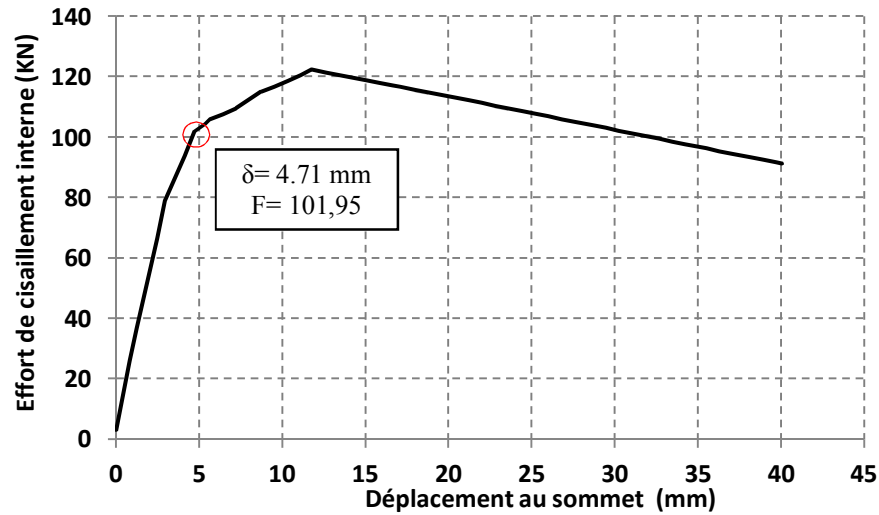


Figure 3. 88: Numérique : effort de cisaillement interne dans le ressort diagonal au milieu du panneau. Fin de la phase élastique ($\delta= 4.71$ mm, drift =0,29%).

Pratiquement, c'est à ce stade de déplacement où les fissures commencent à apparaître visiblement sur le panneau. Dans ce qui suit, une description graphique de la variation des efforts de cisaillement interne de tous les éléments (éléments de : cisaillement diagonal, cisaillement glissant horizontal et vertical) au milieu du panneau. Cette description nous permet d'avoir une idée sur le mécanisme de rupture numérique probable à se former dans le panneau de remplissage en maçonnerie.

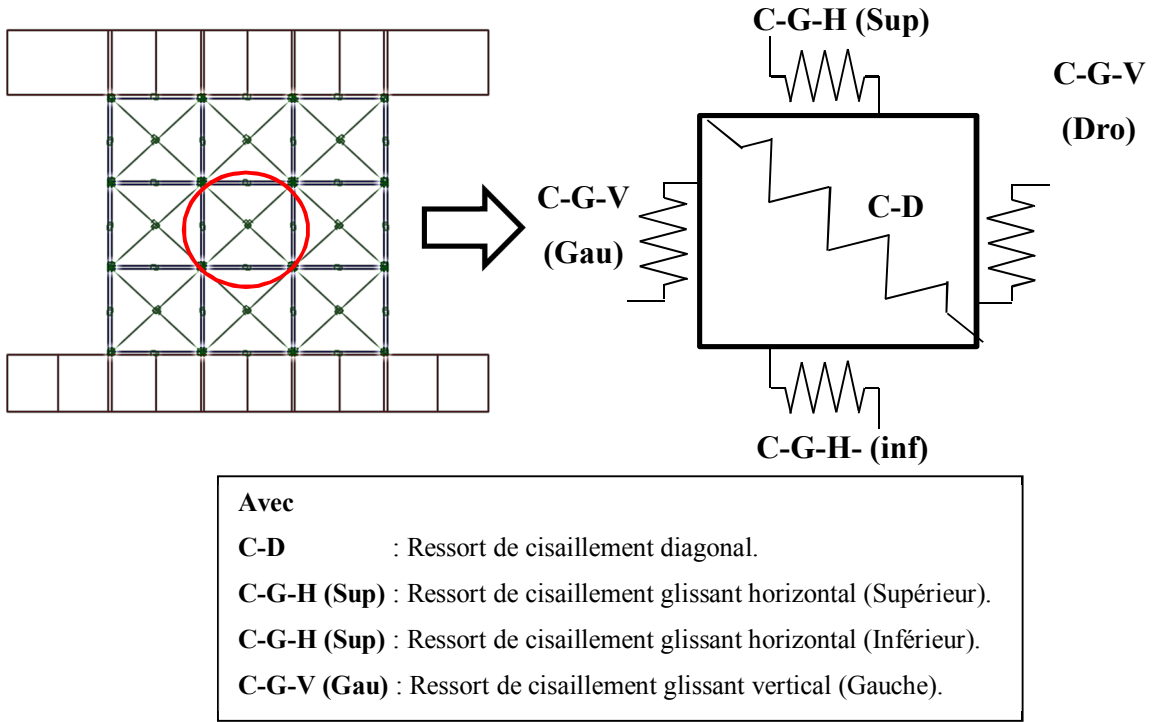


Figure 3. 89: Position de l'élément de base étudié.

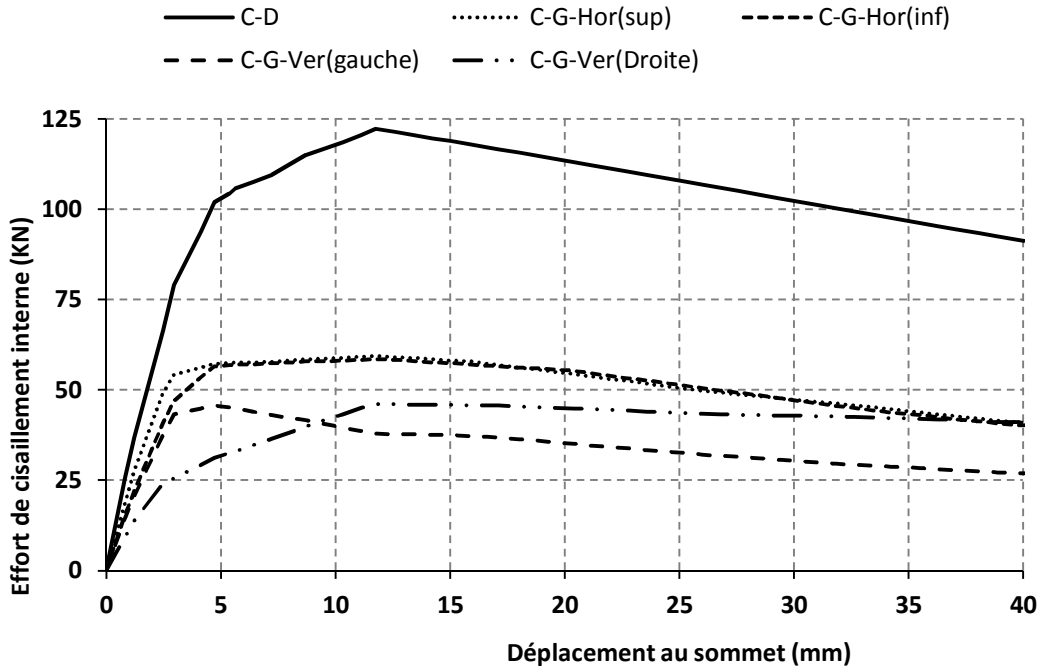
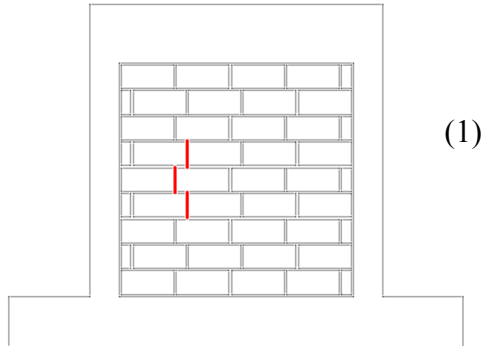


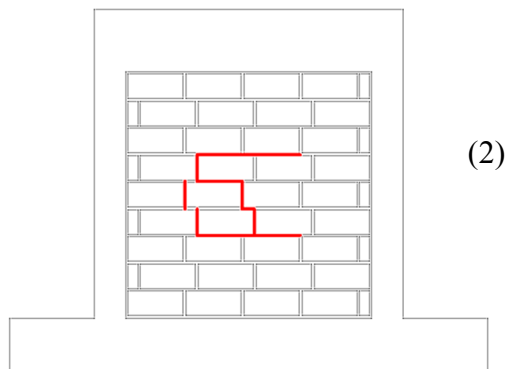
Figure 3. 90: Variation des efforts internes dans les ressorts non-linéaires constituant l'élément de base étudié.

Le scénario numérique d'apparition des fissures au milieu du panneau de remplissage en maçonnerie est comme suit :

À 2,94 mm de déplacement : fissures verticales à gauche du centre du panneau.



À 4,70 mm de déplacement : Fissures verticales à gauche, fissures horizontales (supérieures et inférieures) et fissures diagonales en escalier.



À 11,70 mm de déplacement : Fissures verticales, fissures horizontales (supérieures et inférieures), fissures diagonales en escalier et fissures verticales à droite du centre du panneau.

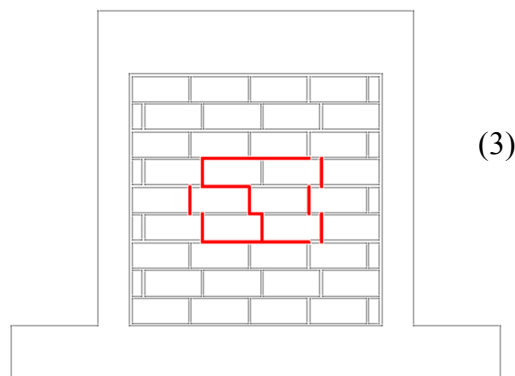


Figure 3. 91: Scénario de propagation des fissures dans le panneau en maçonnerie. (1) $\delta = 2,94$ mm. (2) $\delta = 4,70$ mm. (3) $\delta = 11,70$ mm.

La description précédente concerne le centre du panneau seulement. Pour avoir un scénario d'apparition des fissures dans le panneau complet, il faut faire le même travail précédent sur les (8) autres éléments de base et superposer les effets à chaque déplacement. Ceci montre la difficulté de prévoir le mécanisme de rupture correspondant au mur de remplissage en maçonnerie lorsqu'il est sollicité horizontalement.

À la fin de l'essai, le spécimen a subi des dégradations aux extrémités supérieures et aux milieux des poteaux. Les fissures dans le panneau de remplissage sont observées dans diverses directions : verticales, horizontales et en escalier. On peut conclure que le spécimen a cédé par une plastification des extrémités supérieures et aux milieux des poteaux avec un mécanisme de rupture en cisaillement glissant vertical et horizontal combiné avec un mécanisme de cisaillement diagonal en escalier. La figure 3.92 est une photo qui illustre l'état d'endommagement du spécimen étudié.

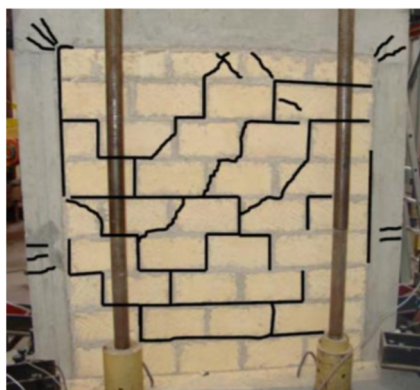


Figure 3. 92: Photo : État d'effondrement du spécimen.

D'une façon générale, le modèle numérique a pu simuler le comportement réel du spécimen. Numériquement les plastifications des poteaux sont enregistrées aux milieux et aux extrémités inférieures.

La figure 3.93 montre l'état de ruine théorique du panneau de remplissage en maçonnerie qui est atteint à un déplacement latéral de 11,74 mm (drift =0,73%).

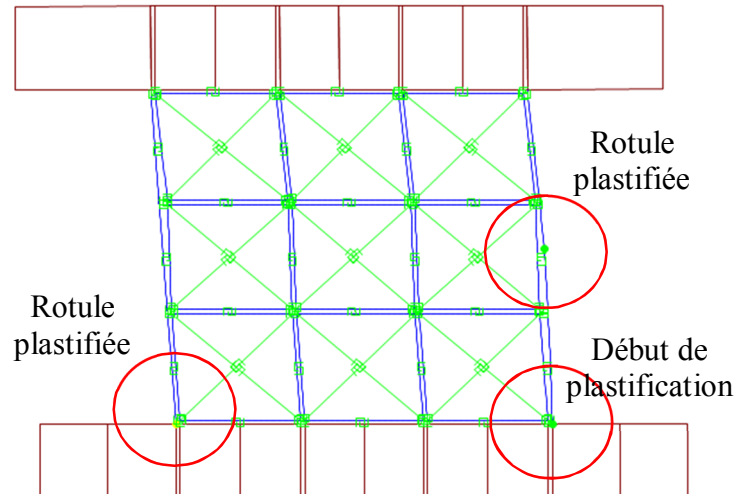


Figure 3. 93: Numérique : État de ruine théorique du BAMR. $\delta=11,74$ mm (drift =0,73%).

La figure 3.94 montre le point d'atteinte de l'état de ruine au niveau du ressort du cisaillement diagonal au milieu du panneau de remplissage en maçonnerie.

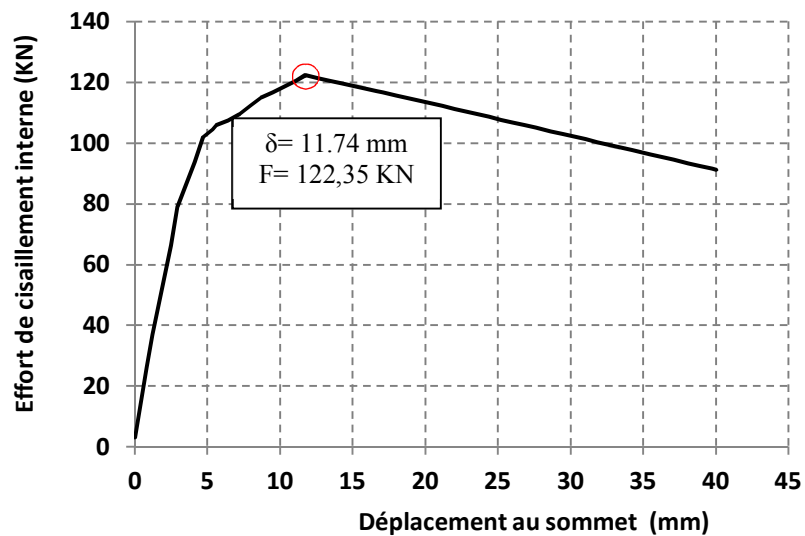


Figure 3. 94: Numérique : effort de cisaillement interne dans le ressort diagonal au milieu du panneau. État de ruine ($\delta= 11.74$ mm, drift =0,73%).

La figure 3.95 montre l'état de ruine avancé du BAMR après formation de rotules plastiques dans les extrémités inférieures des deux poteaux et au milieu du poteau de droite.

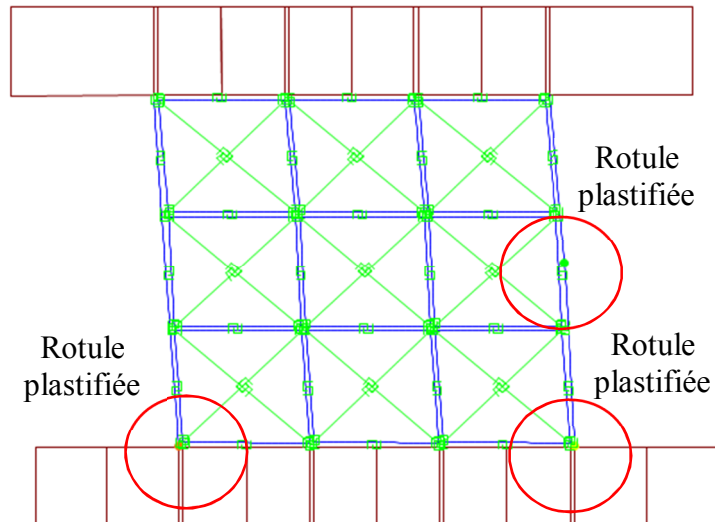


Figure 3. 95: Numérique État de ruine avancée du BAMR. $\delta=28,70$ mm (drift =1,80%).

CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT DES CADRES EN BAMR AVEC GOUSSETS

4.1 Introduction

La présence des remplissages dans les cadres en béton armé améliore considérablement certaines caractéristiques mécaniques des structures telles que la résistance, la rigidité et la capacité de dissipation de l'énergie sismique. En revanche, les remplissages en maçonnerie peuvent créer des dommages dans les éléments en béton armé aux endroits de concentration des contraintes (principalement aux extrémités des poteaux et des poutres).

Dans le but de l'amélioration du comportement sismique des BAMR, plusieurs méthodes sont proposées. Dans certaines méthodes le renforcement s'applique sur les éléments en béton armé en augmentant le ferrailage des nœuds ou en réduisant les espacements des cadres [18], [115]. Les zones concernées par le renforcement sont celles où l'effet des remplissages en maçonnerie (par flexion ou par cisaillement) est important. Dans d'autres méthodes, le concepteur prévoit des améliorations sur les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie (choix de la bonne qualité des briques et du mortier, perfectionnement des méthodes de construction des panneaux... etc.) [116].

Il existe aussi une troisième variante qui s'agit de l'isolation du remplissage en maçonnerie par rapport au cadre confinant. Cette solution est assurée soit par la mise en place d'un matériau souple (néoprène ou polyuréthane) entre le panneau et les éléments en béton armé ou en réduisant la cohésion entre les briques. Avec cette dernière variante on ne se bénéficie pas des avantages de la présence du remplissage en maçonnerie mais on s'assure de l'élimination de ces effets négatifs sur le cadre en béton armé [117-118].

Dans le même contexte (c.-à-d. l'amélioration du comportement sismique des BAMR), il existe une méthode qui n'est pas largement employée pourtant l'expérience montre qu'elle peut être utilisée comme une solution concurrentielle par rapport aux autres méthodes déjà citées. Il s'agit des cadres avec goussets. Voir la figure 4.2. Cette technique a été étudiée pour la première fois dans un projet de doctorat par Crisufulli (1997) [38]. Parmi les objectifs de ce projet c'est comment aboutir à une conception qui permet de se bénéficier au maximum des avantages des remplissages en maçonnerie tout en réduisant le risque de ces effets négatifs sur les poteaux et les poutres.

L'idée c'est de prévoir des éléments rigides appelés goussets aux droits des nœuds poteaux-poutres qui servent comme une protection de ces endroits potentiellement vulnérable par les effets des remplissages en maçonnerie. La forme triangulaire du gousset permet d'élargir la zone de compression diagonale et réduit les contraintes de cisaillement dans le panneau. Pour garantir son fonctionnement idéal, les pieds des poteaux sont moins ferrailés par rapport aux autres endroits. Cette conception favorise la formation des rotules plastiques de flexion aux pieds des poteaux avec un mécanisme de rupture ductile de basculement en plan du BAMR.

Dans ce chapitre du travail, le modèle numérique proposé du remplissage en maçonnerie est appliqué sur un cadre en BAMR avec goussets. Les résultats numériques sont comparés avec les résultats expérimentaux de l'auteur. Ces résultats servent aussi comme validation du modèle numérique proposé.

4.2 Description du spécimen

4.2.1 Programme expérimental

Le test expérimental est élaboré par le laboratoire appartenant au département du génie civil de l'université de Canterbury (New Zealand) en 1997 [38]. Deux spécimens en BAMR sont testés avec un chargement cyclique simulant le chargement sismique. Ce nombre de spécimens limite les objectifs du programme et le nombre de paramètres investigués. Toutefois des conclusions pertinentes peuvent être obtenues à partir des résultats expérimentaux.

Les principaux objectifs du programme expérimental sont :

- Observation et amélioration de la compréhension du comportement des systèmes en BAMR.
- Dans l'application du chargement latéral, l'utilisation d'un chargement latéral cyclique peut rapprocher de la simulation des actions sismiques.
- Investigation d'une nouvelle conception des poteaux (poteaux avec goussets) pour améliorer la réponse sismique des BAMR.
- Obtenir une banque de données expérimentales pour la calibration et la validation des modèles numériques.

Le programme expérimental comporte deux portiques à un niveau et une travée pour chacun. Les deux portiques sont construits avec une échelle de $\frac{3}{4}$. Ces deux unités représentent le rez-de-chaussée d'une bâtisse à deux niveaux. Les dimensions des portiques sont inspirées des dimensions usuelles utilisées dans les régions où le système de construction en BAMR est employé.

4.2.2 Critères de conception

Le premier spécimen (Unité 1) est un portique BAMR d'une conception « standard ». Sa conception est faite pour satisfaire les critères suivants :

- La fissuration du panneau de remplissage doit se développer avant l'apparition de déformations plastiques importantes dans les éléments en béton armé.
- La plastification des poteaux doit se développer en traction qui se résulte de la réaction de la bielle à l'extrémité supérieure du poteau.
- La résistance à la traction de la poutre doit être supérieure à la résistance latérale du portique.
- Réduction de l'espacement des cadres aux extrémités des poteaux et des poutres (zones potentielles de plastification) à fin d'augmenter leur résistance au cisaillement, assurer un bon confinement au béton et éviter le flambement des barres longitudinales.

Le deuxième spécimen (Unité 2) est un portique remplis avec goussets. Cette configuration est utilisée pour assurer un mécanisme ductile en plastification des aciers longitudinaux des poteaux qui est planifiée pour quelle apparaisse aux pieds des poteaux. En plus ces goussets sont utilisés pour réduire l'ouverture des fissures des joints poteaux-poutres et augmenter la largeur de la bielle dans le remplissage en maçonnerie.

Notons qu'une différence importante a été enregistrée dans les caractéristiques des bétons utilisés des deux spécimens (Résistances caractéristiques à la compression de l'ordre de 22.5 MPa et 31.2 MPa pour spécimen 1 et 2 respectivement). Ceci nous empêche de faire une comparaison directe entre les résultats des deux spécimens. À fin de mettre en lumière l'avantage des goussets, on s'intéresse uniquement aux résultats du deuxième spécimen (Unité 2). La figure 4.1 montre un schéma du protocole d'essai appliqué sur les eux spécimens.

Une force verticale constante de **20 kN** est axialement appliquée à la tête de chaque poteau du spécimen. L'angle d'inclinaison du gousset est fait pour qu'il soit perpendiculaire à la diagonale du cadre. Cette option permet de répartir les contraintes de compression dans la bielle diagonale en maçonnerie. Dans chaque gousset un ferrailage diagonal supplémentaire en barres ($\varnothing = 6\text{mm}$) est adopté pour assurer une liaison parfaite du gousset avec le cadre. Voir la figure 4.3.

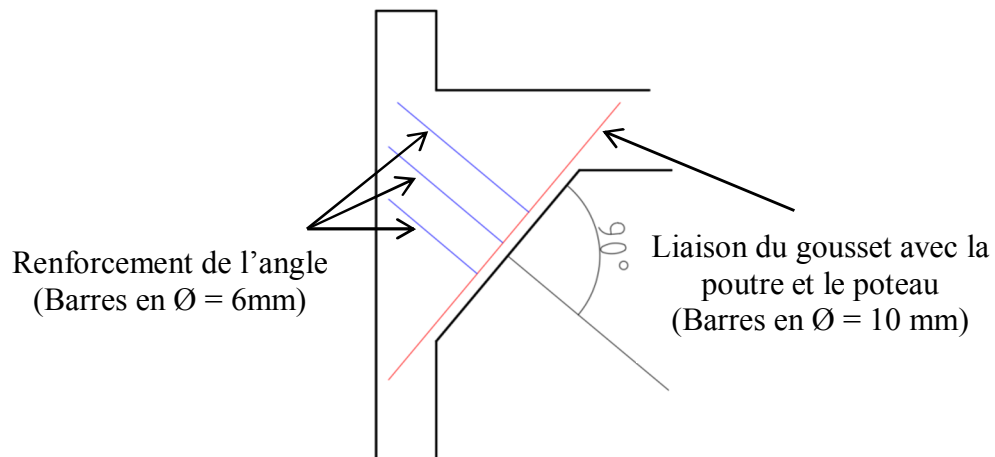


Figure 4. 3: Détail de renforcement du gousset.

Le schéma de ferrailage présenté montre qu'aux pieds des poteaux quatre barres seulement, parmi 6 barres, sont scellées dans la poutre de base. Cette option est adoptée pour favoriser l'apparition des rotules plastiques dans ces endroits dans l'objectif d'aboutir à un mécanisme de rupture globale du BAMR par basculement en le plan. Ce mécanisme de rupture est favorable pour les BAMR car il permet de dissiper une énergie considérable de déformation en atteignant des déformations importantes de la structure dans la phase plastique (mécanisme de ruine ductile).

4.2.4. Construction du spécimen

La construction du spécimen est commencée par la préparation de la poutre en béton armé servant comme une base rigide du portique. Quatre trous (diamètre = 50 mm, longueur = 350 mm) sont percés pour le scellement des armatures longitudinales de chaque poteau. Pour s'assurer du non arrachement des barres scellées, trois tests ont été effectués sur des barres en $\varnothing = 10\text{ mm}$ où la rupture par plastification des barres est toujours constatées.

La construction du mur est faite avec des briques pleines par des ouvriers qualifiés. Le joint entre deux briques est de l'ordre de 10 mm. Certaines briques ont été coupées pour adapter le remplissage avec l'ouverture du cadre. Au cours de la construction du mur, certains vides verticaux entre briques ont été remplis en mortier car c'est difficile d'assurer la même épaisseur pour tous les joints entre briques. Ceci confirme la source de la faible résistance des joints verticaux par rapport aux joints horizontaux.

Après avoir confectionné le ferrailage des poteaux et des poutres suivant les schémas présentés précédemment, un béton fluide a été utilisé avec une formulation spécifique pour permettre la pénétration du béton dans tous les espaces entre armatures.

4.3 Caractéristiques des matériaux

4.3.1 Béton

Un béton ordinaire a été utilisé pour construire le spécimen. Des éprouvettes cylindriques (Diamètre = 100 mm, hauteur = 200 mm) ont été préparées pour le test d'écrasement. Les éprouvettes ont été laissées dans une chambre ayant 20°C de température et un taux d'humidité de 100%. Avant le test, les éprouvettes sont laissées pendant trois heures pour sécher.

Les caractéristiques mécaniques du béton utilisé dans le spécimen étudié sont montrées dans le tableau 4.1.

Tableau 4. 1: Caractéristiques du béton utilisé.

Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)
31,2	2,9	25,2

4.3.2 Acier

Un acier ordinaire à haute adhérence est utilisé pour les barres longitudinales pour les cadres. Un essai de traction est fait sur chaque type de barre d'acier utilisée.

Dans chaque test, des jauges ont été placées pour mesurer les déformations en fonction de la force de traction appliquée. Les résultats des tests sur l'acier utilisé sont montrés dans le tableau 4.2.

Tableau 4. 2: Caractéristiques des aciers utilisés.

Désignation	f_y (MPa)	ϵ_y	E_s (GPa)	ϵ_{sh}	f_{su} (MPa)	ϵ_{su}
Acier pour les cadres (d = 6,00 mm)	353	0.0017	207.6	0.031	466	0.151
Acier à haute adhérence pour les barres longitudinales (d = 10 mm)	323	0.0016	201.9	0.026	441	0.253

f_y : résistance élastique. ϵ_{sh} : déformation au début de plastification.
 ϵ_y : déformation élastique. f_{su} : résistance ultime.
 E_s : module élastique. ϵ_{su} : résistance ultime.

La courbe contrainte-déformation caractérisant chaque barre d'acier est montrée dans la figure 4.4.

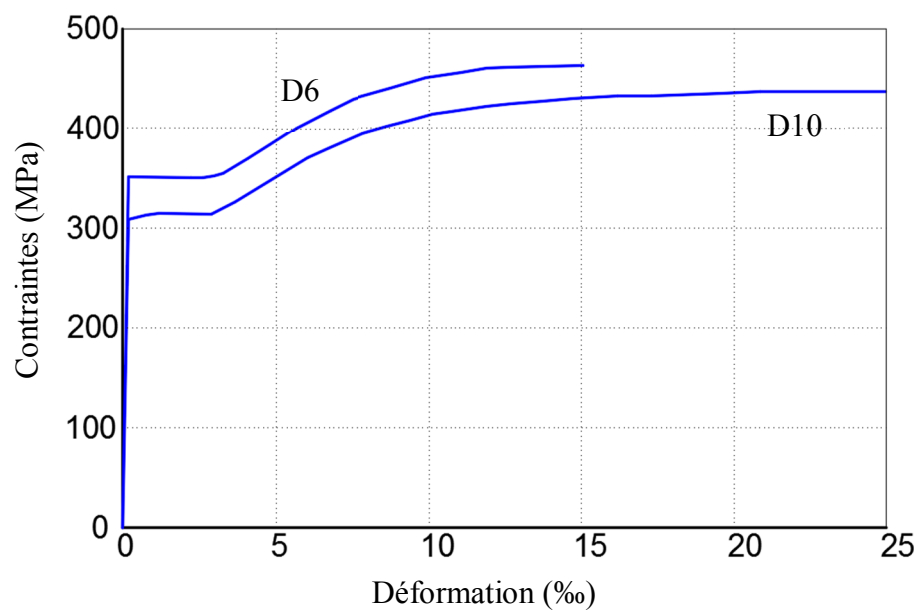


Figure 4. 4: Courbes contraintes-déformations des aciers.

4.3.3 Maçonnerie

La maçonnerie utilisée est avec des briques pleines. Le tableau 4.3 résume les résultats des essais d'identification effectués.

Tableau 4. 3: Caractéristiques de la maçonnerie.

Résistance à la compression f_m (MPa)	Module d'élasticité E_m (MPa)	Résistance initiale au cisaillement τ_0 (MPa)	Coefficient de frottement μ
19.30	11550	0.41	0.7

L'auteur a adopté des corrections sur la résistance initiale au cisaillement et le coefficient de frottement de la maçonnerie en utilisant la méthode de Mann et Muller (1982) [119]. Les corrections donnent les résultats suivant : $\tau_0^* = 0.3$ MPa. $\mu^* = 0.52$.

4.4 Modèle numérique

Dans la modélisation numérique de la maçonnerie on a employé le modèle proposé avec un maillage raffiné de (5×5).

La poutre inférieure est supposée rigide ayant un comportement parfaitement élastique. La poutre inférieure est modélisée avec des éléments bidimensionnels (plaque). Cette option nous permet de respecter les dimensions du panneau de remplissage. La poutre supérieure comporte des rotules de flexion aux niveaux des extrémités. Chaque poteau comporte deux rotules plastiques de flexion composée à ces extrémités. Les lois de comportement des éléments en béton armés sont présentées ci-après. Le modèle numérique utilisé est montré dans la figure 4.5.

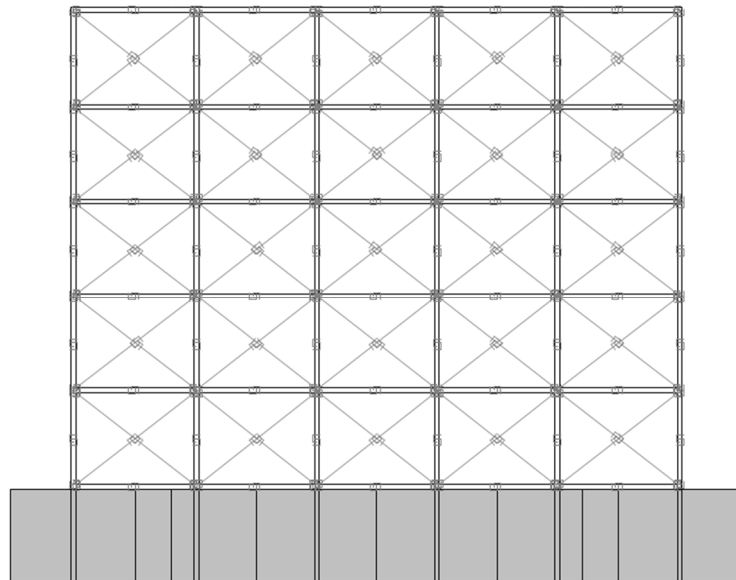


Figure 4. 5: Modèle numérique du spécimen étudié.

Les goussets situés aux angles supérieurs du spécimen ne figurent pas clairement dans la figure 4.5. Une modification des caractéristiques géométriques aux endroits des goussets est attribuée. (Poutre à inertie variable) Voir la figure 4.6 :

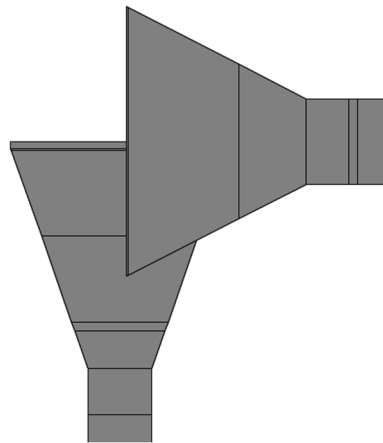


Figure 4. 6: Modélisation des goussets.

Dans le modèle numérique, on a pris comme hypothèse que les rotules plastiques ne prennent naissance qu'à la fin du gousset. Le gousset est supposé ayant un comportement parfaitement élastique.

4.4.1 Lois de comportement des éléments en BA

La même procédure présentée dans les applications précédentes est suivie pour la détermination des lois de comportement des éléments en béton armé. Au niveau des poteaux on tient en compte de l'effet des contraintes de compression engendrées par l'effort vertical constant axialement appliquée. Les figures 4.7 et 4.8 et 4.9 montrent l'allure des courbes des lois de comportement adoptées pour les poteaux et la poutre présentées sous forme de courbe moment fléchissant-courbure.

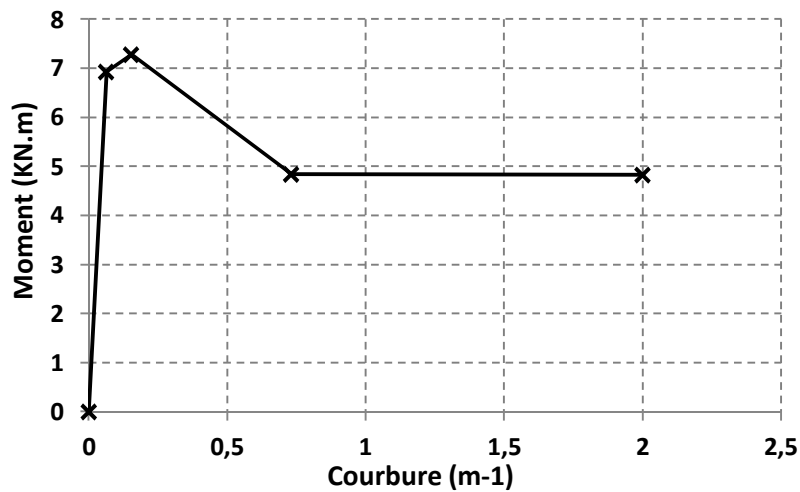


Figure 4. 7: Loi de comportement Moment-courbure du poteau (Partie Inf)

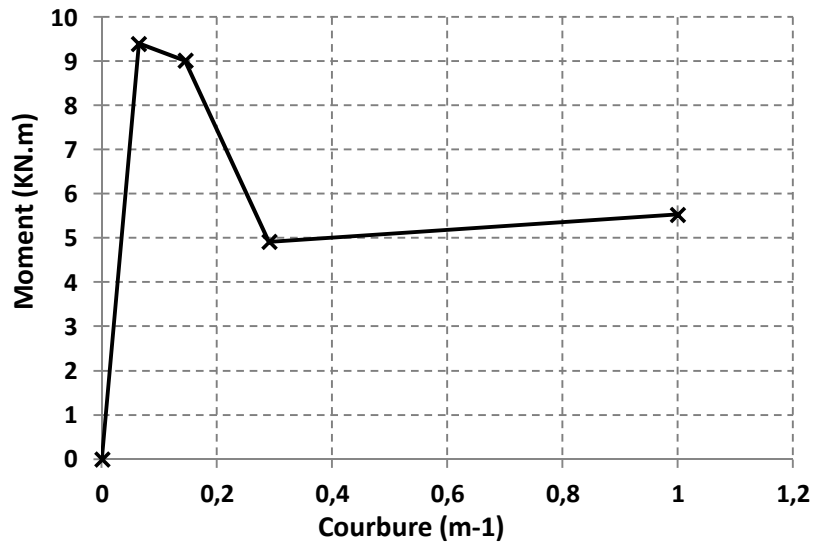


Figure 4. 8: Loi de comportement Moment-courbure du poteau (Partie Sup)

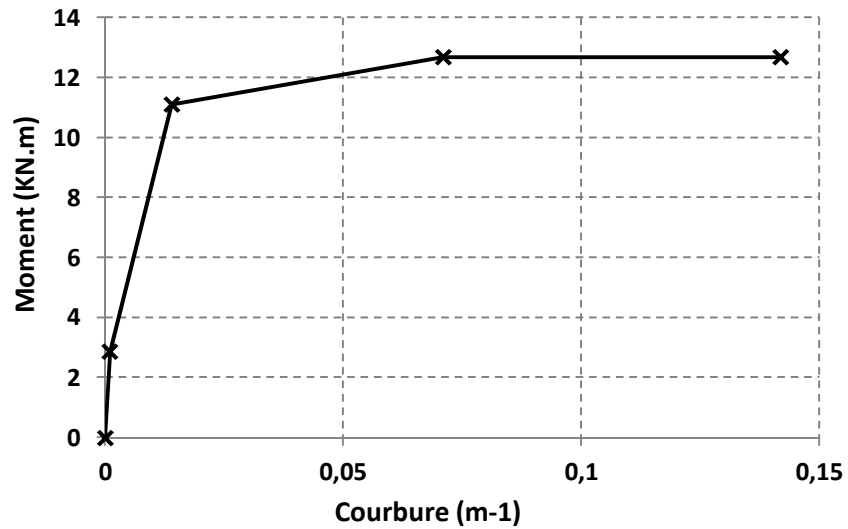


Figure 4. 9: Loi de comportement Moment-courbure de la poutre.

- La longueur de la rotule plastique des poteaux est : $L_p = 133.86$ mm.
- La longueur de la rotule plastique de la poutre est : $L_p = 142.90$ mm.

4.4.2 Lois de comportement de la maçonnerie

Le modèle numérique de la maçonnerie est adopté avec un maillage (5×5). Les dimensions de l'élément de base sont 0,503m × 0,40m. Voir la figure 4.10.

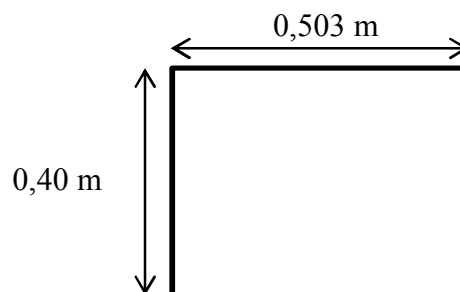


Figure 4. 10: Dimension de l'élément de base de la maçonnerie.

4.4.2.1 Ressorts de compression-traction

MODE DE FLEXION

LINK DE COMPRESSION ET TRACTION

Eh (Mpa)	Ev (Mpa)	L (m)	H (m)	Ep (m)
11550	3933	0,503	0,400	0,075

Dir Hor

Résistance à la traction (Mpa)	0,015
Résistance à la Comp (Mpa)	19,3
Déformation max de Trac	0,00035
Déformation max de Comp	0,0035

Dir Ver

Résistance à la traction (Mpa)	0,015
Résistance à la Comp (Mpa)	19,3
Déformation max de Trac	0,00035
Déformation max de Comp	0,0035

Résultats

Raideur Horizontale (KN/m)	344296,5
Raideur Verticale (KN/m)	185539,3

Force de Comp Hor max (KN)	289,5
Force de Comp Ver max (KN)	364,191

Force de Trac Hor max (KN)	0,225
Force de Trac Ver max (KN)	0,28305

Déplacement max Hor de Comp (m)	0,001761
Déplacement max Ver de Comp (m)	0,0014

Déplacement max Hor de Trac(m)	8,81E-05
Déplacement max Ver de Trac (m)	0,00007

Les courbes des lois de comportement de chaque ressort dans la direction considérée sont montrées dans les figures 4.11 et 4.12.

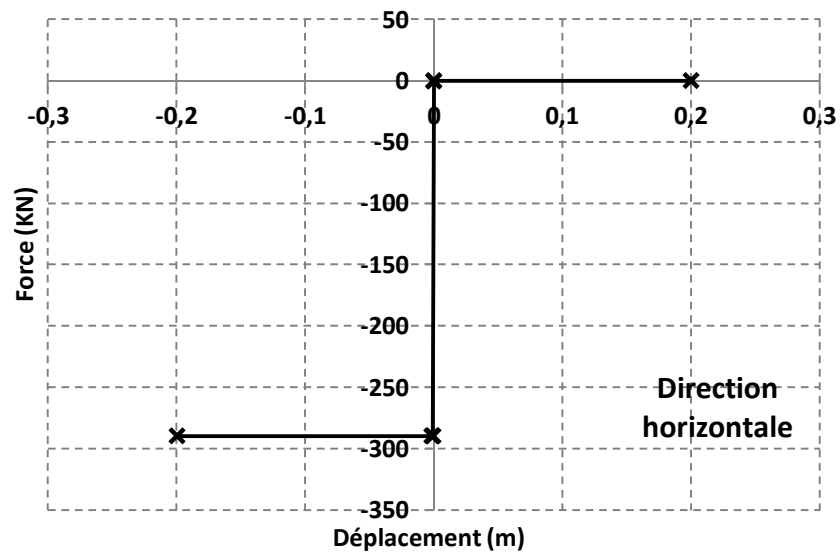


Figure 4. 11: Loi de comportement compression traction –Direction Horizontale-

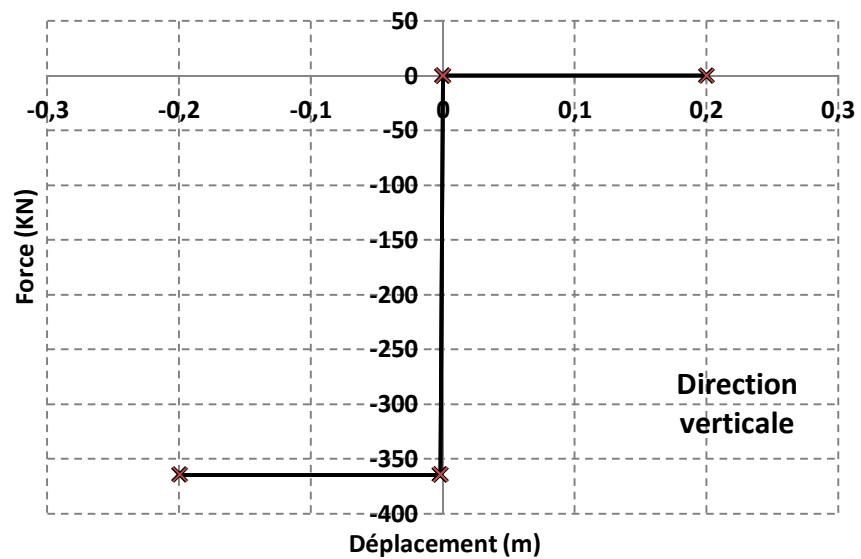


Figure 4. 12: Loi de comportement compression traction –Direction Verticale-

4.4.2.2 Ressorts de cisaillement diagonal

G (Mpa)	f_{v0} (Mpa)	μ_c	σ_n (Mpa)
7218,75	0,3	0,52	0,625

Raideur diagonale (KN/m)	541406,25
Force max (KN)	30,13

Effet de présence des goussets sur les coefficients réducteurs K_i :

Dans les deux applications du chapitre 3, on a présenté l'importance d'attribution des coefficients réducteurs pour chaque bande diagonale dans le remplissage en maçonnerie. En présence de goussets, il est évident qu'ils influent sur la redistribution des efforts de compression au niveau du panneau. Une modification d'attribution des coefficients réducteurs est adoptée à fin de tenir en considération de l'effet des goussets sur la largeur de la bielle créée diagonalement dans la maçonnerie. Cette correction des coefficients réducteurs est parfaitement logique et s'appuie sur la constatation expérimentale.

La figure 4.13 montre les coefficients réducteurs adoptée en présence de goussets dans le cadre du BAMR.

La modification est adoptée suivant cette la logique :

- On suppose l'indéformabilité des endroits de la poutre et du poteau où existent les goussets. Par conséquence toute la bande sollicitée par le gousset est considérée avoir la même distribution parfaite de l'effort de compression. ($K_I=I$).
- En dehors de la zone du gousset, la courbe d'attribution est adaptée suivant l'hypothèse précédente et les autres valeurs des coefficients réducteurs sont obtenues de la même méthode appliquée dans les deux exemples précédents.

L'emplacement des rotules plastiques est fixé aux sections situées immédiatement à la fin du gousset.

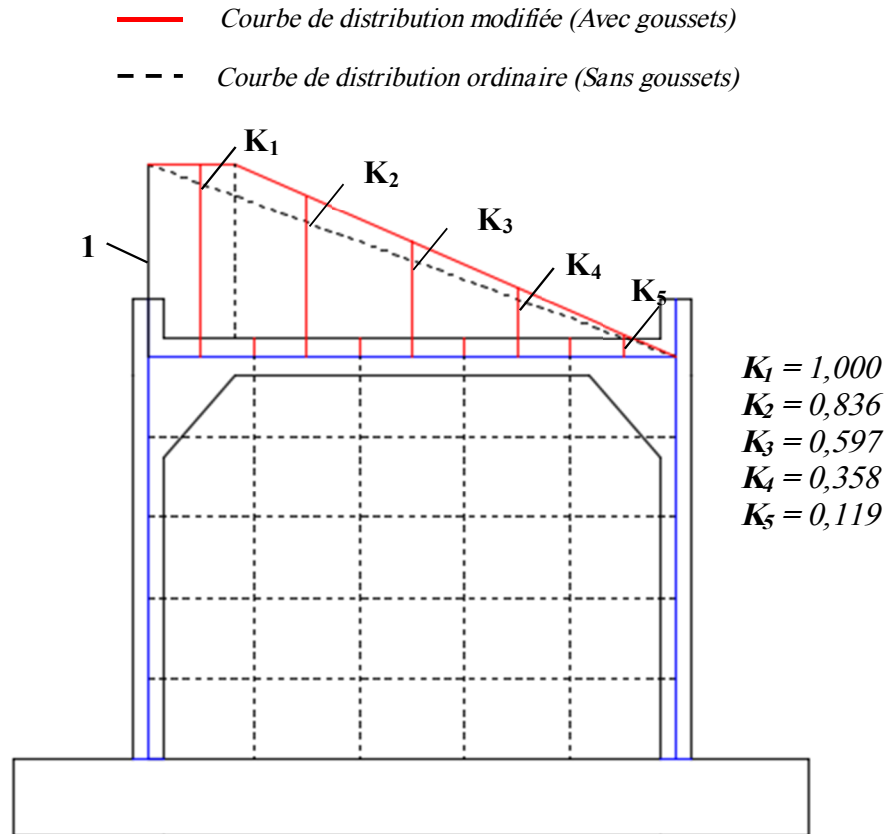


Figure 4. 13: Modification sur les coefficients réducteurs attribués en présence des goussets.

Les lois de comportement de l'effort de cisaillement adoptées pour chaque diagonale sont présentées sous formes de courbes force-déplacement suivantes :

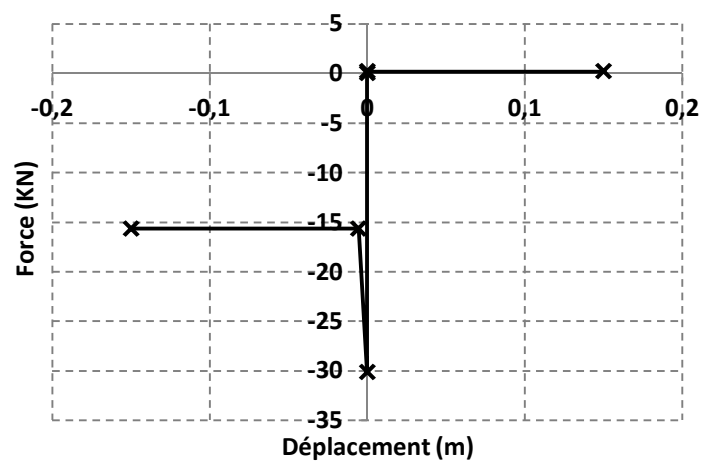


Figure 4. 14: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 1-

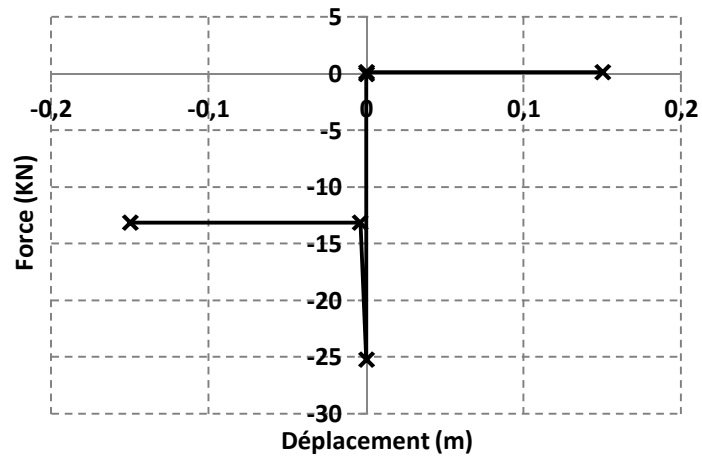


Figure 4. 15: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 2-

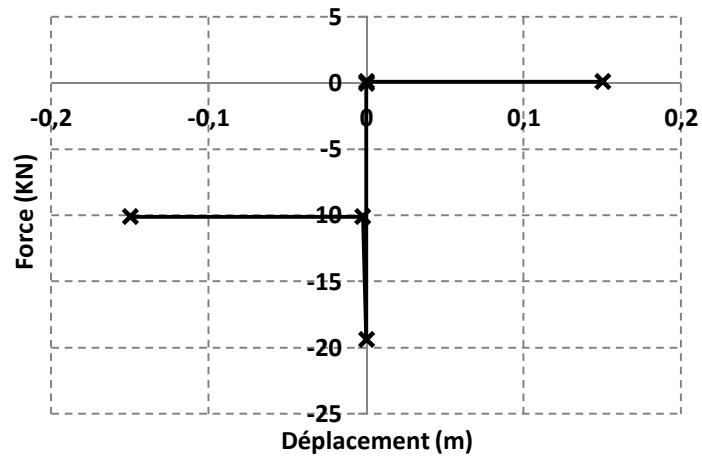


Figure 4. 16: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 3-

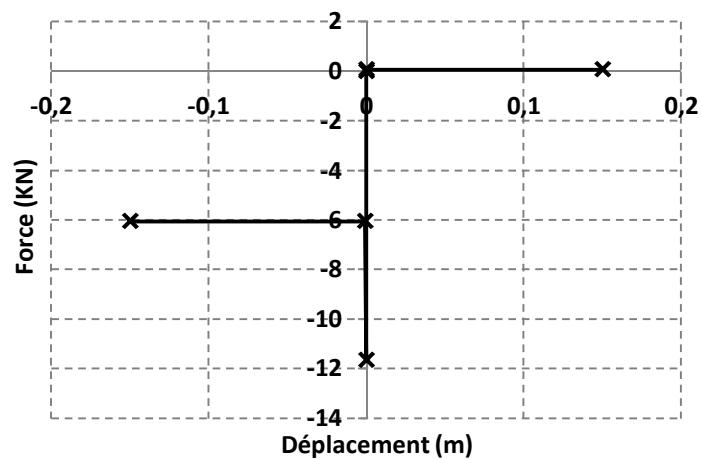


Figure 4. 17: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 4-

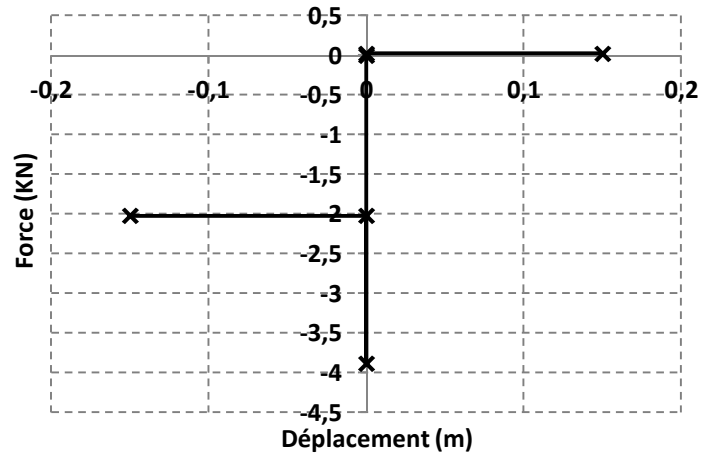


Figure 4. 18: Loi de comportement force-déplacement - diagonale 5-

4.4.2.3 Ressorts de cisaillement glissant

Les lois de comportement des ressorts du cisaillement glissant sont montrées dans les figures suivantes sous forme de courbes : effort de cisaillement- déplacement.

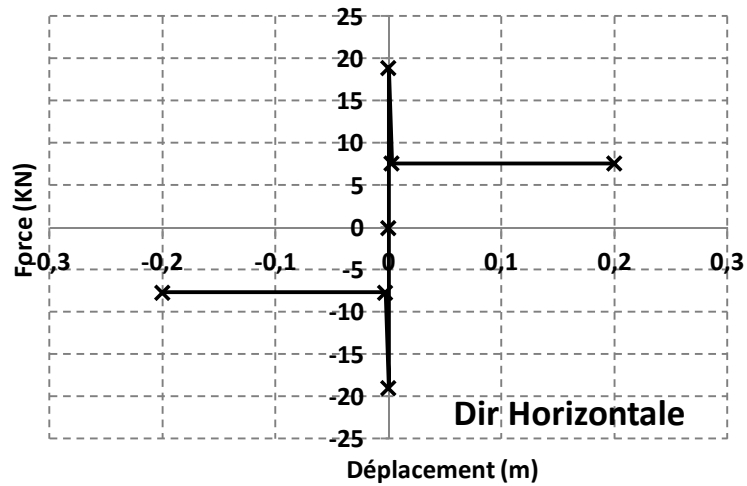


Figure 4. 19: Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. Direction horizontale.

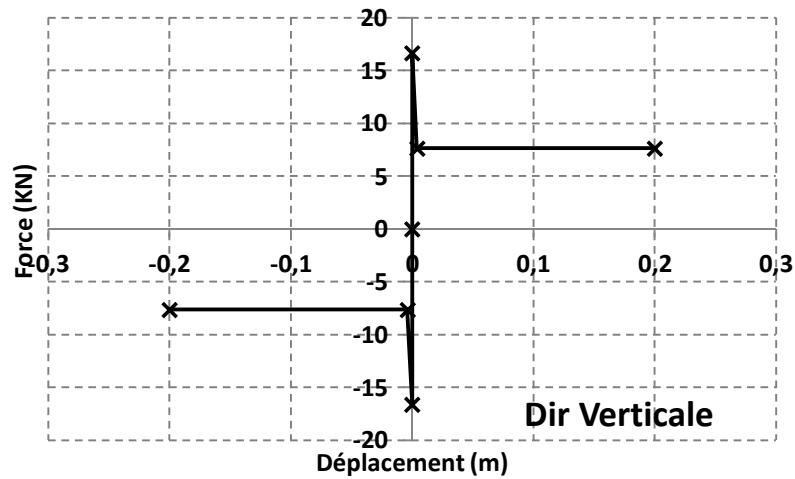


Figure 4. 20: Loi de comportement du ressort de cisaillement glissant. Direction Verticale.

4.5 Résultats : Comparaison et Interprétations

Les résultats numériques de l'analyse statique non linéaire sont comparés avec l'enveloppe expérimentale des courbes d'hystérésis du spécimen. La figure 4.21 montre les deux courbes enveloppes expérimentales dans chaque direction de chargement.

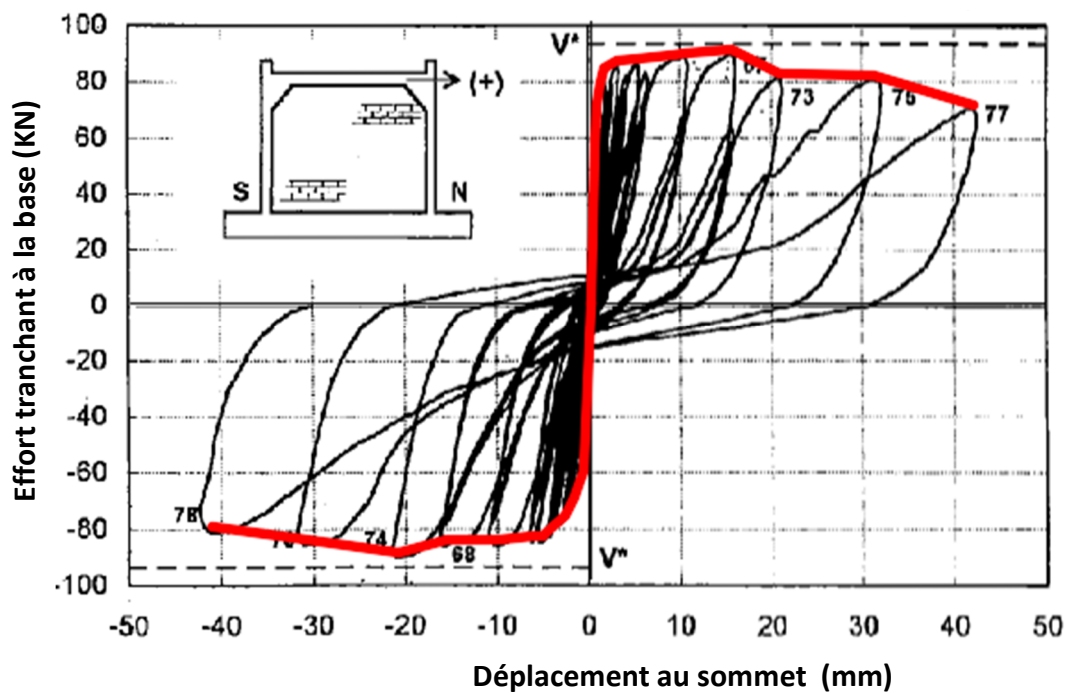


Figure 4. 21: Expérimental : Enveloppes des courbes expérimentales du spécimen étudié.

Les deux courbes enveloppes sont quasiment identiques l'une à l'autre. On choisit celle qui correspond à la direction positive de chargement pour la comparer avec la courbe numérique. La figure 4.22 montre une superposition graphique des deux courbes expérimentale et numérique.

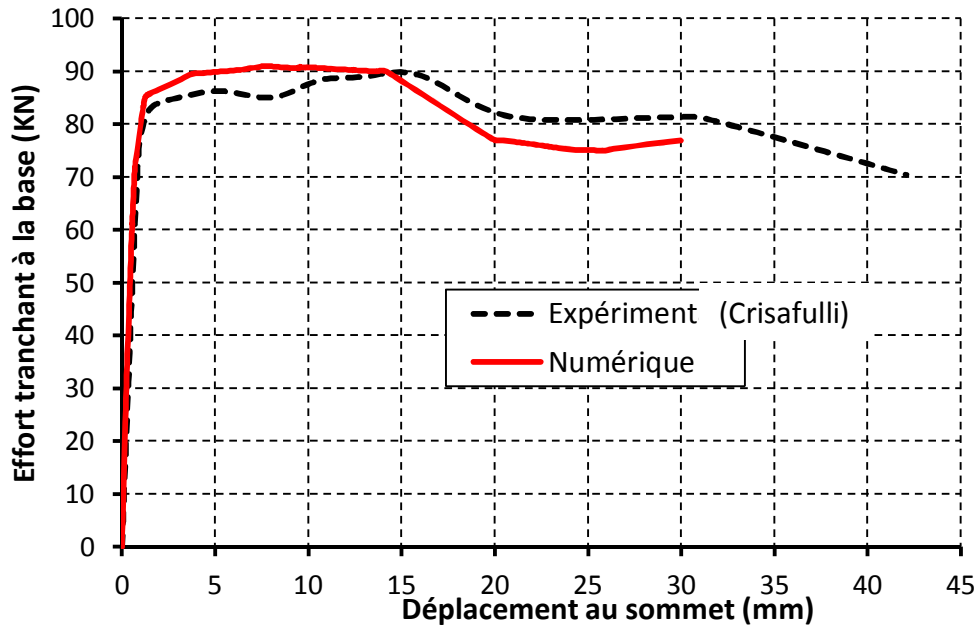


Figure 4. 22: Comparaison entre la courbe numérique et la courbe expérimentale.

La figure 4.22 montre qu'il y a une bonne convergence entre les résultats numériques et expérimentaux sur toute la plage des déplacements. La figure 4.23 montre les différences entre l'effort tranchant à la base numérique et expérimental exprimées en pourcentages. ($\text{Diff} (\%) = (\text{Exp} - \text{Num}) / \text{Exp} \times 100$).

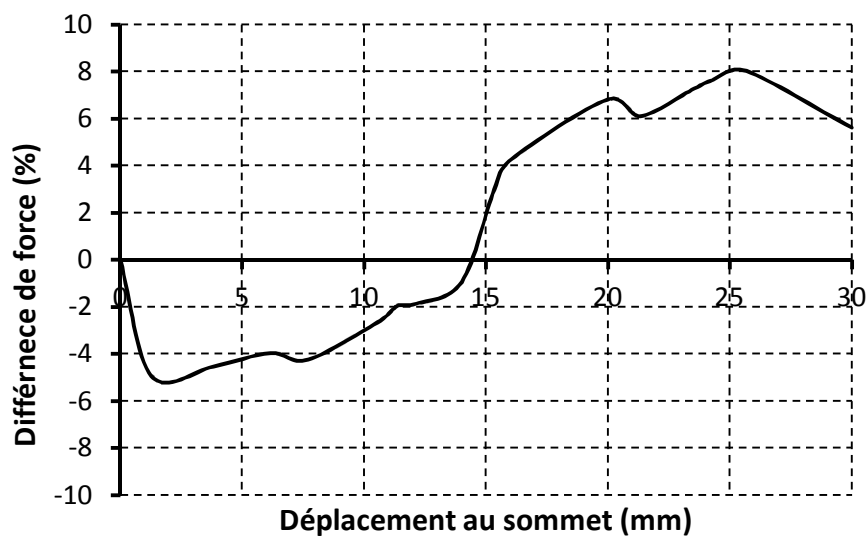


Figure 4. 23: Différence en (%) entre les résistances numériques et expérimentales.

La courbe de la figure 4.23 montre que la différence entre les résultats numériques et expérimentaux fluctue entre -5 % et 6 % sur toute la gamme de déplacement latéral. Une valeur maximale de 8% est enregistrée à un déplacement latéral de 25 mm. Ceci constitue une solide validation du modèle numérique proposé surtout avec le maillage raffiné adoptée pour le remplissage en maçonnerie.

Le tableau 4.4 montre les résultats de la résistance et de la rigidité obtenues numériquement et comparées avec les caractéristiques expérimentales du spécimen :

Tableau 4. 4: Résistance et rigidité numériques vs expérimentales.

	Résistance (KN)	Rigidité (KN/mm)
Expérimental (Crisafulli)	89,38	83,40
Numérique	90,80	89,21
Différence (%)	1,56	6,51

Le tableau 4.4 indique que la simulation numérique en utilisant le modèle proposé peut fournir de bons résultats des principaux paramètres définissant le comportement dynamique d'une structure en BAMR qui sont la résistance (ou effort tranchant à la base) et la rigidité.

Les résistances expérimentale et numérique ne sont pas obtenues au même déplacement latéral. La force maximale numérique est obtenue à 10 mm de déplacement latéral mais celle expérimentale est obtenue à un déplacement latéral de 15 mm. Ceci indique la difficulté d'obtenir une bonne convergence de tous les paramètres du modèle numérique du BAMR.

Le déplacement latéral maximum du modèle numérique est 30 mm et celui de l'expérimental est de l'ordre de 42 mm. À cause de problème de convergence, l'analyse numérique du système est interrompue à 30 mm de déplacement. Ceci n'a pas de grandes conséquences car la valeur de 30 mm de déplacement latéral correspond à la phase de dégradation importante du spécimen. (drift de 2,00 %) [92].

Numériquement, la phase élastique parfaite du cadre est très courte. La première incursion dans le domaine post-élastique est enregistrée à un déplacement latéral de 1,20 mm (drift=0,06%). La figure 4.24 montre la déformée numérique du cadre BAMR à ce stade.

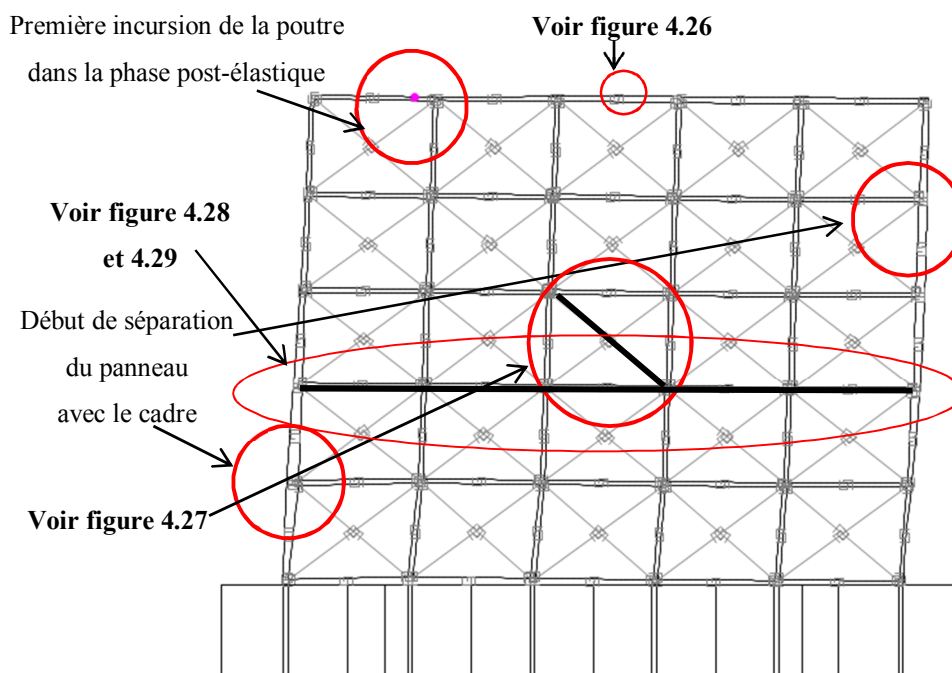


Figure 4. 24: Numérique : Début de plastification dans la poutre supérieure, Début de séparation du panneau avec le cadre, Plastification des ressorts horizontaux à mi-hauteur du panneau ($\delta= 1.20$ mm, drift =0.06%).

Le modèle numérique montre que la première fissuration aux éléments en béton armé (phase de béton fissuré) est localisée à l'extrémité de la poutre supérieure. Aux angles du cadre, un détachement de la maçonnerie par rapport au cadre en béton armé est constaté. C'est le début de formation de mécanisme de cisaillement en (X) mais dans une seule direction (chargement statique monotonique).

Les constatations expérimentales sont quasiment similaires aux constatations numériques. À un déplacement latéral de 1,60 mm (drift =0.08%) des micro-fissures sont constatées aux pieds des poteaux et aux extrémités de la poutre supérieure. Dans le panneau de remplissage en maçonnerie, une fissure horizontale est enregistrée séparant la partie supérieure du panneau de maçonnerie de la partie inférieure de la poutre supérieure. En outre, une fissure horizontale en escalier est développée au milieu du panneau. Les constatations expérimentales ainsi citées sont illustrées dans la figure 4.25.

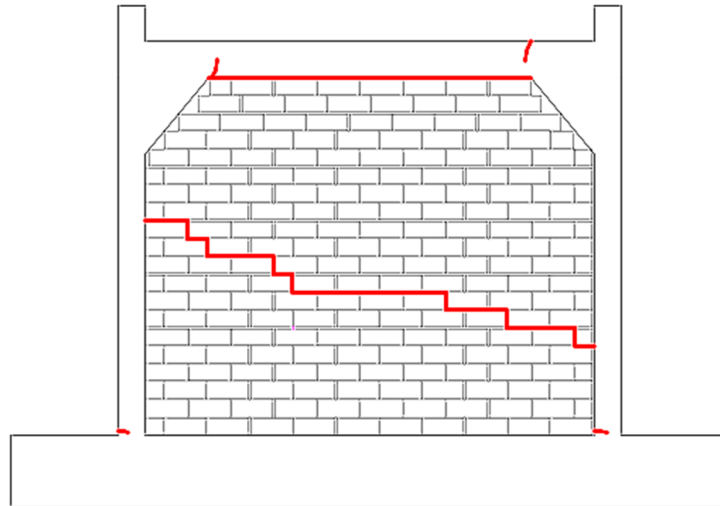


Figure 4. 25: Expérimental : Micro fissures aux pieds des poteaux, Micro fissures aux extrémités de la poutre supérieure, Fissure de séparation de la partie supérieure du panneau et de la poutre, Fissure horizontale en escalier au milieu du panneau. ($\delta= 1.60$ mm, drift =0.08%).

Notons qu'on s'intéresse seulement des fissures et les dégradations expérimentales du chargement dans une seule direction.

La courbe de la figure 4.26 montre la variation de l'effort tranchant interne dans le ressort d'interface (au milieu du cadre) reliant la poutre supérieure avec le panneau de remplissage en maçonnerie.

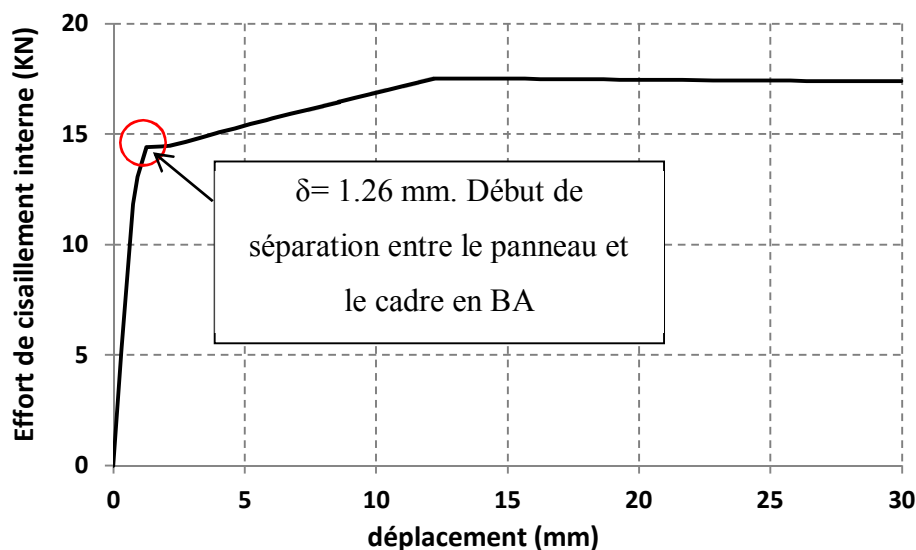


Figure 4. 26: Numérique : Variation de l'effort de cisaillement interne dans l'élément d'interface entre la poutre et le panneau en maçonnerie. ($\delta= 1.26$ mm, drift =0.063%).

Le début de plastification du ressort reliant la partie inférieure de la poutre avec le panneau en maçonnerie est atteint à un déplacement latéral de 1,26mm. Ceci est proche de ce qui est constaté expérimentalement où la fissure de séparation au même endroit apparaît à un déplacement latéral de 1,60 mm.

La courbe de figure 4.27 montre qu'à un déplacement latéral de 1.83 mm (drift = 0,09%), le ressort diagonal situé au milieu du panneau en maçonnerie atteint sa limite de compression. C'est une indication d'une formation d'un mécanisme de rupture en cisaillement diagonal accompagné avec un glissement de la partie inférieure du panneau en maçonnerie.

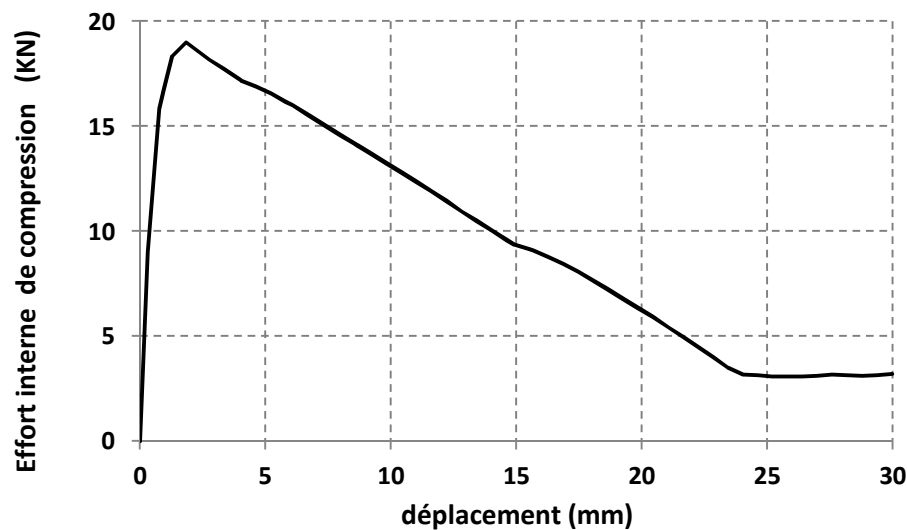


Figure 4. 27: Numérique : Variation de l'effort de compression interne dans l'élément au milieu du panneau en maçonnerie. ($\delta= 1.83$ mm, drift =0.09%).

La figure 4.28 montre l'emplacement des ressorts de cisaillement horizontal glissant qui sont étudiés dans la suite de ce travail. Les résultats sont montrés dans la courbe de la figure 4.29.

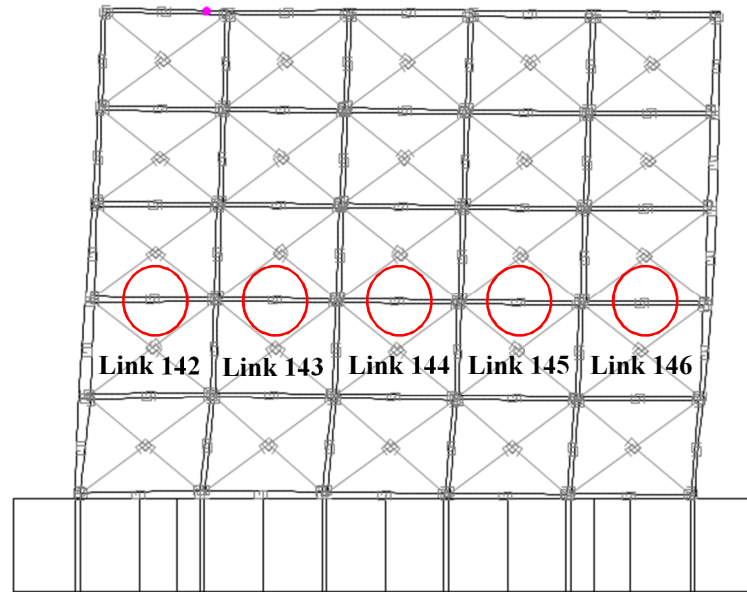


Figure 4. 28: Emplacement des ressorts de cisaillement glissant étudiés.

La courbe de la figure 4.29 montre la variation de l'effort de cisaillement glissant interne dans les ressorts situés à mi-hauteur du cadre en BAMR.

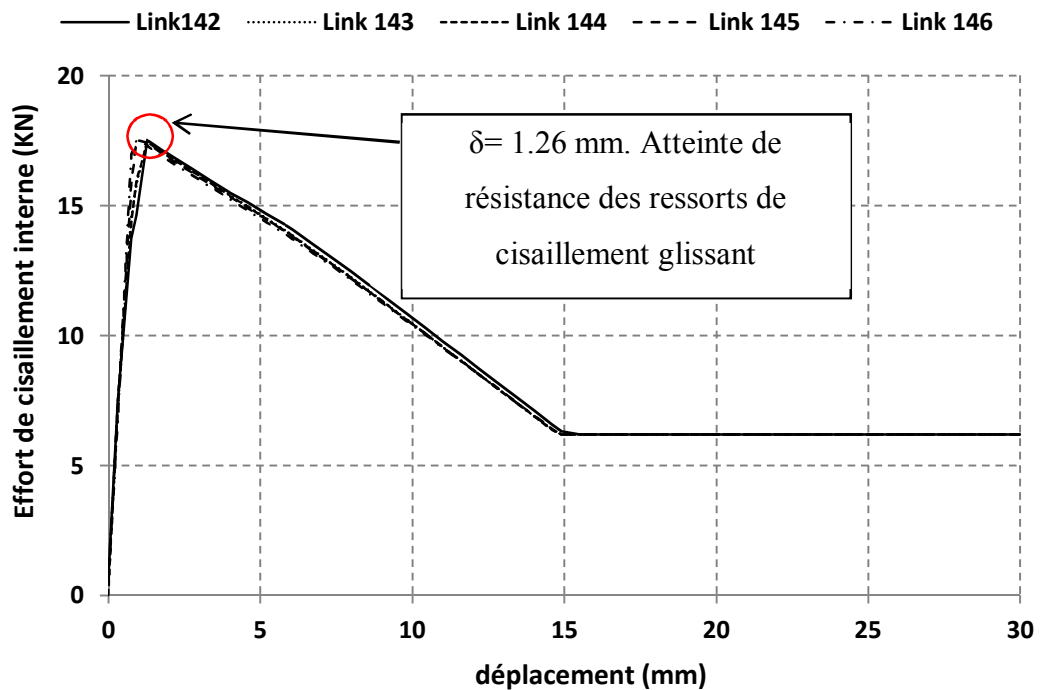


Figure 4. 29: Numérique : Variation de l'effort de cisaillement interne horizontal à mi-hauteur du panneau en maçonnerie.

On constate que la résistance maximale de tous les ressorts de cisaillement horizontal à mi-hauteur du panneau de remplissage est atteinte presque au même déplacement latéral de 1,26 mm (drift= 0,06 %). Ceci est expliqué par la formation d'un mécanisme de rupture par cisaillement glissant à mi-hauteur du panneau et qui est très proche du résultat expérimental où le même mécanisme est constaté à un déplacement latéral de 1,60 mm. (Drift=0,08%). Voir figure 4.25.

Les résultats numériques et expérimentaux sont en bonne concordance sur l'apparition des premières petites fissures dans le panneau en maçonnerie. Ces fissures ne reflètent pas un véritable signe d'endommagement du BAMR car le panneau en maçonnerie présente encore une réserve de résistance de même, les éléments du cadre en béton armés sont pratiquement intacts.

Numériquement, la première fissuration dans les poteaux est constatée à un déplacement latéral de 3.88 mm (drift de 0,19%) au pied du poteau droit. Voir la figure 4.30. C'est à ce stade qu'on constate une dégradation importante de la rigidité latérale du BAMR . Voir Figure 4.22.

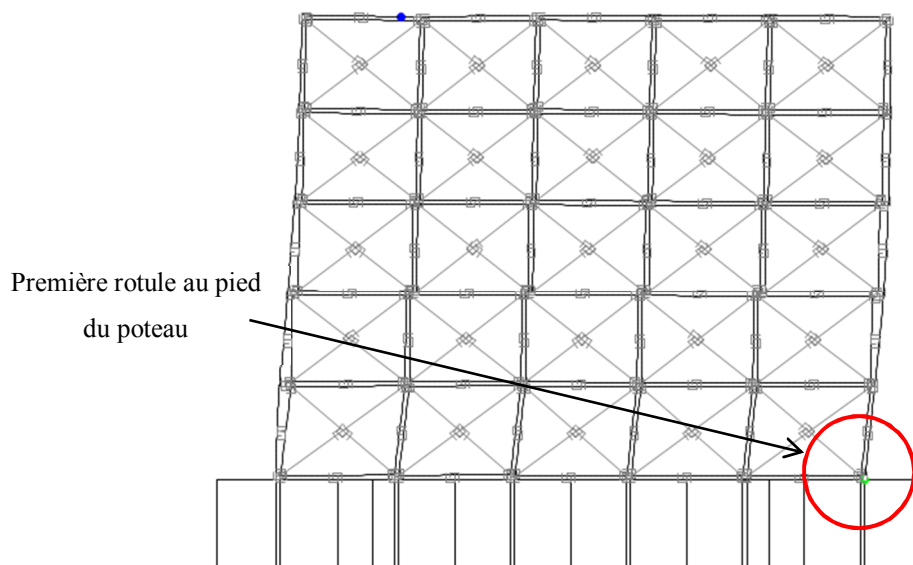


Figure 4. 30: Numérique : Première rotule plastique au pied du poteau droit. ($\delta= 3.88$ mm, drift =0.19%)

La figure 4.31 illustre l'allure et les valeurs du moment fléchissant du BAMR à ce stade de déplacement.

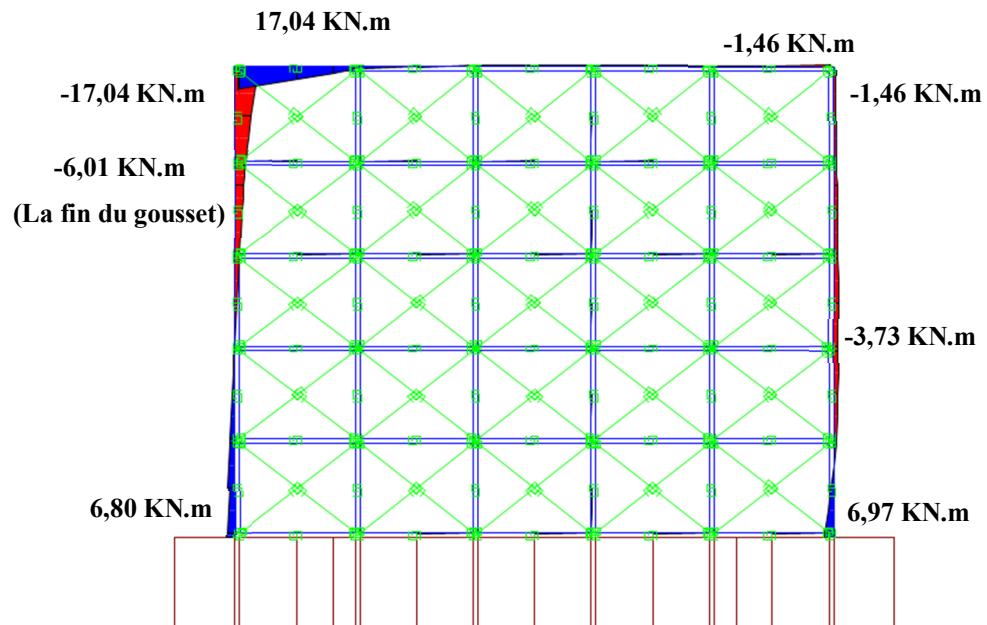


Figure 4. 31: Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA. ($\delta= 3.88$ mm, drift =0.19%)

Les valeurs du moment aux extrémités des poteaux sont presque similaires (6,97 KN.m au pieds des poteaux et 6,01 KN.m à la tête du poteau gauche). Mais la première plastification est constatée à la base car le ferrailage adopté à la partie haute du poteau est supérieure à celui de du pied du poteau. Ce choix de ferrailage est justifié pour favoriser un mécanisme de rupture ductile en basculement du BAMR dans son plan.

En outre, la valeur 17,04 KN.m du moment de correspond à la partie du gousset considérée parfaitement élastique. Comme hypothèse dans le modèle, toute plastification possible doit situer hors zone rigidifiée par les goussets.

La deuxième rotule au pied du poteau gauche est constatée pratiquement dans le même déplacement latéral. (3,96 mm). Voir la figure 4.32 et 4.33.

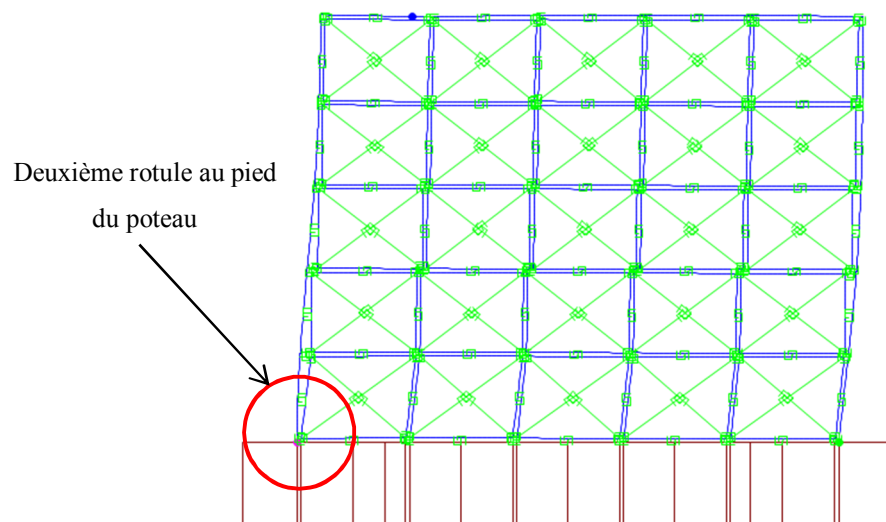


Figure 4. 32: Numérique : Deuxième rotule plastique au pied du poteau gauche. ($\delta= 3.96$ mm, drift =0.20%).

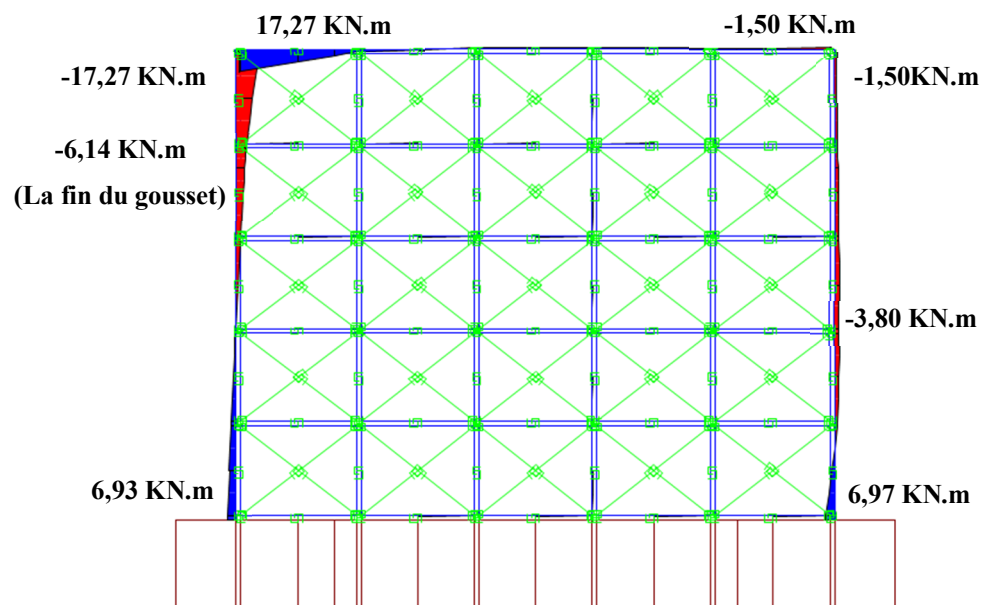


Figure 4. 33: Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA. ($\delta= 3.96$ mm, drift =0.20%)

À la tête du poteau gauche, la première incursion dans le domaine élasto-plastique est constatée à un déplacement latéral de 6,01 mm (Drift= 0,30 %). Puisque le comportement du gousset est considéré parfaitement élastique, la plastification se situe juste à son extrémité. Voir la figure 4.34 et 4.35 suivantes :

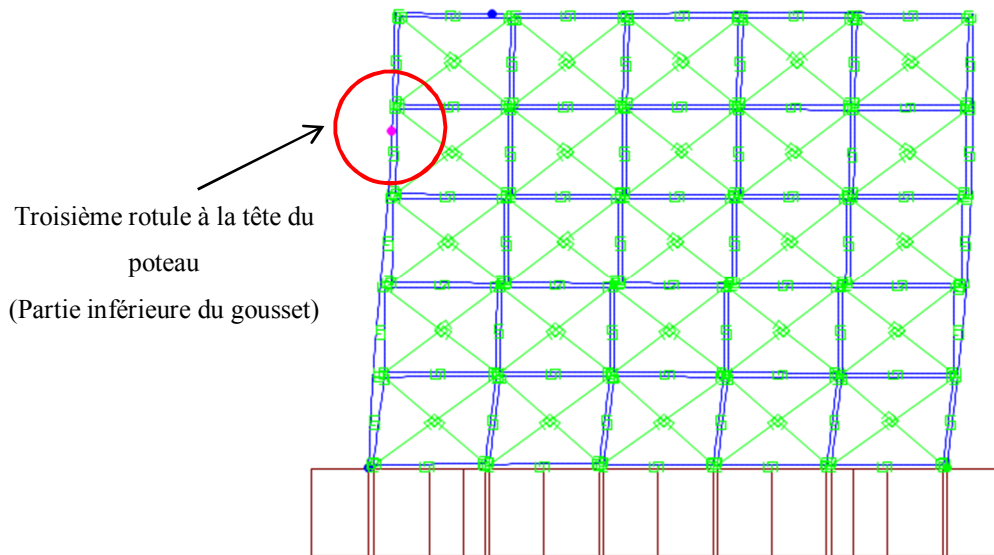


Figure 4. 34: Numérique : Troisième rotule plastique à la tête du poteau gauche. ($\delta= 6.01$ mm, drift =0.30%)

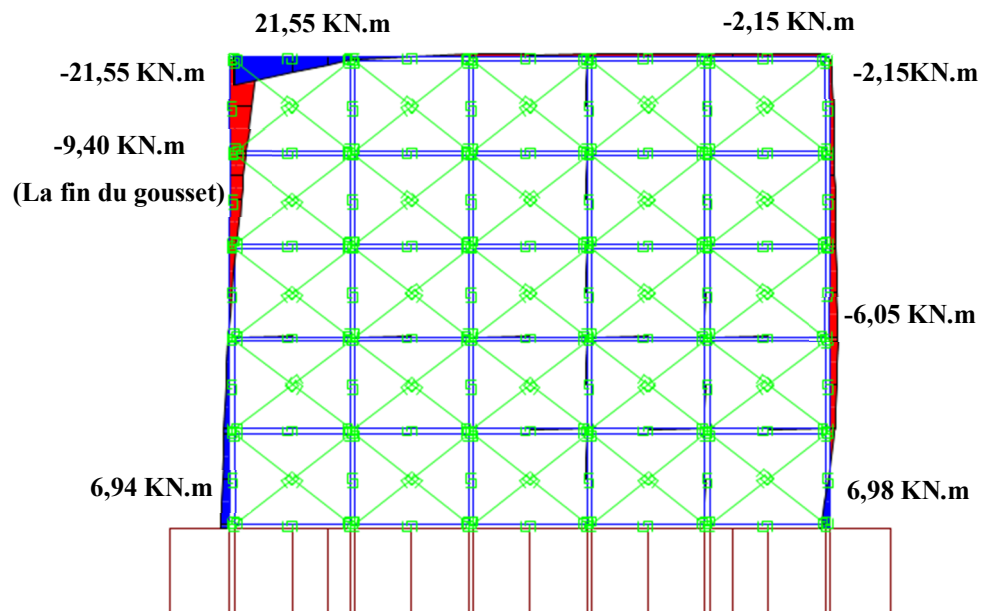


Figure 4. 35: Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA. ($\delta= 6.01$ mm, drift =0.30%).

Expérimentalement, au même déplacement latéral ($\delta = 6.01$ mm (drift = 0.30%)), des fissures sont repérées au niveau de la partie inférieure du gousset. Ces fissures sont issues de l'effet du moment de flexion combinée avec l'effort de traction axiale dans le poteau. La figure 4.36 montre l'état de dégradation du spécimen à ce niveau de déplacement.

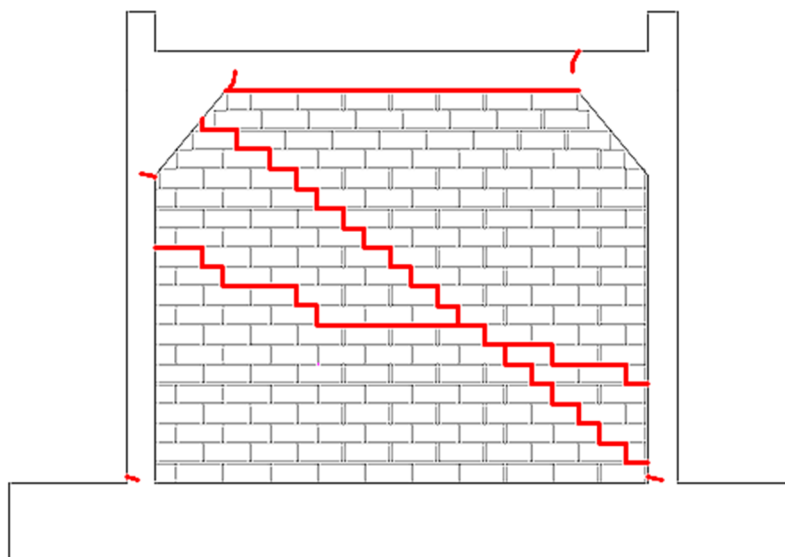


Figure 4. 36: Expérimental : - Fissures aux pieds des deux poteaux. Fissures à la tête du poteau gauche, Petites fissures verticales aux extrémités de la poutre supérieure, Fissure diagonale dans le panneau en maçonnerie. ($\delta = 6.00$ mm, drift = 0.3%).

La fissure diagonale apparaissant à ce déplacement latéral sur la maçonnerie indique clairement la formation d'un mécanisme de rupture en cisaillement diagonal du panneau. Ce mécanisme est couplé avec le précédent mécanisme en cisaillement glissant constaté au déplacement latéral $\delta = 1.60$ mm (drift = 0.08%).

Le mécanisme de rupture en cisaillement diagonal constaté à ce stade de déplacement est aussi constaté numériquement car c'est à ce stade de déplacement que la courbe de résistance du BAMR commence à se redresser horizontalement. Voir figure 4.22.

Pour expliquer l'atteinte de la résistance maximale du BAMR on étudie la variation des efforts interne de cisaillement au centre du panneau. La figure 4.37 montre l'emplacement des ressorts étudiés du cisaillement diagonal situant au centre du panneau et la figure 4.38 montre la variation des efforts internes dans ces éléments.

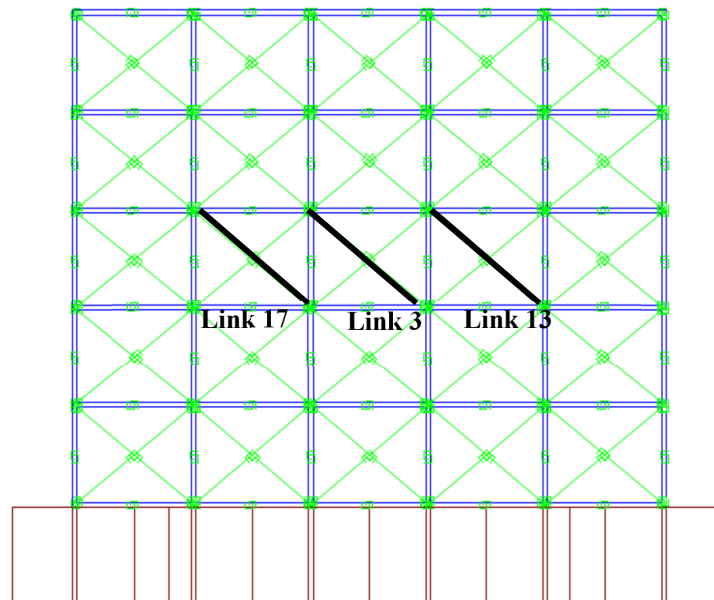


Figure 4. 37: Emplacement des ressorts étudiés.

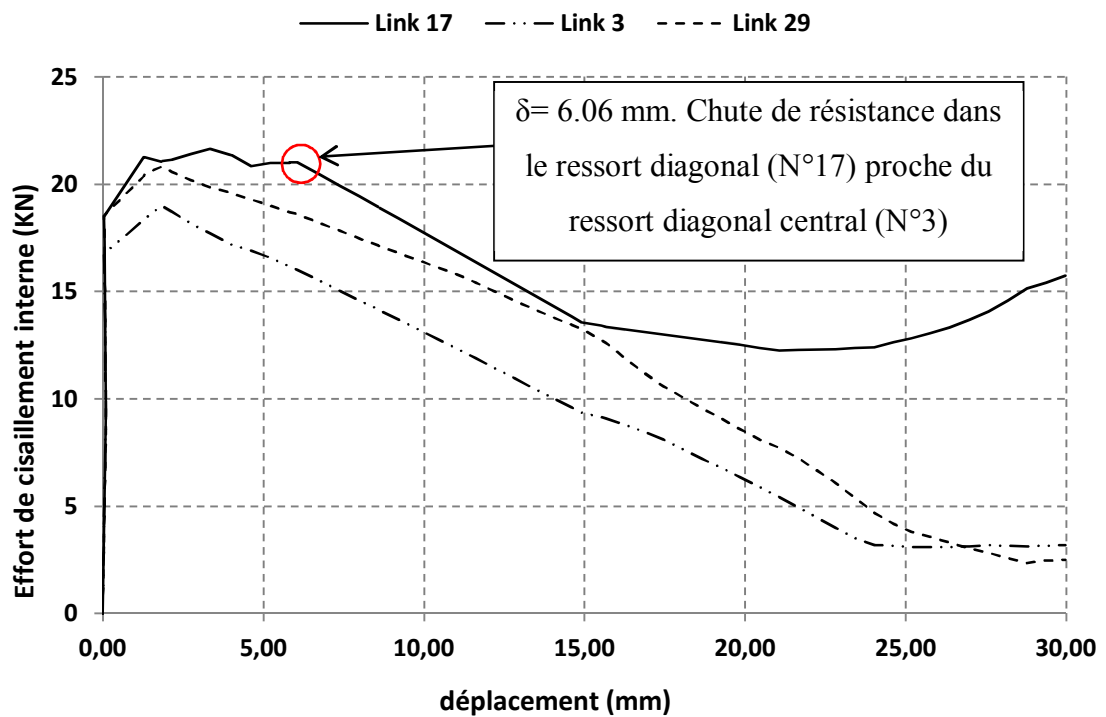


Figure 4. 38: Numérique : Variation de l'effort de cisaillement diagonal à mi-hauteur du panneau en maçonnerie.

La courbe de la figure 4.22 montre que la première dégression en résistance du BAMR est enregistrée à un déplacement latéral de 9,17 mm (drift = 0,46 %). À ce stade de déplacement latéral les rotules plastiques aux pieds des poteaux subissent des rotations proches de leurs rotations ultimes. Les figures 4.39 et 4.40 montrent la déformée et les efforts du moment fléchissant internes dans les éléments en béton armé.

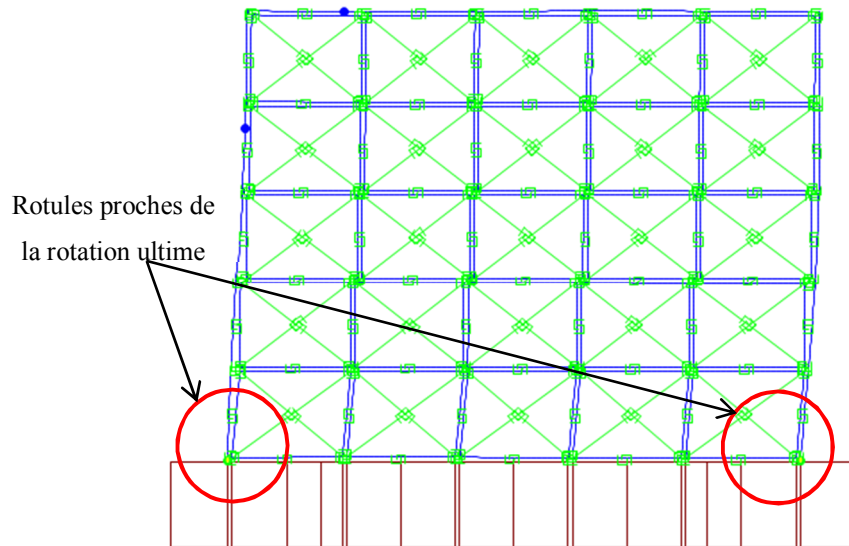


Figure 4. 39: Numérique : Rotules aux pieds des poteaux atteignant une rotation proche de la rotation ultime. ($\delta= 9.17$ mm, drift =0.46%).

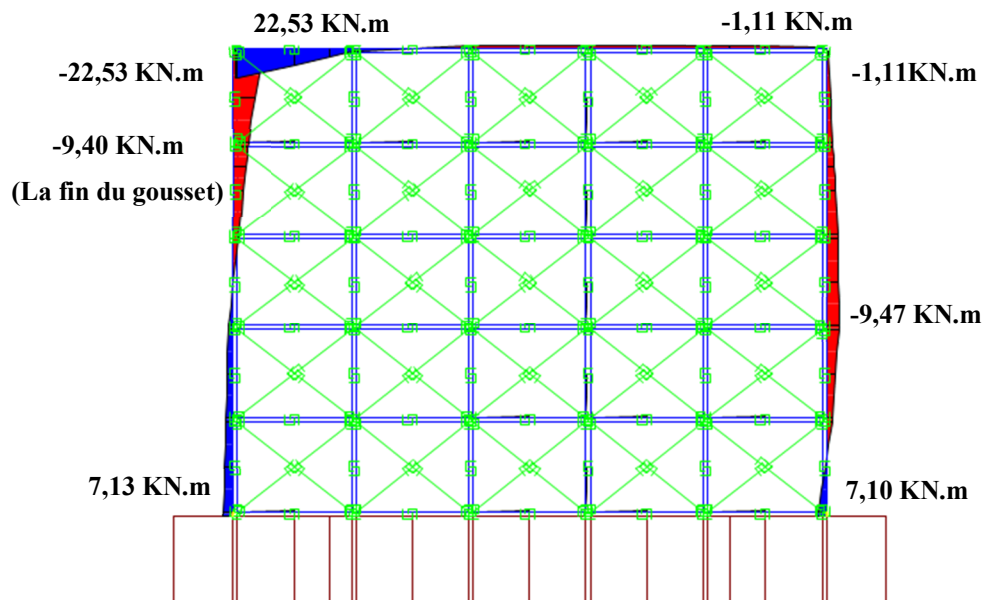


Figure 4. 40 : : Numérique : Moments fléchissant dans les éléments en BA. ($\delta= 9.17$ mm, drift =0.46%).

Au-delà du déplacement latéral 9,17 mm (drift = 0.46%), la dégradation en résistance du spécimen continue dégressivement jusqu'à sa limite ultime qui est atteinte à un déplacement latéral de 14,20 mm (Drift = 0,71 %) où on constate une chute de la résistance de 89,98 KN jusqu'à 77,23 KN enregistrée à un déplacement latéral de 20,00 mm (Drift = 1,00 %). Théoriquement c'est la rupture du spécimen. À ce stade de déplacement latéral, on constate l'atteinte de la limite plastique à la tête du poteau au niveau de la section immédiatement sous le gousset. Voir la figure 4.41. L'état d'effondrement avancé du spécimen est montré dans la figure 4.42.

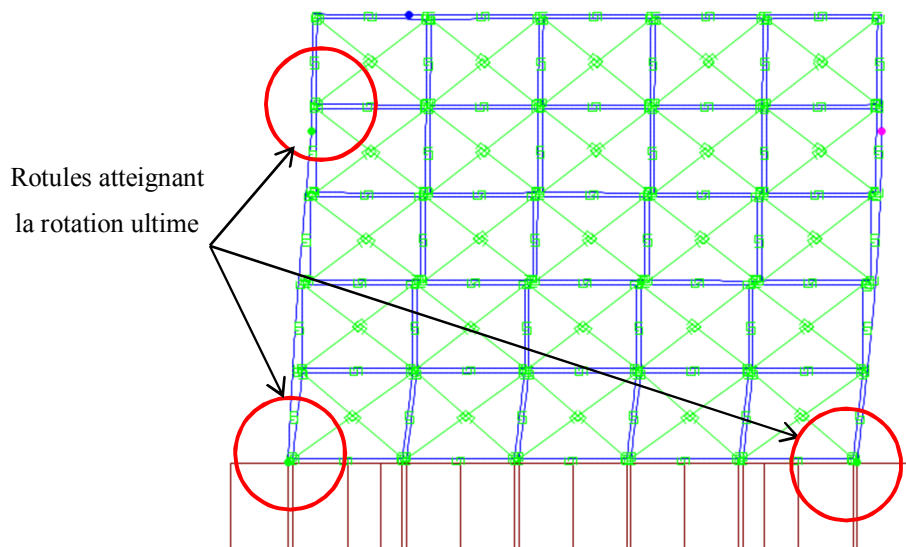


Figure 4. 41: Numérique : Rotules atteignant la rotation ultime. ($\delta = 20.00$ mm, drift = 1.00%).

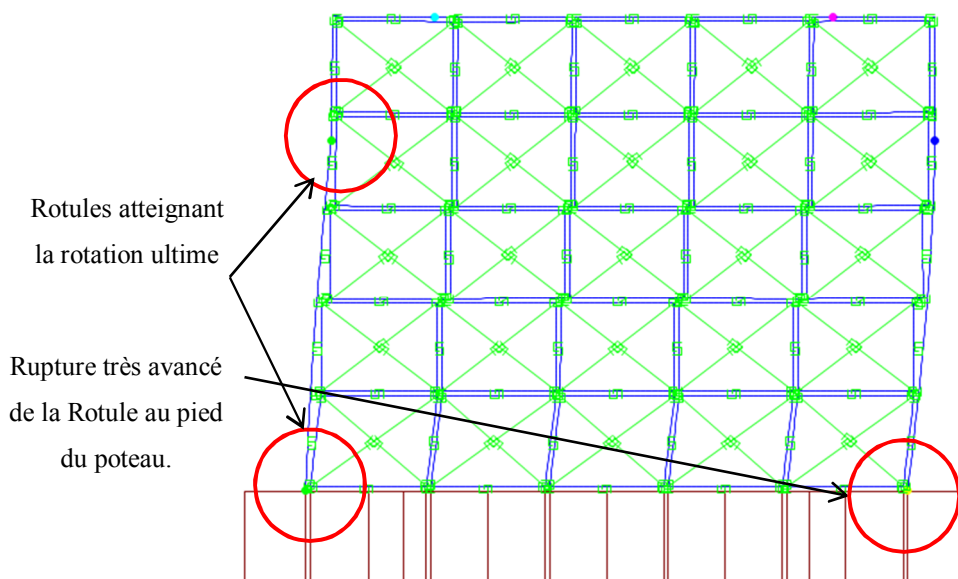


Figure 4. 42: Numérique : Rupture très avancée du cadre. ($\delta = 30.00$ mm, drift = 1.50%).

Expérimentalement, Malgré le spécimen a atteint un déplacement latéral de 40 mm mais l'état de dommage (considéré comme état de rupture) du panneau est atteint réellement à un déplacement latéral de 30.00 mm (Drift = 1.50 %). Ceci est très proche du résultat numérique. La figure 4.43 montre l'état de dommage du spécimen à ce stade de déplacement latéral où on constate clairement :

- Sur le panneau en maçonnerie : mécanisme de rupture en cisaillement diagonal associé avec un cisaillement glissant au milieu du panneau.
- Sur le cadre en béton armé : Plastification aux pieds des poteaux, tête du poteau au droit de la section immédiatement sous le gousset avec l'apparition de petites fissures dans les extrémités de la poutre et diagonalement au gousset.

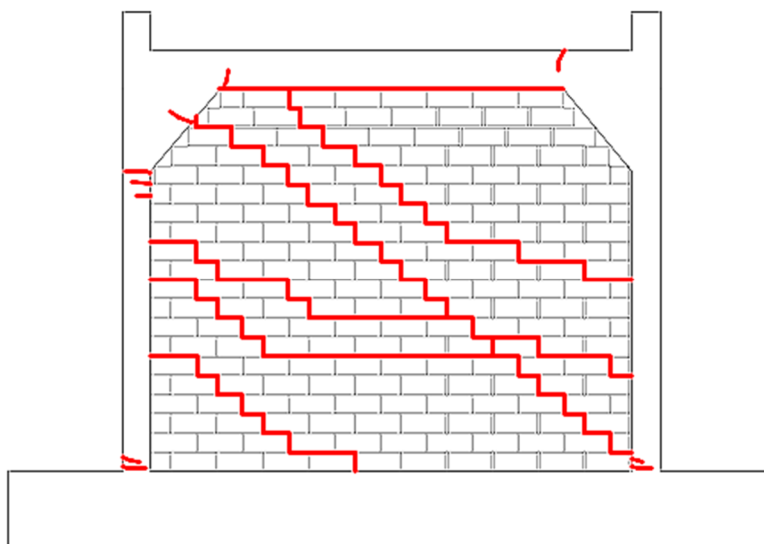


Figure 4. 43: Expérimental : État de rupture du spécimen. ($\delta = 30.00$ mm, drift = 1.50%).

Malgré l'état avancé de dégradation du spécimen, le gousset n'a pas subi de graves fissures sauf quelques micros fissures apparaissant à ces extrémités. Les fissures importantes se situent dans le poteau et dans la poutre hors la zone renforcée par le gousset. Voir la figure 4.44. Ceci soutient l'hypothèse de base de considérer un comportement élastique des goussets dans l'analyse statique non linéaire du cadre en BAMR.

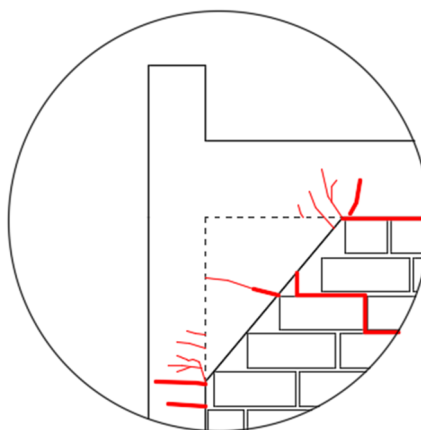


Figure 4. 44: Expérimental : Fissures et micros fissures dans le gousset.
($\delta= 40.00$ mm, drift =2.00%).

Le drift maximum imposé à ce spécimen est largement supérieur aux valeurs typiques mesurées dans des tests similaires (Alcocer et Meli .1993) [120] et Aknouche, Airouche and Bechtoula. 2019) [121] ou recommandées par certains projets (Vintzeleou et Tassios.1989) [122] qui varient entre 0,4 à 0,6 %.

4.6 Influence des goussets sur le comportement des cadres en BAMR

Les résultats expérimentaux et numériques sur le spécimen étudié montrent des avantages importants de l'emploi des goussets sur le comportement global du cadre en BAMR. Dans ce qui suit, on s'intéresse à détailler l'effet des goussets sur chaque composant structural du cadre en BAMR. Principalement on clarifie l'effet des goussets sur le cadre en deux points essentiels : Son effet sur le cadre en béton armé et Son effet sur le panneau de remplissage en maçonnerie.

4.6.1 Effet des goussets sur le cadre en béton armé

La présence des goussets a augmenté la résistance latérale et la rigidité à la flexion du cadre en béton armé en réduisant la longueur flexible correspondant aux poteaux. Les longueurs flexibles correspondant au cadre vide sans et avec goussets sont égales à 2,00 m et 1.57 m respectivement. Soit une réduction de longueur de l'ordre de 21,5 %. Voir la figure 4.45.

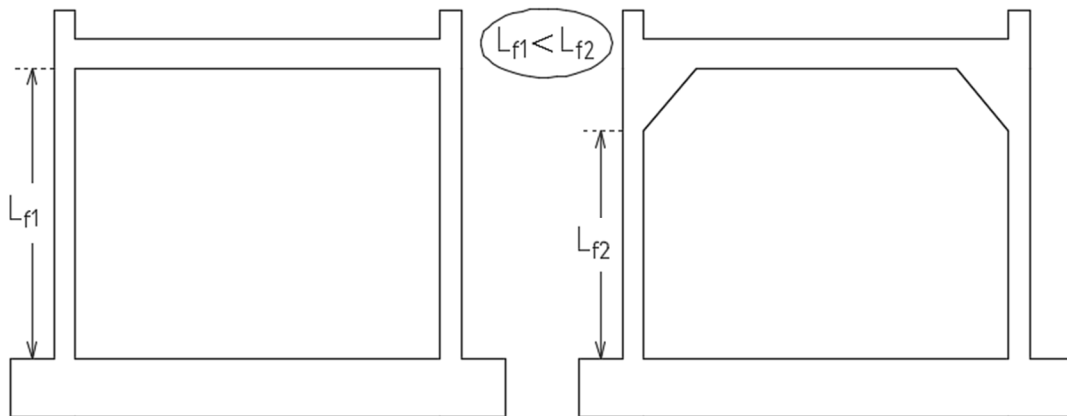


Figure 4. 45: Longueur flexible des poteaux en présence des goussets.

La réduction de 21,5 % de hauteur peut augmenter considérablement (plus de 70 %) la rigidité latérale initiale du cadre en béton armé. Ce résultat est confirmé par les résultats numériques présentés ci-après.

Les courbes numériques de capacité correspondant aux cadres sans remplissages avec et sans goussets sont présentées dans le graphe de la figure 4.46.

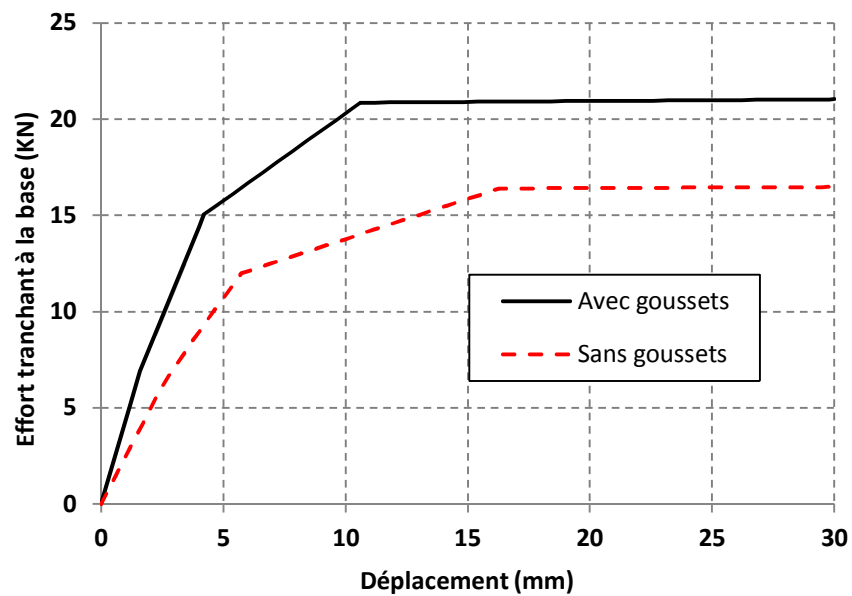


Figure 4. 46: Numérique : Courbes de capacité du cadre vide. « Sans et avec goussets »

Le tableau 4.5 montre les principaux résultats de l'effet des goussets sur la résistance et la rigidité initiale à la flexion et la résistance latérale du cadre en béton armé.

Tableau 4. 5: Numérique : influence des goussets sur les caractéristiques mécaniques du cadre vide en béton armé.

	Sans goussets	Avec goussets	Taux d'augmentation (%)
Rigidité initiale (KN/mm)	2,472	4,361	76,42
Résistance latérale (KN)	16,48	21,03	27,61

Les résultats du tableau 4.5 précédent montrent que les goussets contribuent considérablement dans l'amélioration de la résistance et la rigidité à la flexion du cadre en béton armé. Les goussets rigidifient les nœuds poteaux-poutres ce qui permet de limiter la séparation du cadre avec le panneau de remplissage en maçonnerie.

L'autre avantage des goussets c'est qu'ils protègent le nœud poteau-poutre vis-à-vis l'action de cisaillement de la bielle fictive diagonale en présence de la maçonnerie. La figure 4.47 suivante montre l'endommagement du nœud poteau-poutre du spécimen de l'Unité1 conçu sans goussets. Le cadre BAMR s'est rompu sous l'action de cisaillement de la bielle diagonale en maçonnerie en un mécanisme défavorable qui n'assure pas le transfert des efforts latéraux vers le panneau de remplissage en maçonnerie.

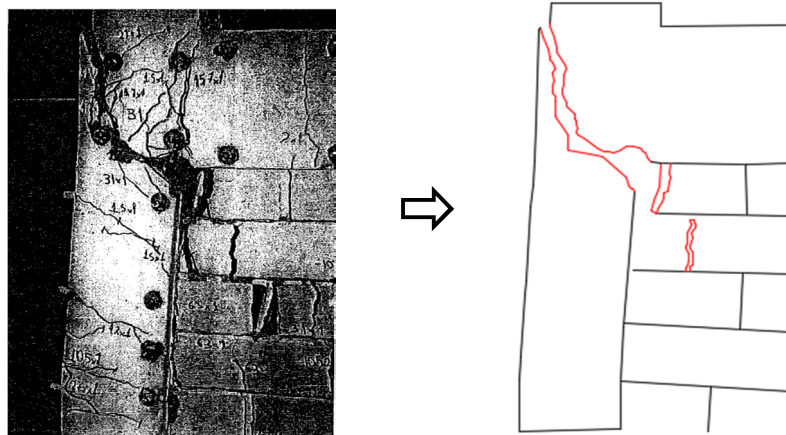


Figure 4. 47: Expérimental : Unité 1 (Sans goussets) Rupture prématurée du nœud poteau-poutre par cisaillement.

Dans le spécimen de l'unité 2 (En présence des goussets), les endommagements de flexion se situent dans les zones hors goussets de la poutre et du poteau. Les goussets restent intacts sans fissures importantes jusqu'à la fin de l'essai. Voir la figure 4.43 et 4.44.

4.6.2 Effet des goussets sur le remplissage en maçonnerie

La maçonnerie de remplissage présente une participation importante dans les caractéristiques mécaniques des cadres en BAMR. Son influence s'accroît en présence des goussets en termes de résistance, de rigidité et de capacité d'absorption de l'énergie sous excitations latérales (Principalement d'origine sismique). Pour déduire la contribution des goussets dans l'amélioration du comportement des cadres en BAMR, une comparaison des résultats numériques est faite sur deux exemples sans et avec goussets.

Dans l'exemple du cadre en BAMR sans goussets, et en absence de résultats expérimentaux, on se contente des résultats numériques en employant le modèle numérique proposé dans notre étude.

La figure 4.48 montre les deux courbes de capacité obtenues numériquement correspondant aux cadres en BAMR avec remplissage sans et avec goussets.

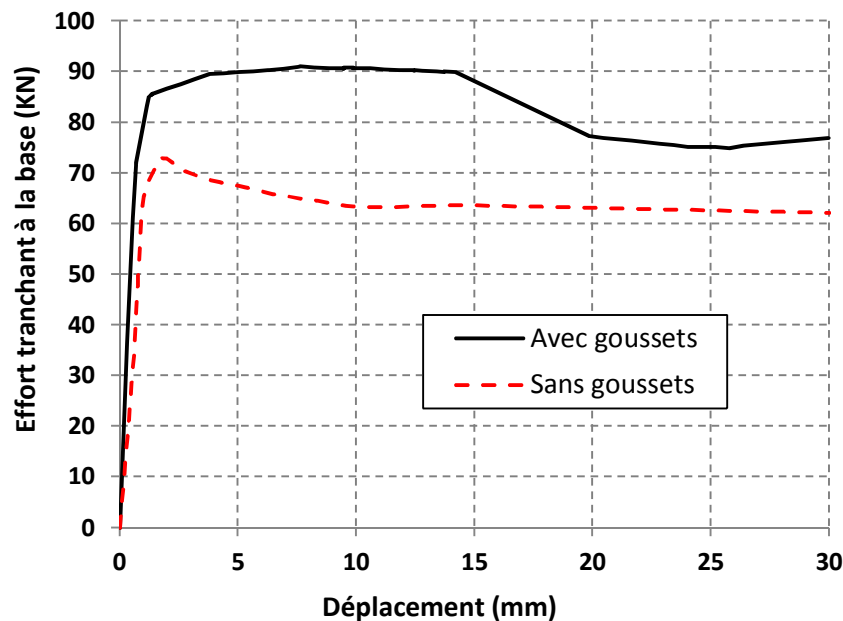


Figure 4. 48: Numérique : Courbes de capacité du cadre avec remplissage en maçonnerie.

« Sans et avec goussets »

Pour déduire la contribution du remplissage en maçonnerie dans le cadre en BAMR en terme de résistance, on fait la différence entre la résistance maximale du cadre avec remplissage et la résistance maximale du cadre vide. La même procédure est faite pour déduire l'effet du remplissage en maçonnerie en terme de rigidité à la flexion. Les résultats sont résumés dans les tableaux 4.6 et 4.7 suivants :

Tableau 4. 6: Numérique : Influence des goussets en terme de Résistance. (KN).

	<i>Avec remplissage</i>	<i>Sans remplissage</i>	<i>Différence</i>	<i>Taux d'augmentation (%)</i>
<i>Résistance Avec goussets</i>	91,03	21,03	70	24,00
<i>Résistance Sans goussets</i>	72,93	16,48	56,45	

Tableau 4. 7: Numérique : Influence des goussets en terme de rigidité latérale. (KN.mm).

	<i>Avec remplissage</i>	<i>Sans remplissage</i>	<i>Différence</i>	<i>Taux d'augmentation (%)</i>
<i>Rigidité Avec goussets</i>	89,20	3,88	85,32	75,30
<i>Rigidité Sans goussets</i>	51,01	2,34	48,67	

Les deux tableaux 4.6 et 4.7 montrent que les goussets contribuent considérablement dans l'augmentation de la capacité du remplissage en maçonnerie en résistance et en rigidité latérale. Le taux d'augmentation en rigidité est plus important que celui en résistance car ils ne sont pas calculés aux mêmes déplacements latéraux. (La rigidité maximale est calculée dans les premiers pas de déplacement-phase élastique-).

Les goussets servent à augmenter la largeur de la bielle diagonale et répartir les contraintes de compression appliquées diagonalement dans le panneau. La conséquence est l'amélioration de la capacité de résistance latérale caractéristique du panneau en maçonnerie. La figure 4.49 schématise l'effet des goussets sur la largeur de la bielle fictive du remplissage en maçonnerie.

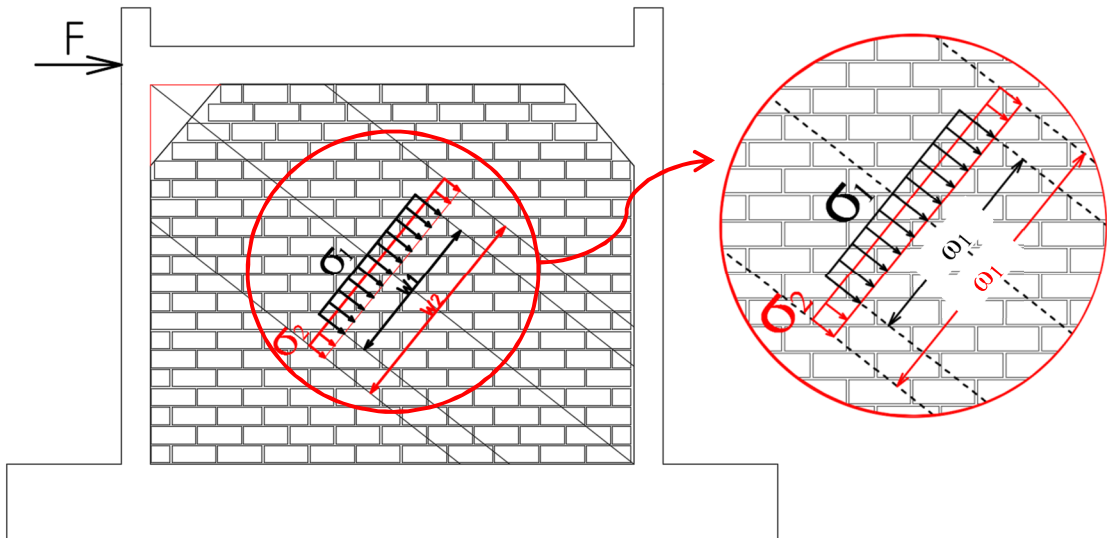


Figure 4. 49: Effet du gousset sur la largeur de la bielle fictive diagonale.

Avec :

- σ_1 et σ_2 : Contrainte de compression diagonale dans le cas de cadre en BAMR sans et avec goussets respectivement ;
- ω_1 et ω_2 : Largeur de la bielle diagonale dans le cas de cadre en BAMR sans et avec goussets respectivement.

Pour l'évaluation théorique de la largeur de la bielle équivalente « ω » du cadre en BAMR on utilise deux types de formules : Formules utilisées dans le domaine des petits déplacements et Formules utilisées dans le domaine des grands déplacements. La première famille de formules théorique sert pour l'évaluation de la rigidité latérale du cadre en BAMR où il est recommandé d'utiliser les formules de Mainstone [82, 83] ou de Liauw et Kwan [95]. Pour les grands déplacements et dans le but de calculer la résistance latérale du cadre en BAMR, ce sont les formules Paulay et Priestley [97] ou de Holmes [76] qui sont recommandées. Voir chapitre 2.4.2.2.1 de ce travail.

- Phase des petits déplacements :

En utilisant la formule de Mainstone (Voir formule (2.8)), on obtient une largeur de la bielle égale à 0,31 m. Le tableau 4.8 récapitule le détail de calcul en utilisant la formule (2.8) de Mainstone.

Tableau 4. 8: Théorique : Largeur de la bielle équivalente ω d'après Mainstone.

Hauteur du cadre (m)	h	2,10
Hauteur du panneau (m)	h_m	2,00
Module d'élasticité de la maçonnerie (Mpa)	E_m	11550
Module d'élasticité du béton (Mpa)	E_c	25200
Epaisseur du panneau (m)	t	0,075
Angle diagonale du panneau (°)	θ	38,23
Largeur du poteau (m)		0,15
Hauteur du poteau (m)		0,2
Longueur de la diagonale (m)	d_m	3,214

Ic (m4) (Moment d'inertie du poteau)	I_c	0,0001
--------------------------------------	-------	--------

λ_h	5,34
<u>Largeur de la bielle ω (m)</u>	0,31

La figure 4.50 suivante montre que la formule de Mainstone surestime la valeur théorique de la largeur de la bielle. La valeur calculée numériquement est égale à 42 % de la valeur théorique estimée.

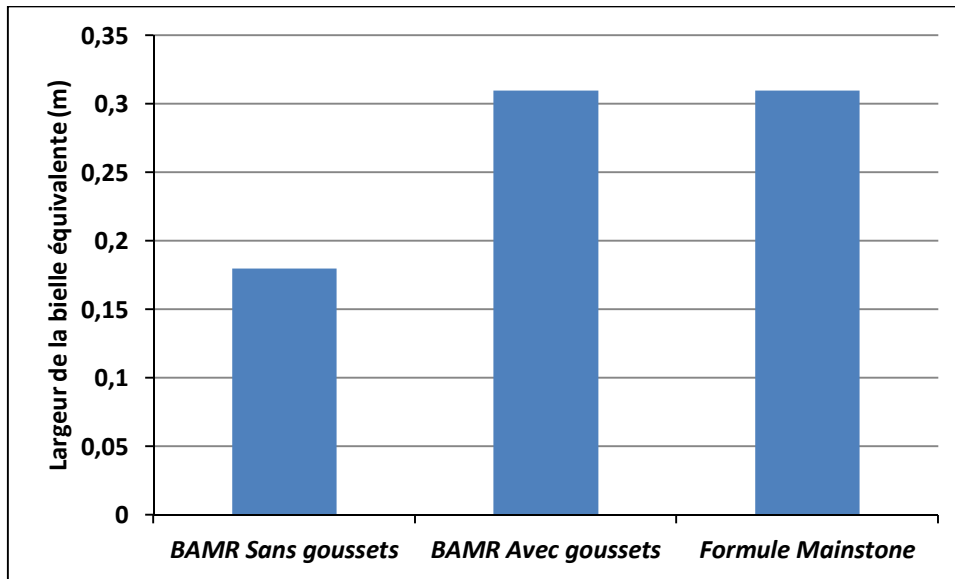


Figure 4. 50: Largeur de la bielle fictive diagonale dans le panneau en maçonnerie.
« Phase petits déplacements »

La figure 4.50 montre aussi que les goussets contribuent à l'augmentation de la largeur équivalente de la bielle de l'ordre de 72,22 % qui conduit à l'augmentation de la rigidité latérale du cadre en BAMR.

- Phase des grands déplacements :

Les deux tableaux 4.9 et 4.10 suivants montrent la largeur de la bielle équivalente calculée numériquement dans le cas de cadre en BAMR avec et sans goussets.

Tableau 4. 9: Numérique : Largeur de la bielle équivalente : BAMR sans goussets.

σ (Résistance à la compression diagonale de la maçonnerie) (KN/m ²)	1050
Épaisseur du panneau (m)	0,075
Force maximale dans le panneau (KN)	56,45
<u>Largeur de la bielle (m)</u>	0,72

Tableau 4. 10: Numérique : Largeur de la bielle équivalente : BAMR avec goussets.

σ (Résistance à la compression diagonale de la maçonnerie) (KN/m ²)	1050
Épaisseur du panneau (m)	0,075
Force maximale dans le panneau (KN)	70,00
<u>Largeur de la bielle (m)</u>	0,89

Dans la phase des grands déplacements, Paulay et Priestley [97] recommandent la formule théorique (2.16) pour évaluer la largeur de la bielle équivalente. Dans notre exemple la longueur diagonale du panneau $d_m=3,214\text{m}$. Donc $\omega=0,80\text{ m}$.

La figure 4.51 suivante montre une comparaison entre les valeurs de ω calculées numériquement dans le cas de cadre avec et sans goussets et la valeur calculée théoriquement :

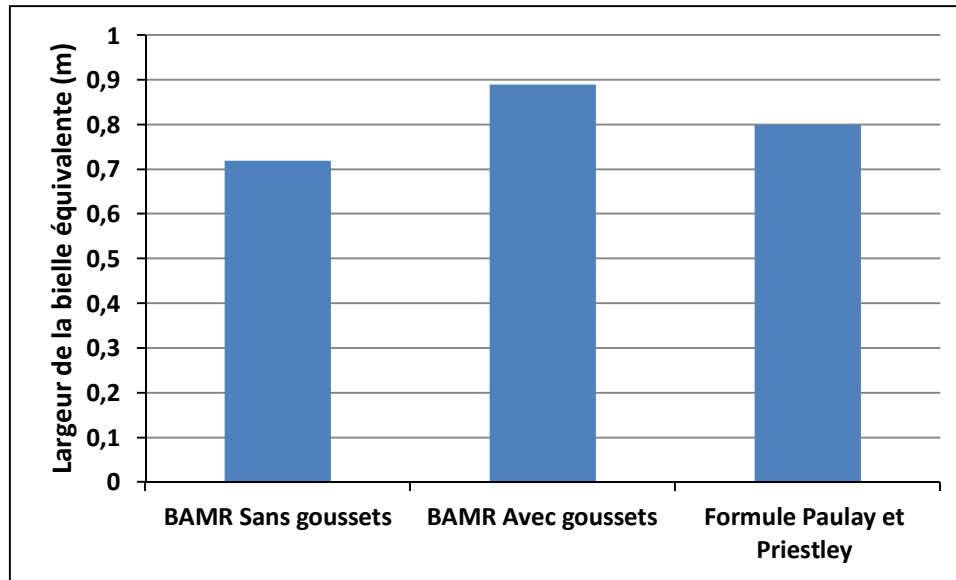


Figure 4. 51: Largeur de la bielle fictive diagonale dans le panneau en maçonnerie.
« Phase grands déplacement »

La figure 4.51 montre que la formule théorique de Paulay et Priestley donne une bonne approximation de la largeur de la bielle en comparant avec la valeur obtenue numériquement. La valeur numérique est égale à 90 % de la valeur théorique estimée. Les goussets contribuent à l'augmentation de la largeur équivalente de la bielle de l'ordre de 11,25% ce qui conduit à l'augmentation de la résistance latérale du cadre en BAMR. Expérimentalement, en présence des goussets, la dégradation en fissures est limitée car on remarque une propagation uniforme des petites fissures sur le remplissage en maçonnerie.

4.7 Conclusion

La présence des goussets dans le cadre en BAMR contribue considérablement dans l'amélioration de sa résistance et de sa rigidité car ils augmentent la largeur de la bielle fictive dans la maçonnerie. Les goussets constituent aussi une protection des nœuds vis-à-vis –à-vis de l'effort tranchant développé de la bielle qui permet d'éviter un mécanisme de rupture prématuré du cadre.

CHAPITRE 5 : INDICES DE PERFORMANCES DES CADRES EN BAMR

5.1 Introduction

Dans les chapitres précédents, on a présenté l'importance de l'effet des remplissages en maçonnerie dans les structures particulièrement en zone sismiques. Ces effets s'articulent principalement dans l'augmentation de la résistance, la rigidité et la capacité de dissipation de l'énergie de ce type de structures. Les remplissages en maçonnerie présentent un effet dominant dans le cadre en BAMR lorsqu'ils sont sollicités latéralement. Plusieurs essais expérimentaux indiquent que sa contribution peut atteindre plus de 70 % de la résistance latérale du cadre en BAMR [18, 38, 108]. L'évaluation de la performance des remplissages dans les cadres peut être faite approximativement par la détermination du mode de rupture probable du BAMR. Cette évaluation préliminaire est utilisée pour la détermination rapide des caractéristiques mécaniques des structures en BAMR [123-124]. Les méthodes exactes sont employées pour le calcul des caractéristiques mécaniques des BAMR en utilisant de micro-modèles ou de macro-modèles. La précision des résultats obtenus dépend du choix du modèle employé ainsi que de la représentativité des caractéristiques mécaniques attribuées aux matériaux. Après le choix du modèle numérique, il reste au concepteur de choisir une bonne conception assurant une performance optimale du cadre en BAMR. Pour cet objectif, des études paramétriques sur des séries de spécimens avec plusieurs configurations structurales sont effectuées [18, 48, 125]. Dans [125], la capacité latérale de chaque spécimen est calculée puis comparée avec la capacité latérale du cadre correspondant à fin d'étudier l'influence des ouvertures sur la performance des cadres en BAMR.

Dans cette partie, une nouvelle méthode pour l'évaluation de la performance des cadres en BAMR est présentée. Cette méthode est basée sur la détermination de certains coefficients appelés « Indices de performance ». L'indice de performance représente le rapport de participation du panneau en maçonnerie sur la capacité totale du cadre en BAMR en termes de résistance, de rigidité ou de dissipation d'énergie.

L'évaluation de la performance en utilisant la méthode des indices de performance est appliquée sur deux exemples. Le premier exemple correspond au spécimen similaire au celui de la première application de ce travail. Le deuxième correspond au spécimen en présence des goussets et qui a pour but de mettre en lumière l'apport des goussets sur la performance du cadre en BAMR en utilisant les indices de performance.

5.2 Méthode des Indices de Performance « IP »

L'évaluation des indices de performance d'un cadre en BAMR est basée sur l'hypothèse de la superposition d'effet du remplissage avec le cadre en béton armé à un déplacement latéral δ . Basant sur ce principe, l'indice de performance d'un cadre en BAMR est égal au rapport de l'effet du remplissage sur sa réponse globale. Cette hypothèse est valable lorsque la maçonnerie de remplissage peut être remplacée par une bielle diagonale dans le cadre. Voir la figure 5.1.

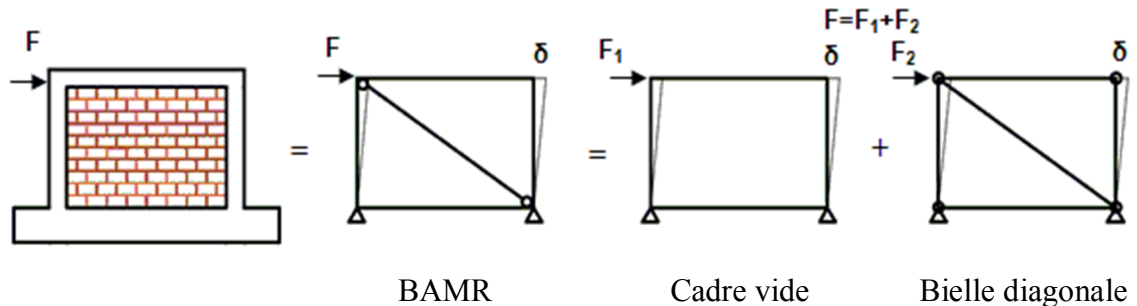


Figure 5. 1: Principe de superposition d'effet du panneau et du cadre.

La méthode de la bielle équivalente est la méthode la plus utilisée dans la simulation du comportement du remplissage en maçonnerie dans le cadre. Cette méthode inspirée par les travaux de Palyakov [75] est utilisée par la première fois par Holmes [76] puis adoptée et améliorée par plusieurs auteurs. Voir Chapitre 2.4.2.2. L'utilisation de cette méthode offre des résultats proches des résultats expérimentaux et justifie son emploi dans plusieurs logiciels de calcul [38, 126-131] et justifie aussi son adoption dans certains codes parasismiques [132, 133].

La méthode des indices de performance n'est pas valable lorsque le cadre en BAMR présente un mode de rupture prématuré. Ce type de rupture peut être observé dans le panneau de remplissage (écrasement des angles du panneau, dislocation des briques, basculement hors plan du panneau...etc.) ou dans le cadre en béton armé (cisaillement des nœuds par manque de frettage ou médiocrité du béton, glissement des barres d'aciers dans le béton...etc.). Cette méthode n'est pas aussi applicable lorsque le panneau se fonde par un cisaillement pur qui provoque une plastification ou un cisaillement à mi-hauteur des poteaux.

Dans notre travail, les indices de performances du cadre en BAMR notés « IP » sont évalués en termes de résistance, de rigidité et de capacité de dissipation d'énergie.

5.2.1 Indice de Performance de résistance « $IP_{\text{Résistance}}$ »

Pour déterminer l'indice de performance en terme de résistance d'un cadre en BAMR on doit déterminer sa courbe de capacité et aussi la courbe de capacité correspondant au cadre vide. À chaque déplacement δ de ces deux courbes, on peut obtenir le couple $(F_{\text{BAMR}}(\delta), F_{\text{Cadre}}(\delta))$ qui sont les réponses en force du cadre en BAMR et du cadre vide respectivement au déplacement (δ). Voir La figure 5.2. (V : effort tranchant).

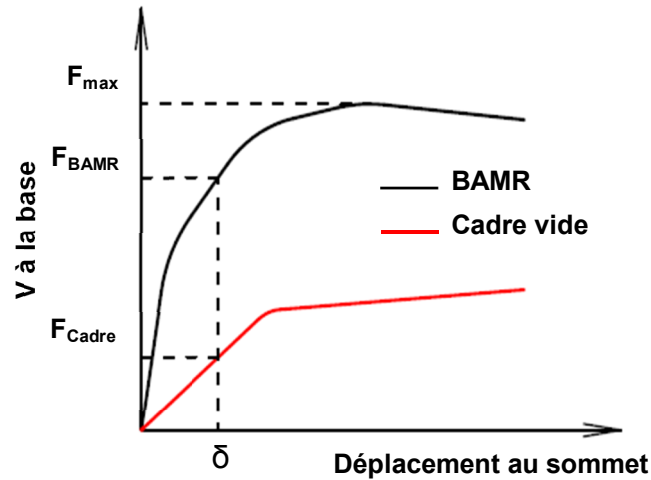


Figure 5. 2: Paramètres pour l'évaluation de $IP_{\text{Résistance}}$.

Basant sur le principe de superposition déjà cité dans 5.2, la contribution de la maçonnerie de remplissage dans le cadre en BAMR en terme de résistance est obtenue par la formule (5.1) suivante :

$$F_{\text{Maçonnerie}}(\delta) = F_{\text{BAMR}}(\delta) - F_{\text{Cadre}}(\delta) \quad (5.1)$$

L'indice de performance en terme de résistance $IP_{\text{Résistance}}$ est défini comme suit :

$$IP_{\text{Résistance}} = \frac{F_{\text{Maçonnerie}}(\delta)}{F_{\text{Max}}} \quad (5.2)$$

Avec : F_{max} : est la résistance du cadre en BAMR.

Cet indice exprime le ratio de participation du panneau de remplissage en maçonnerie en terme de résistance à un déplacement (δ) dans le cadre confinant. Plus la valeur $IP_{\text{Résistance}}$ est grande mieux le comportement du panneau de remplissage est optimal.

L'indice $IP_{Résistance}$ peut être calculé à chaque déplacement (δ). La courbe obtenue : « $IP_{Résistance}$ en fonction du déplacement (δ) » exprime la dégradation progressive du panneau de remplissage en maçonnerie en fonction du déplacement latérale du cadre en BAMR.

5.2.2 Indice de performance de rigidité « $IP_{Rigidité}$ »

Le deuxième paramètre important qui reflète la performance du cadre en BAMR est la rigidité. L'indice de performance en rigidité $IP_{Rigidité}$ est calculé suivant la même méthode présentée pour l'évaluation de l'indice de performance en résistance ($IP_{Résistance}$).

Dans la première phase des petits déplacements, le remplissage en maçonnerie présente un comportement monolithique avec le cadre en béton armé. Ceci correspond à la phase qui précède le détachement partielle du panneau et la formation de la bielle diagonale. Dans cette première phase la rigidité du panneau est calculée avec la formule suivante :

$$K_{MIFS} = \left(\frac{h_{Cadre}}{12EI_e} + \frac{\kappa h}{GA_e} \right)^{-1} \quad (5.3)$$

Avec :

h_{Cadre} et h : Hauteur du cadre et du panneau de remplissage respectivement ;

E, G: Module d'élasticité et module de cisaillement de la maçonnerie respectivement ;

I_e , A_e : Moment d'inertie équivalente du cadre et la section transversale du panneau respectivement ;

κ : est le coefficient de cisaillement (égal à 1,20 pour les sections rectangulaires).

La deuxième phase correspond au détachement d'une partie du panneau par rapport au cadre et la formation de la bielle diagonale dans le panneau. Dans ce cas la rigidité du panneau est calculée comme une barre diagonale bi-articulée. À ce stade, la rigidité du BAMR peut être considérée comme la somme des rigidités des deux systèmes (Cadre et barre diagonale) [134].

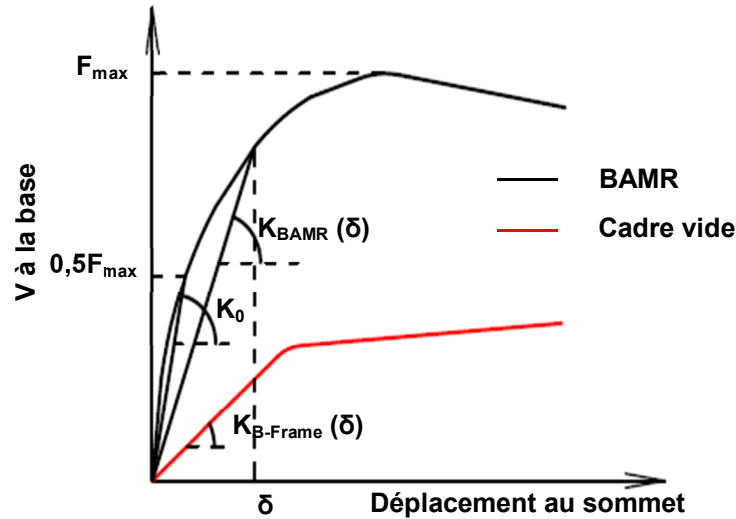


Figure 5. 3: Paramètres pour l'évaluation de $IP_{Rigidité}$.

Dans le calcul de l' $IP_{Rigidité}$, ce n'est pas représentatif de prendre la rigidité qui correspond à la première phase comme rigidité initiale de calcul [97].

Le code européen EC8 utilise une expression simplifiée pour le calcul de la rigidité élastique équivalente du cadre en BAMR qui dépend du module d'élasticité du cadre et de la maçonnerie ainsi de leurs dimensions [135]. Tomazevic propose de prendre la rigidité moyenne du cadre vide et du cadre avec remplissage [5].

Dans notre travail, on choisit une méthode simplifiée recommandée par Mehrabi où la rigidité initiale de calcul K_0 est obtenue par la droite qui relie le point d'origine de la courbe de capacité et son intersection avec la droite horizontale correspondant à 50% de la résistance du cadre en BAMR [18]. Voir la figure 5.3.

La rigidité du remplissage $K_{Maçonnerie}$ en maçonnerie est obtenue par l'expression (5.4) suivante :

$$K_{Maçonnerie}(\delta) = K_{BAMR}(\delta) - K_{Cadre}(\delta) \quad (5.4)$$

L'indice de performance du cadre en BAMR en terme de rigidité $IP_{Rigidité}$ est calculée comme suit :

$$IP_{Rigidité}(\delta) = \frac{K_{Maçonnerie}(\delta)}{K_0} \quad (5.5)$$

L'indice de performance $IP_{Rigidité}$ est un paramètre important indiquant le taux de dégradation du remplissage en maçonnerie lorsqu'il atteint un déplacement (δ). Une valeur importante du $IP_{Rigidité}$ d'un cadre en BAMR indique une grande contribution de la maçonnerie de remplissage dans la rigidité du cadre en BAMR qui réduit les déplacements horizontaux inter-étages mais amplifie l'action induite par le séisme. Une bonne performance du cadre en BAMR en terme de rigidité ne peut pas être conclue indépendamment des caractéristiques dynamique de l'action sismique appliquée.

5.2.3 Indice de performance de l'énergie dissipée « $IP_{E-Dissipée}$ »

Les structures avec cadres en BAMR sont caractérisées par une phase élastique linéaire très courte. Lorsqu'un cadre en BAMR est sollicité par un séisme, une quantité importante de l'énergie sismique est absorbée par le panneau en maçonnerie principalement sous forme de fissures ou par écrasement des briques. L'évaluation de l'énergie dissipée est obtenue à partir des analyses cycliques ou dynamiques. Voir la figure 5.4 suivante :

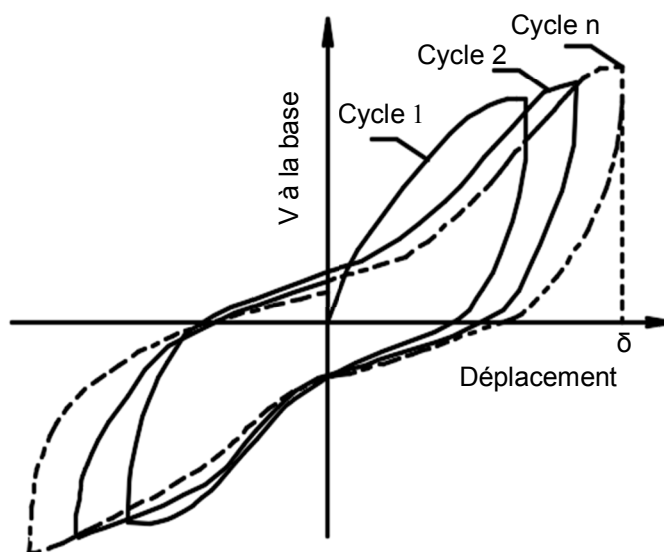


Figure 5. 4: Exemple type de la réponse cyclique d'un cadre en BAMR.

L'énergie dissipée par le cadre en BAMR dans chaque cycle représente l'aire de la courbe hystérique correspondante. Voir La figure 5.5.

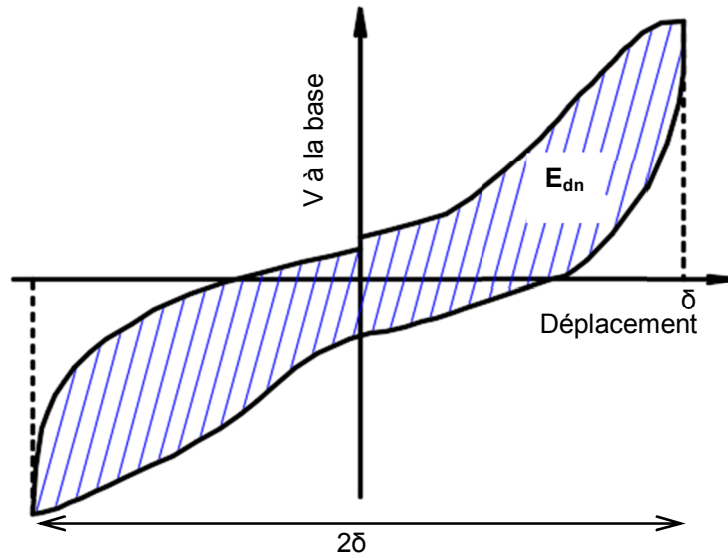


Figure 5. 5: Paramètres pour le calcul du $IP_{E-Dissipée}$ d'un cadre en BAMR.

L'énergie totale dissipée est égale au cumul des énergies dissipées de tous les cycles de la courbe hystérétique. L'énergie dissipée est un paramètre utile indiquant l'état de dégradation du cadre en BAMR. Dans le cas d'une structure en BAMR, il est recommandé d'utiliser l'énergie dissipée normalisée comme indicateur de dégradation [134]. L'énergie dissipée normalisée de chaque cycle est égale à l'énergie dissipée divisée par la longueur 2δ entre les deux pics de la courbe hystérétique. Voir la figure 5.5.

Les énergies normalisées cumulées du cadre en BAMR et du cadre vide sont calculées respectivement par les formules (5.6) et (5.7) suivantes :

$$\bar{E}_d (BAMR)(\delta_i) = \sum_{i=1}^n \frac{E_{di} (BAMR)}{2\delta_i} \quad (5.6)$$

$$\bar{E}_d (Cadre)(\delta_i) = \sum_{i=1}^n \frac{E_{di} (Cadre)}{2\delta_i} \quad (5.7)$$

L'indice de performance de dissipation d'énergie du cadre en BAMR $IP_{E-Dissipée}$ est calculé par la formule (5.8) suivante :

$$IP_{E-Dissipée}(\delta_i) = \frac{\bar{E}_{d(BAMR)}(\delta_i) - \bar{E}_{d(Cadtre)}(\delta_i)}{\bar{E}_{d(BAMR)}} \quad (5.8)$$

L'indice $IP_{E-Dissipée}$ est considéré comme indice complémentaire des deux indices de performance $IP_{Résistance}$ et $IP_{Rigidité}$. Une grande valeur du $IP_{E-Dissipée}$ d'un cadre en BAMR, désigne qu'un dommage important est subi par que le panneau de remplissage en maçonnerie. L'énergie résiduelle est transférée au cadre en béton armé. Puisque le remplissage en maçonnerie est considéré comme élément secondaire, il peut être réparé ou remplacé si les dommages sismiques sont lourds contrairement aux éléments en béton armé qui nécessitent une attention particulière dans leur réparation.

5.4 Applications Numériques des « IP »

Dans cette section, la méthode des indices de performance proposée est appliquée sur deux cadres en BAMR.

5.4.1 Application 1

La première application est issue de l'étude expérimentale faite par Al-Chaar.G (1998) dans le laboratoire Construction Engineering Research Laboratories (USA-CERL) aux États unis [19]. Dans cette application, on s'intéresse aux spécimens N1 et N2 qui correspondent à un portique en béton armé et un portique avec remplissage en blocs de béton respectivement. La résistance caractéristique de la maçonnerie à la compression est 18.154 MPa. La résistance au cisaillement de la maçonnerie est de l'ordre de 1,551 MPa [19]. Les autres caractéristiques sont déjà détaillées dans la première application du chapitre 3.5.1.

Pour la détermination numérique des IP de ce cadre en BAMR, on utilise le programme de calcul SeismoStruct 2016 [35].

Les éléments en béton armé sont modélisés avec des éléments poutres de comportement non linéaire et la non-linéarité est considérée distribuée le long d'une partie de l'élément [136,137]. Voir la figure 5.6.

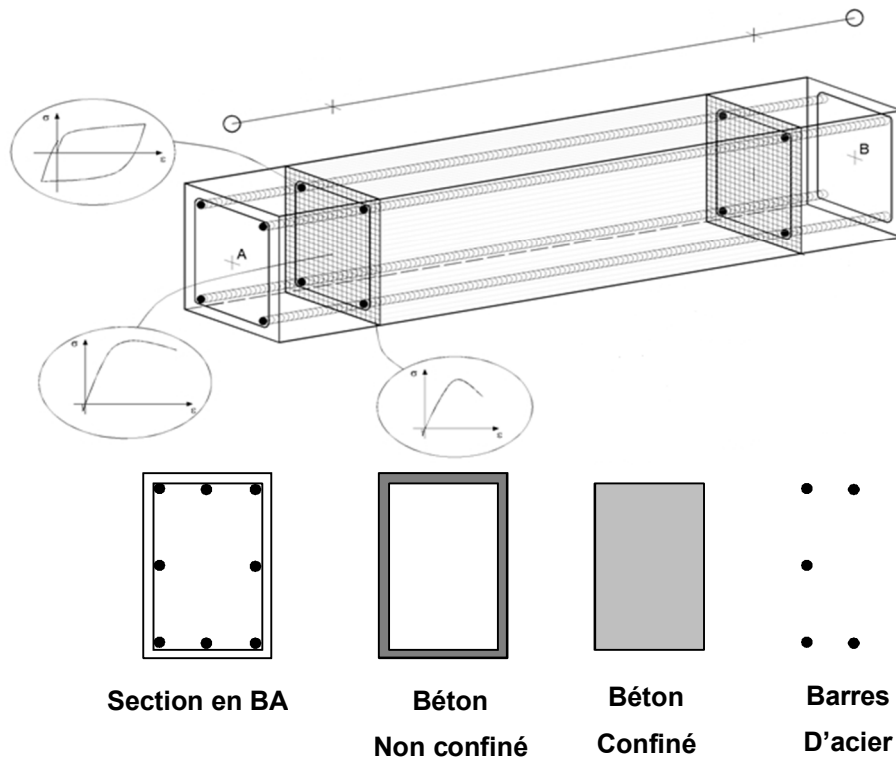


Figure 5. 6: Discretisation des matériaux composant une section en béton armé.

Les sections transversales sont discrétisées en fibres et le nombre des fibres de chaque section transversale est arbitrairement choisi [138]. Le concepteur peut commencer avec un nombre de fibres égal au rapport entre l'aire de section totale en béton armé sur l'aire d'une barre d'acier puis le nombre des fibre est fixé après itérations et convergence de la loi de comportement obtenue. Cette méthode permet de calculer automatiquement, avec précision acceptable, les lois de comportement (Moment-rotation ou Effort tranchant-déplacement) des sections en béton armé [139]. Voir figure 5.7.

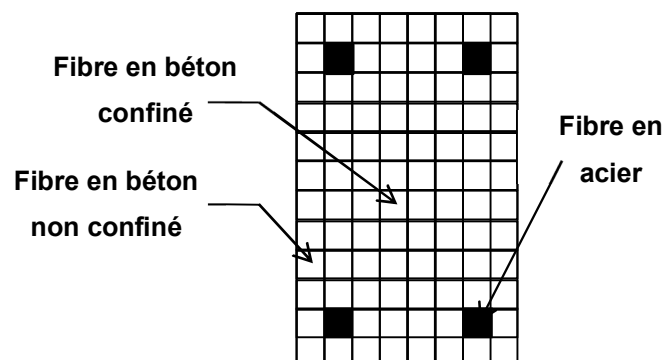


Figure 5. 7: Discretisation en fibres d'une section en béton armé.

Le remplissage en maçonnerie est modélisé par le macro modèle développé par Crisafulli [38] et implémenté dans ce code de calcul par Blandon [140]. Le macro modèle utilisée est composé, pour chaque direction considérée, de deux bielles diagonales parallèles et un ressort de cisaillement au milieu du panneau. Voir la Figure 2.43.

Une loi de comportement de type élasto-plastique parfaite est adoptée pour le ressort de cisaillement. La rigidité au cisaillement du ressort est donnée par la formule suivante :

$$K_s = \gamma_s \frac{A_m E_m}{d_m} \cos^2 \theta \quad (5.9)$$

Avec :

A_m et d_m sont l'aire et la longueur de la bielle équivalente respectivement ;

E_m est le module d'élasticité de la maçonnerie ;

θ est l'angle diagonal de la bielle ;

Et γ_s est le coefficient de contribution en cisaillement de la maçonnerie généralement pris égal à 1/2. [38].

L'aire de la bielle équivalente est considérée variable en fonction du déplacement axial appliqué sur la bielle. La valeur initiale A_m est calculée par la formule (5.10) suivante :

$$A_m = t \times \omega \quad (5.10)$$

Avec :

t est l'épaisseur du panneau en maçonnerie et respectivement.

ω est la largeur de la bielle fictive calculée par une des méthodes disponibles dans la littérature.

Pour calculer ω Dans notre cas on choisit celle de Mainstone [82] (voir formule (2.8)) qui est largement utilisée et recommandée par plusieurs codes sismiques.

La résistance initiale au cisaillement est $f'_v = 1,551$ MPa et le coefficient de frottement est $\mu_c = 0,3$. La résistance au cisaillement est limitée par τ_m qui est donnée par la formule (5.11) suivante [107] :

$$\tau_m = \frac{f'_{tb}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad (5.11)$$

Avec f_n est la contrainte normale appliquée au milieu du panneau et f'_{tb} est la résistance à la traction de la maçonnerie.

La rigidité axiale de chaque bielle est donnée par la formule (5.12) suivante :

$$K_a = \frac{(\gamma_s - 1)A_m E_m}{2d_m} \quad (5.12)$$

La contrainte axiale de compression est limitée par la résistance à la compression calculée avec un angle de $\theta=36.87^\circ$. La valeur limite est évaluée à 2,00 MPa.

Les autres coefficients définissant le macro-modèle du panneau sont comme suit :

- Déformation ultime ϵ_u : 0.03.
- Déformation limite de début de réduction de l'aire de la bielle ϵ_1 : 0.0005.
- Déformation de la formation de la bielle résiduelle ϵ_2 : 0.01. (Voir figure (3.40)).

Les résultats de modélisation des deux spécimens (cadres avec et sans remplissage en maçonnerie) cités sont montrés dans les deux figures suivantes sous formes de courbes effort tranchant-déplacement au sommet :

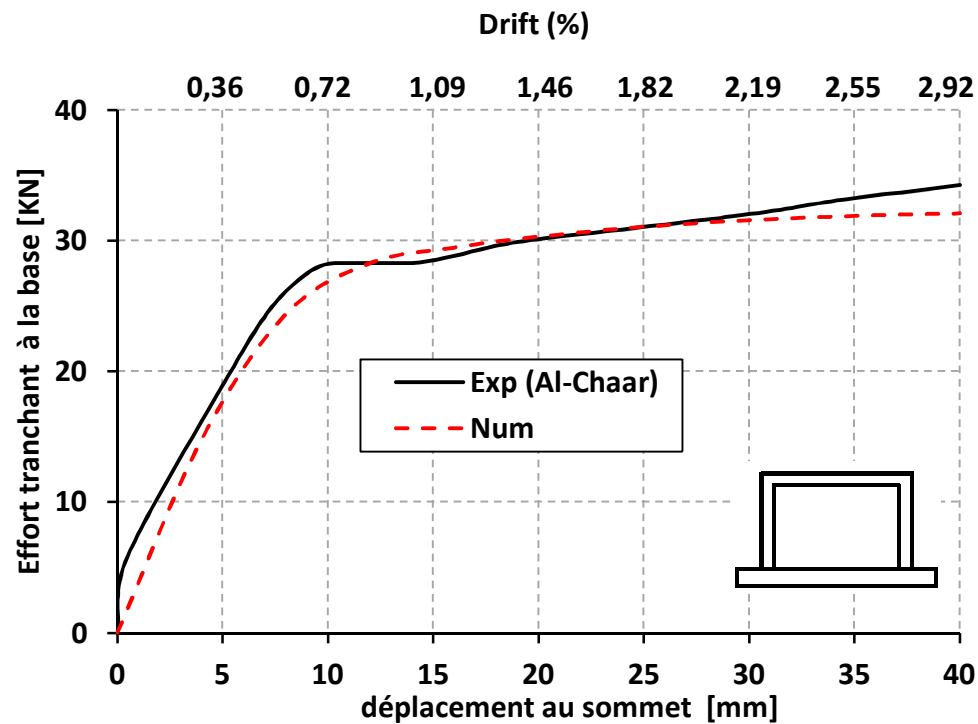


Figure 5. 8: Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux -cadre vide-.

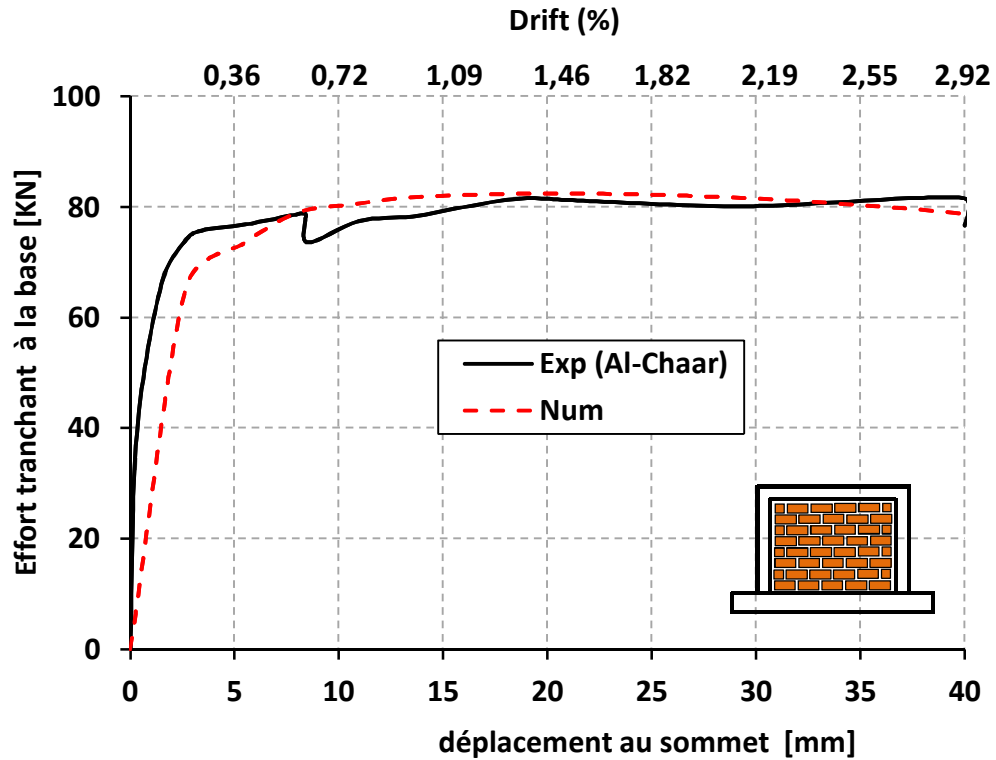


Figure 5. 9: Comparaison entre résultats numériques et expérimentaux. - Cadre avec remplissage en maçonnerie -.

Les deux figures (5. 8) et (5.9) montrent une bonne convergence entre les résultats numériques et expérimentaux en terme de force. En terme de rigidité, on constate une différence considérable dans la phase des petits déplacements (de l'ordre de 1,50 mm) correspondant à la phase élastique linéaire des deux cadres. Puisque cette différence est constatée sur une phase très courte de déplacement, son influence n'est pas très significative. Au-delà de 1,50 mm de déplacement latéral, les résultats des deux cadres se convergent.

Basant sur le principe de superposition des effets déjà cité, la participation de chaque constituant du cadre en BAMR étudié en fonction du déplacement latéral δ est montrée dans la figure (5.10) suivante :

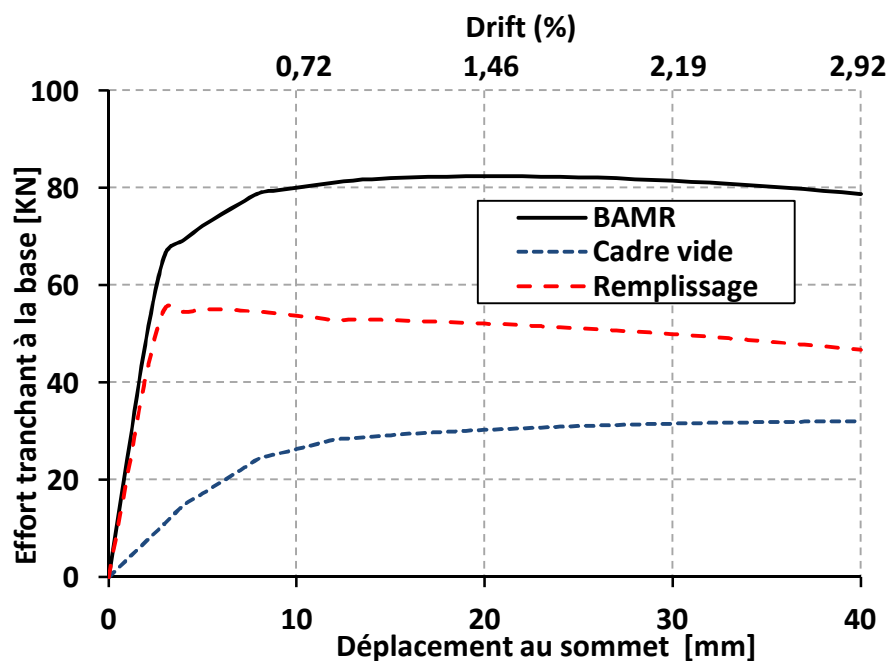


Figure 5. 10: Variation de participation en résistance des composants du cadre en BAMR.

À partir des résultats obtenus on remarque que la résistance maximale du cadre en BAMR étudié est enregistrée à un déplacement latéral $\delta=21$ mm. À ce déplacement, une estimation de la contribution de chaque composant du cadre en BAMR est calculée et montrée dans la Figure (5.11). Les résultats présentés montrent une contribution considérable en résistance du remplissage en maçonnerie dans le cadre en béton armé. Cette contribution en résistance latérale est de l'ordre de 63 % à un déplacement $\delta=21$ mm. Ceci confirme la nécessité de tenir en considération de la présence de la maçonnerie de remplissage dans l'étude de comportement des structures à cadres en BAMR.

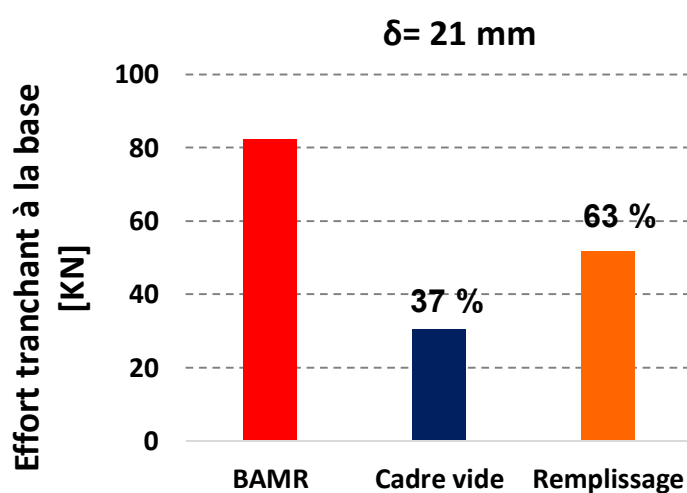


Figure 5. 11: Pourcentage de participation en résistance des composants du BAMR.

À ce stade, il y a lieu de calculer les indices de performance du remplissage en maçonnerie en résistance et en rigidité correspondant au cadre en BAMR étudié. L'indice de performance en dissipation d'énergie n'est pas calculé dans cet exemple car il s'agit d'un essai statique monotone et non pas cyclique. La Figure (5.12) illustre la variation de l'indice de performance en résistance $IP_{Résistance}$ correspondant au cadre en BAMR étudié.

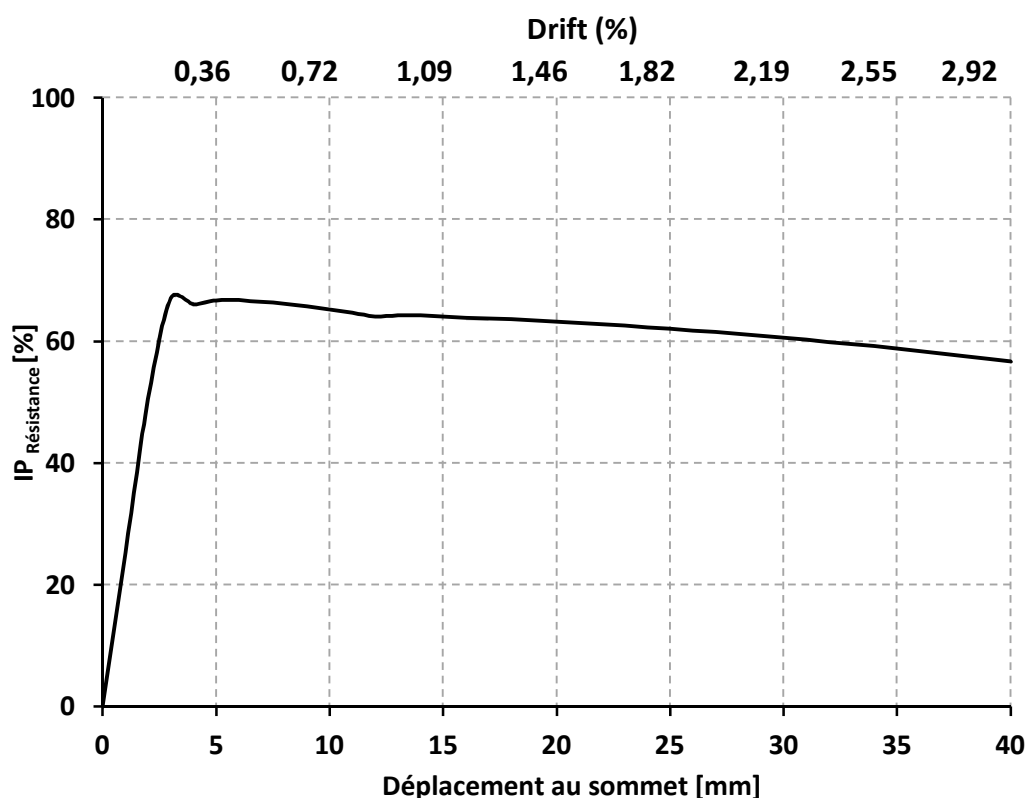


Figure 5. 12: Variation de $IP_{Résistance}$ du cadre en BAMR.

La courbe présentée dans la figure (5.12) montre que l'indice de performance en résistance du cadre en BAMR accroît dans un intervalle court des petits déplacements et atteint sa valeur maximale (63 %) à un déplacement latéral de 3,00 mm. Ce déplacement latéral correspond à un drift de 0,22% qui représente un état de dommages légers ou un début de dommages modérés du cadre en BAMR. FEMA306 propose les valeurs montrées dans le tableau (5.1) suivant pour exprimer approximativement les états de dommages d'un cadre en BAMR en fonction du drift [92].

Tableau 5. 1: États de dommages d'un cadre en BAMR en fonction du drift.

Drift (%)	0.05-0.1	0.2-0.3	0.5-0.75	>1
État de dommage	Léger	modéré	Lourd	Ruine

La courbe montrée dans la figure 5.13 suivante montre la variation de l'indice de performance en rigidité du spécimen étudié.

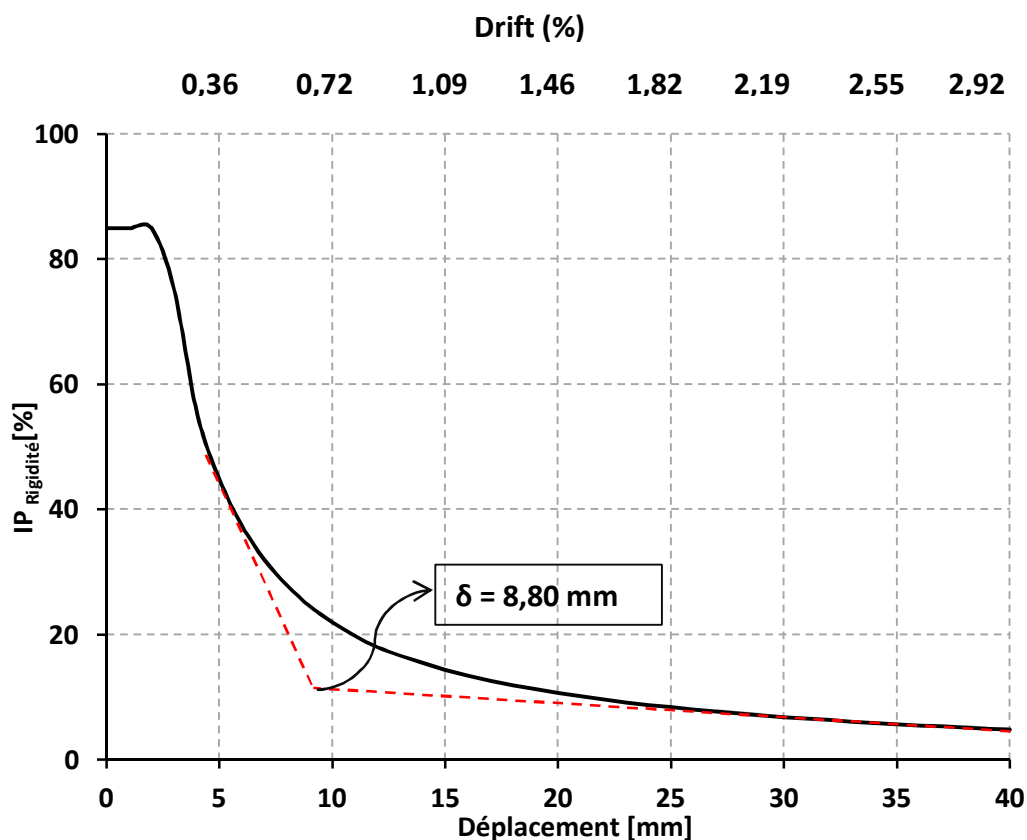


Figure 5. 13: Variation de $IP_{Rigidité}$ du cadre en BAMR.

Dans la phase très courte des petits déplacements, l'indice de performance en rigidité prend sa valeur maximale qui est de l'ordre de 85 %. Cette valeur du $IP_{Rigidité}$ reste constante jusqu'à 2,00 mm de déplacement latéral (drift=0,15%).

À partir de 3,00 mm de déplacement latéral (drift = 0,22%), la courbe de performance en résistance commence à décroître graduellement jusqu'à 7,00 mm de déplacement latéral (drift = 0,50%) où la courbe de performance décroît peu rapidement par rapport à la décroissance précédente.

Tandis que la courbe de performance en rigidité diminue exponentiellement jusqu'à un déplacement latéral de 8,80 mm (drift=0,64%) où elle commence à se redresser horizontalement.

Le point de redressement est obtenu graphiquement comme indiqué dans la figure 5.13. Cette diminution considérable de performance du panneau en rigidité est expliquée par le cisaillement interne entre briques (terme de cisaillement) et aussi la réduction graduelle de la largeur de la bielle (terme de compression).

Ce résultat est proche de ce qui est constaté expérimentalement où la fissuration diagonale apparente dans le panneau est obtenue à un déplacement latéral de l'ordre de 10.2 mm (drift = 0,73 %). Les dimensions faibles des éléments en béton armé offrent une souplesse qui permet au cadre de suivre la déformation latérale du spécimen sans subir de dégradations apparentes. Cette conception est favorisée aux structures en BAMR à condition de s'assurer de la résistance des éléments en béton armé aux efforts créés par la bielle diagonale en maçonnerie. La figure 5.14 illustre l'état de fissure constaté expérimentalement du cadre étudié à un drift de 0,73 %.

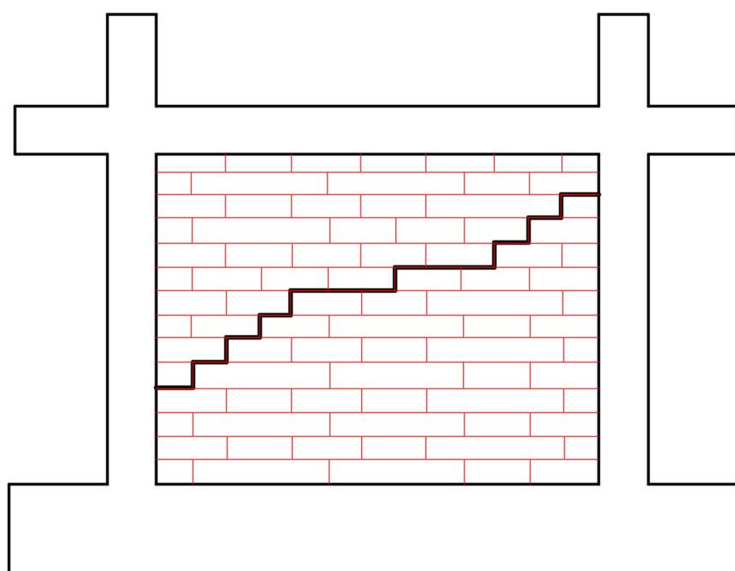


Figure 5. 14: Expérimental : État de dommage dans le cadre en BAMR (Drift = 0,73 %).

Numériquement, à partir de 7,00 ou 8,00 mm de déplacement latérale, la perte en capacité de la maçonnerie est transmise graduellement aux éléments en béton armé jusqu'à 20,00 mm de déplacement (drift=1.46 %) où on constate la diminution de la capacité en résistance du spécimen. Cette diminution de capacité en résistance est traduite par la formation de rotules plastiques aux extrémités des poteaux et de la poutre.

Expérimentalement, les fissures dans les éléments en béton armé sont visiblement observées à un déplacement latéral de l'ordre de 19,10 mm (drift= 1,39 %). La figure 5.15 illustre l'état expérimentalement constaté des fissures du cadre à un drift de 1,39 %.

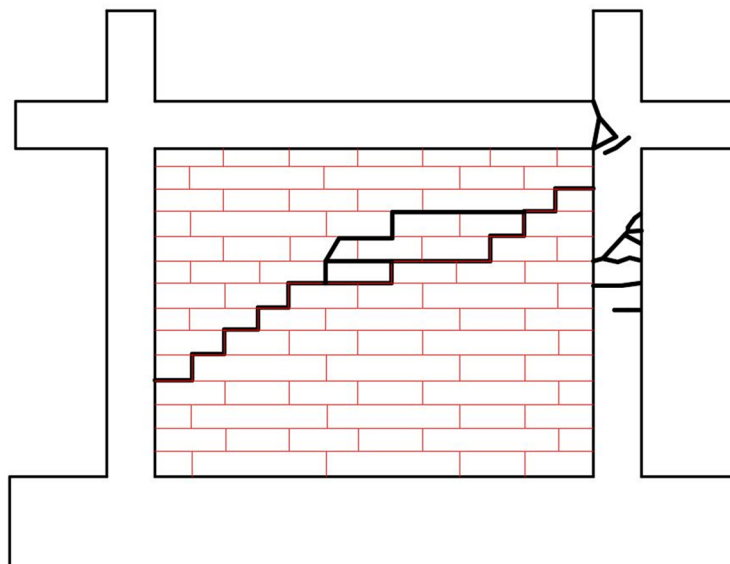


Figure 5. 15: Expérimental : État de dommage dans le cadre en BAMR (Drift = 1,39 %).

Au-delà de 20,00 mm (drift= 1,46 %), l'indice de performance en rigidité présente de faibles valeurs qui sont de l'ordre de 11,00 % ce qui traduit la diminution importante de la contribution du remplissage en maçonnerie dans la rigidité latérale du cadre en BAMR. Dans cette phase, de nouvelles fissures diagonales apparaissent parallèlement à la fissure principale.

D'après les valeurs proposées du FEMA306 (voir Tableau 5.1) [92], à ce stade de déplacements latérales, le cadre en BAMR est considéré complètement endommagé.

5.4.2 Application 2

Dans cette application on utilise la méthode des indices de performances sur les deux spécimens étudiés par Crisafulli [38] à fin de montrer l'efficacité de l'introduction des goussets pour l'amélioration de la performance du panneau en maçonnerie. Les deux spécimens étudiés correspondent à une conception avec cadre en BAMR sans et avec goussets. Les figures 5.16 et 5.17 montrent les dimensions et le détail de chaque spécimen. Les Autres détails sont déjà montrés dans le chapitre 4 de ce travail.

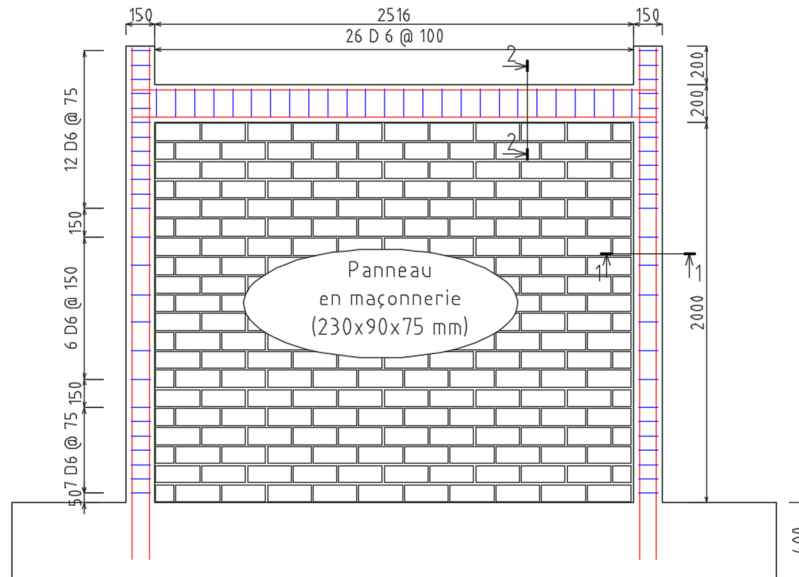


Figure 5. 16: Dimensions et ferrailage du spécimen 1 « BAMR Standard »

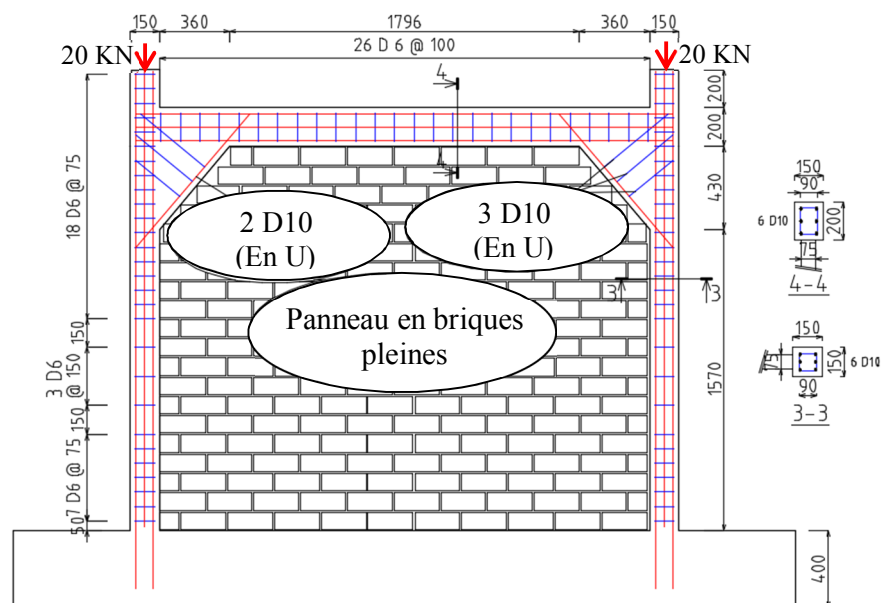


Figure 5. 17: Dimensions et ferrailage du spécimen 2 « BAMR avec goussets »

Les panneaux des deux spécimens ne sont pas conçus pour résister aux charges verticales.

Les essais effectués sur les deux spécimens sont de types cycliques quasi-statiques. Les figures suivantes montrent le protocole de chargement (déplacement contrôlé) appliqué sur chaque spécimen.

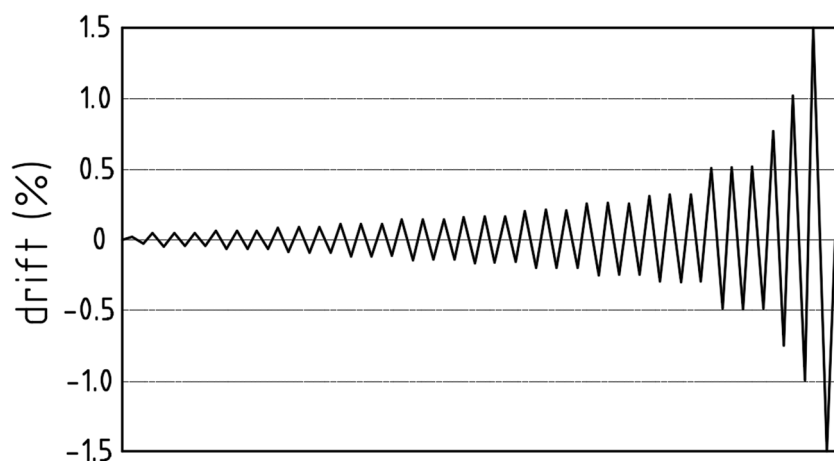


Figure 5. 18: Chargement cyclique quasi-statique appliqué Spécimen 1.

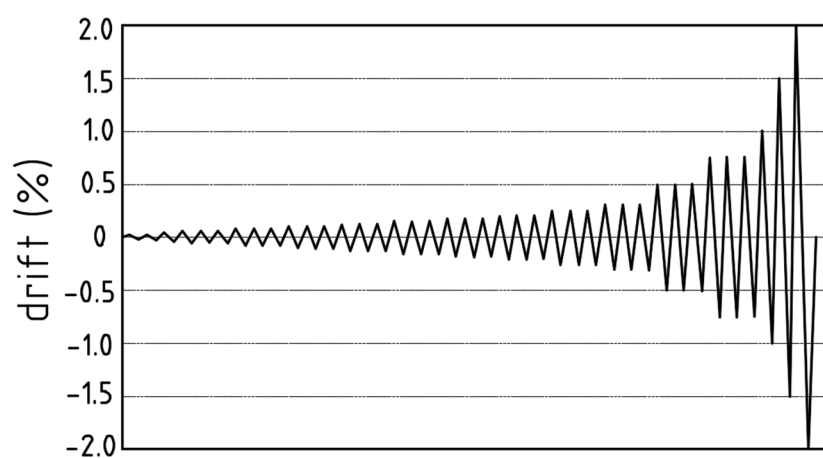


Figure 5. 19: Chargement cyclique quasi-statique appliqué Spécimen 2.

Le tableau 5.2 récapitule les caractéristiques mécaniques du béton utilisé dans chaque spécimen. Les caractéristiques de la maçonnerie de remplissage et de l'acier sont déjà montrées dans le chapitre 4 de ce travail.

Tableau 5. 2: Caractéristiques mécaniques du béton.

	Résistance à la compression f'_m (MPa)	Résistance à la traction f'_t (MPa)	Module d'élasticité E_m (GPa)
Specimen 1 (Standard)	22.5	2.4	22.1
Specimen 2 (Avec goussets)	31.2	2.9	25.2

5.4.2.1 Lois de comportement des matériaux

Les lois de comportement sont définies dans le programme SeismoStruct 2016 [35] pour les chargements cycliques. Dans ce qui suit une présentation graphique des courbes caractéristiques de l'acier, du béton et de la maçonnerie de remplissage.

5.4.2.1.1 Acier

La loi de comportement déformations-contraintes des aciers utilisée dans notre exemple est celle proposée par Menegotto et Pinto en 1973 [141] et développé par Filippou et al en 1983 [142]. La figure 5.20 suivante montre la courbe cyclique type caractérisant les barres en aciers.

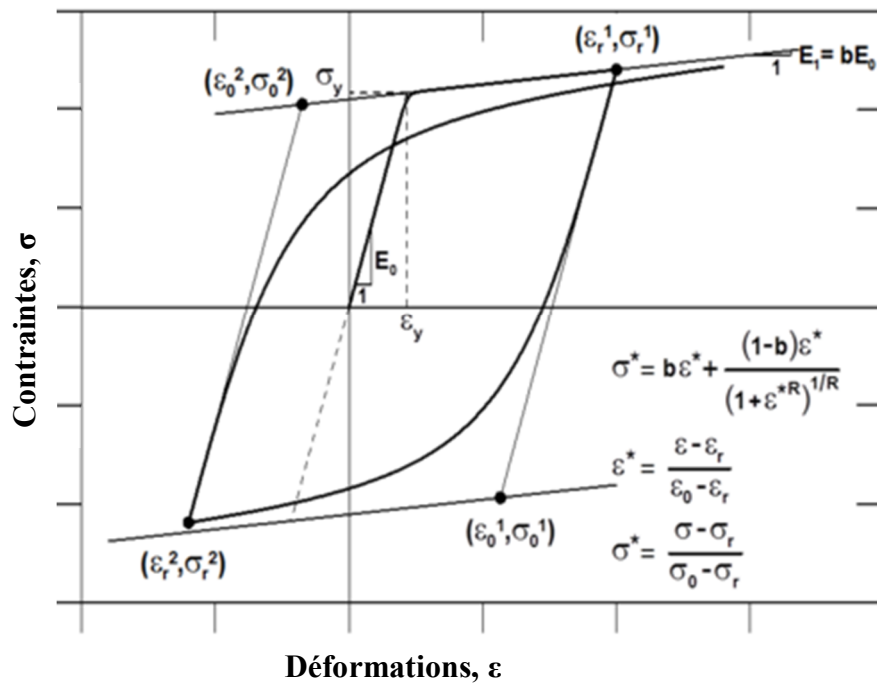


Figure 5. 20: Courbe de comportement cyclique type des barres en aciers.

5.4.2.1.2 Béton

Concernant le béton, la loi de comportement cyclique adoptée dans le modèle numérique est celle développée par Mander et al en 1988 [143] et améliorée par Martinez-Rueda and Elnashai en 1997 [144]. Voir la figure 5.21.

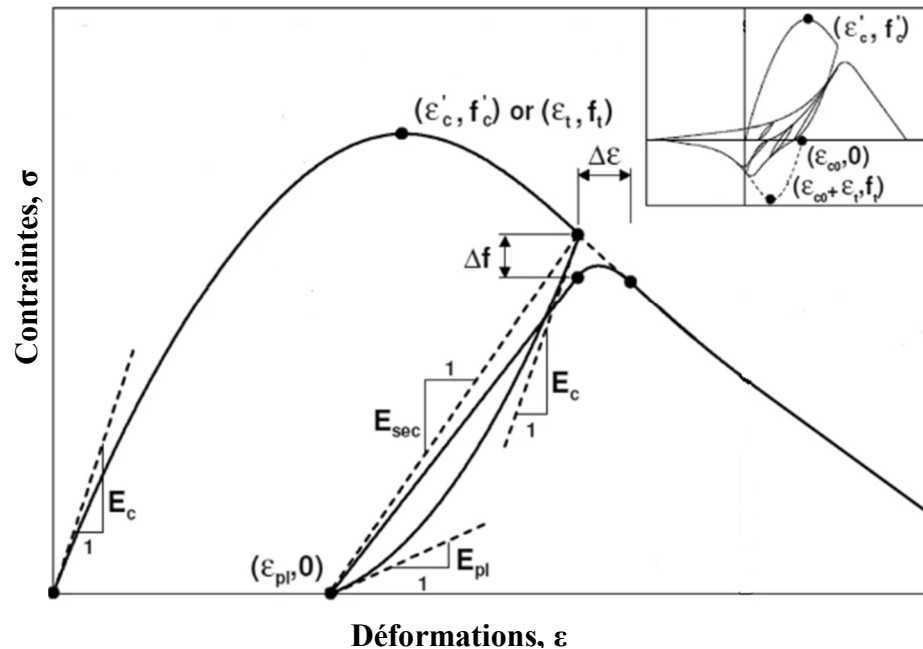


Figure 5. 21: Courbe de comportement cyclique type du béton.

5.4.2.1.3 Maçonnerie

La loi de comportement caractérisant le remplissage en maçonnerie est développée par Crisafulli en 1997 [38] et présentée sous forme de deux lois : loi de compression et loi de cisaillement. Les deux figures 5.22 et 5.23 suivantes montrent les courbes types caractérisant chaque type de sollicitation considérée :

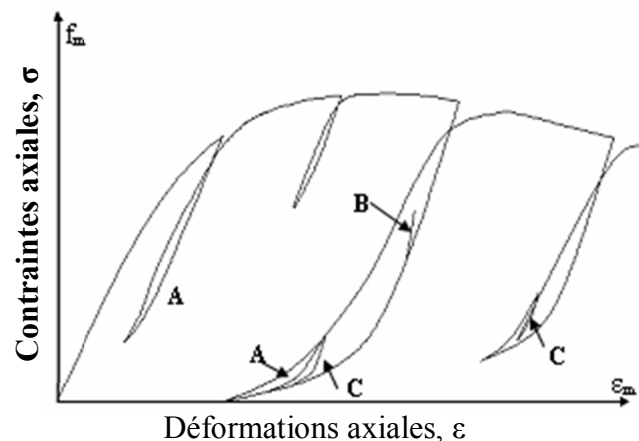


Figure 5. 22: Courbe type du comportement cyclique de la maçonnerie en compression.

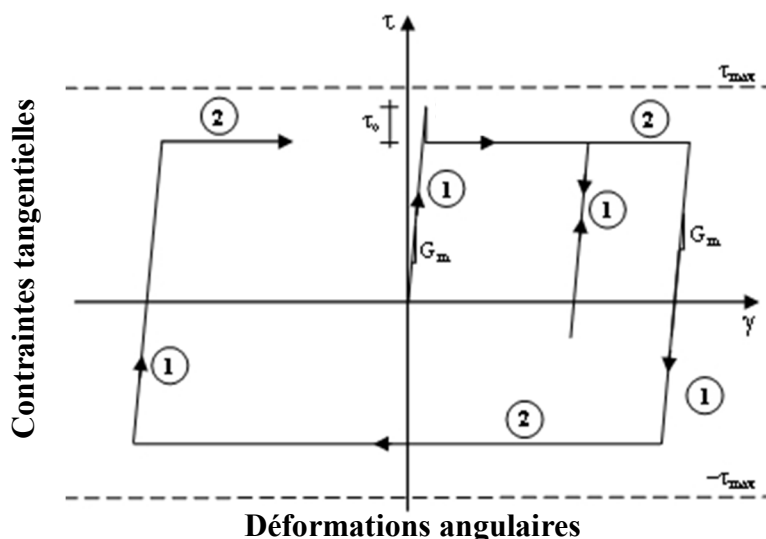


Figure 5. 23: Courbe type du comportement cyclique de la maçonnerie en cisaillement.

5.4.2.2 Simplification des goussets dans le modèle numérique

Le programme de calcul Seismostruct n'offre pas la possibilité de la modélisation d'une barre à section variable. Pour cette raison une simplification a été adoptée en discrétisant la partie concernée en plusieurs segments de caractéristiques mécaniques variables. Voir la figure 5.24 suivante :

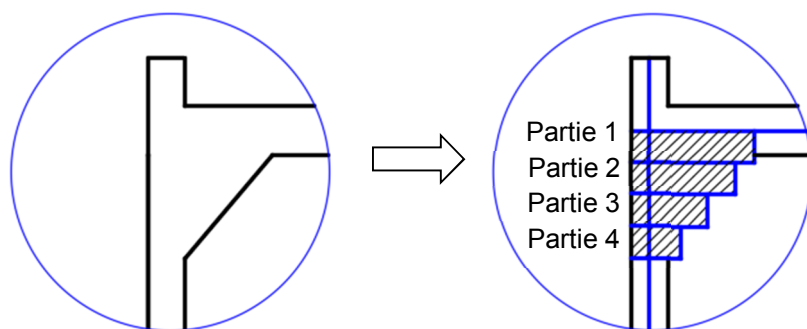


Figure 5. 24: Discrétisation en segments du gousset.

Les caractéristiques mécaniques des segments constituant le gousset sont montrées dans le tableau 5.3 suivant :

Tableau 5. 3: Caractéristiques mécaniques des segments constituant le gousset.

	EA (KN)	EI (axis-2) (KN/m ²)	EI (axis-3) (KN/m ²)	GJ (KN/m ²)
Partie 1	1,83 E+06	1,47 E+06	1,12 E+06	7,68 E+05
Partie 2	3.30 E+04	1.73 E+04	7.59 E+03	2.43 E+03
Partie 3	3.43 E+03	2.77 E+03	2.10 E+03	1.44 E+03
Partie 4	4.54 E+03	3.44 E+03	2.34 E+03	1.25 E+03

5.4.2.3 Résultats et comparaisons

Les résultats numériques des deux spécimens étudiés sont présentés sous formes de courbes hystérétiques qui montrent la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet. Les courbes numérique et expérimentale de chaque spécimen sont superposées et montrées dans les deux figures suivantes :

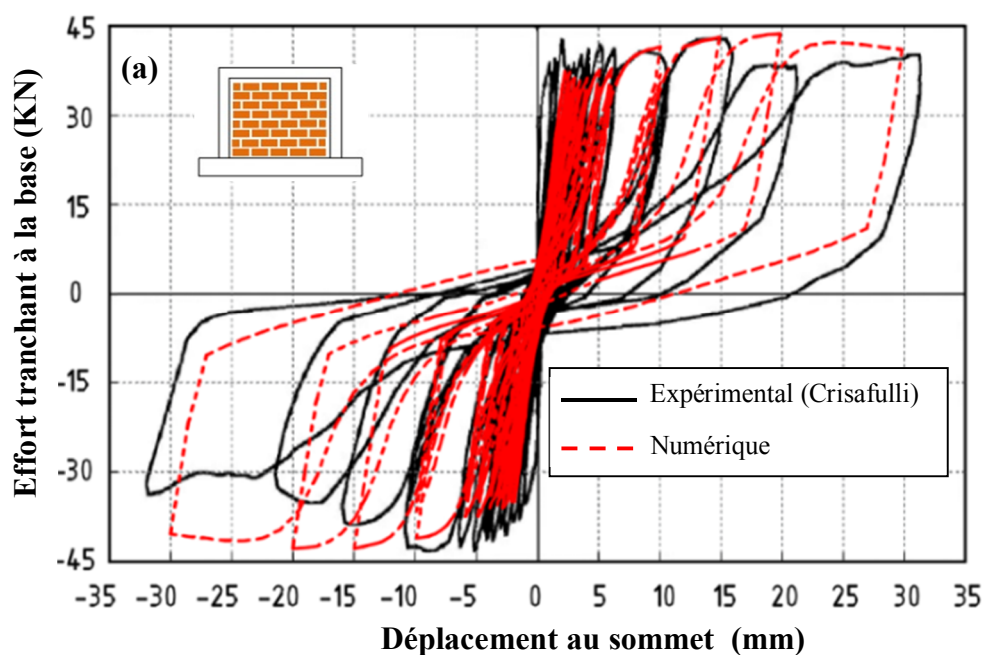


Figure 5. 25: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.
(a) Spécimen 1 : Cadre en BAMR « Srtandard »

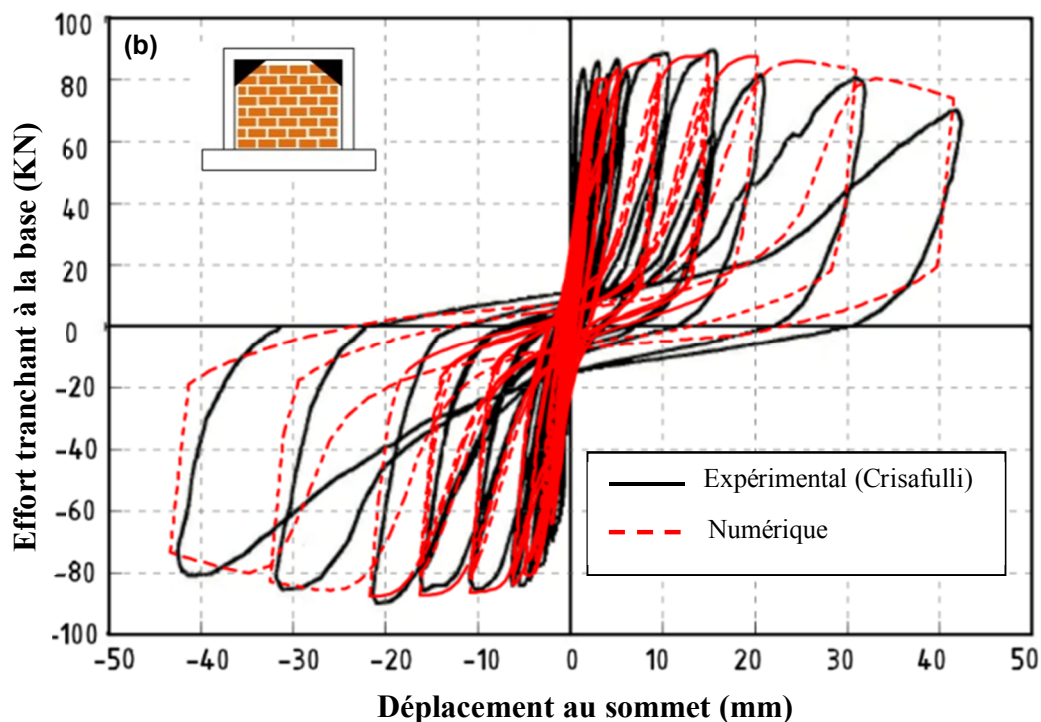


Figure 5. 26: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.

(b) Spécimen 2 : Cadre en BAMR « Avec goussets »

Dans les figures 5.25 et 5.26 précédentes montrent que les résultats numériques sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux et particulièrement en terme de résistance. Les modèles numériques offrent des valeurs inférieures aux rigidités expérimentales dans les premiers cycles (phase des petits déplacements) et dans les derniers cycles (phase des grands déplacements où on constate une grande divergence en énergie dissipée. Dans la phase intermédiaire, les résultats des deux modèles sont presque similaires aux résultats expérimentaux.

En absence des résultats expérimentaux correspondant aux cadres sans remplissages en maçonnerie, seuls les résultats numériques qui sont montrés dans les deux figures 5.27 et 5.28 suivantes.

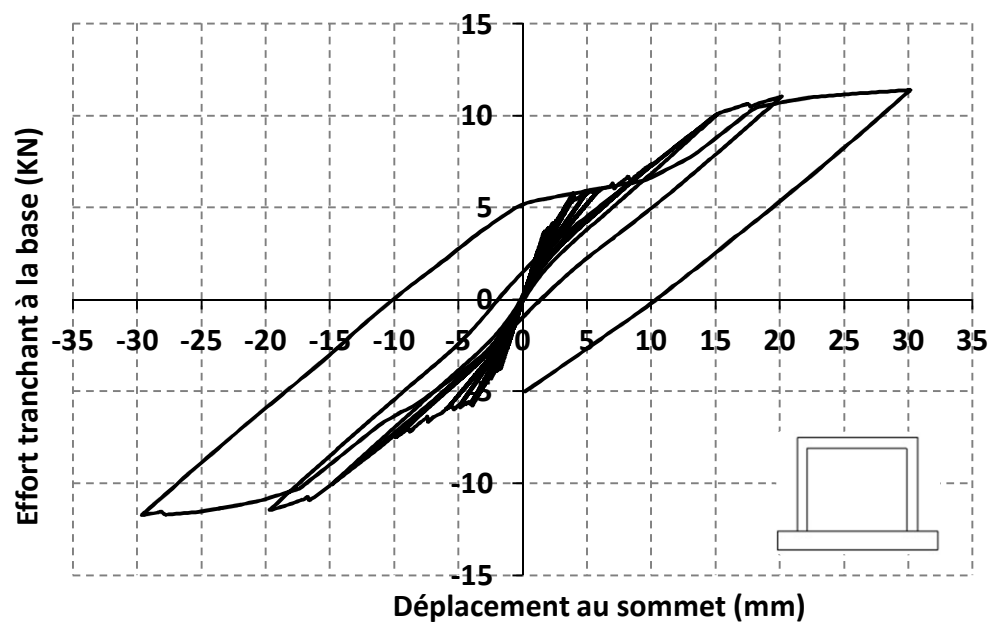


Figure 5. 27: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.
Spécimen 1 : Cadre vide « Standard »

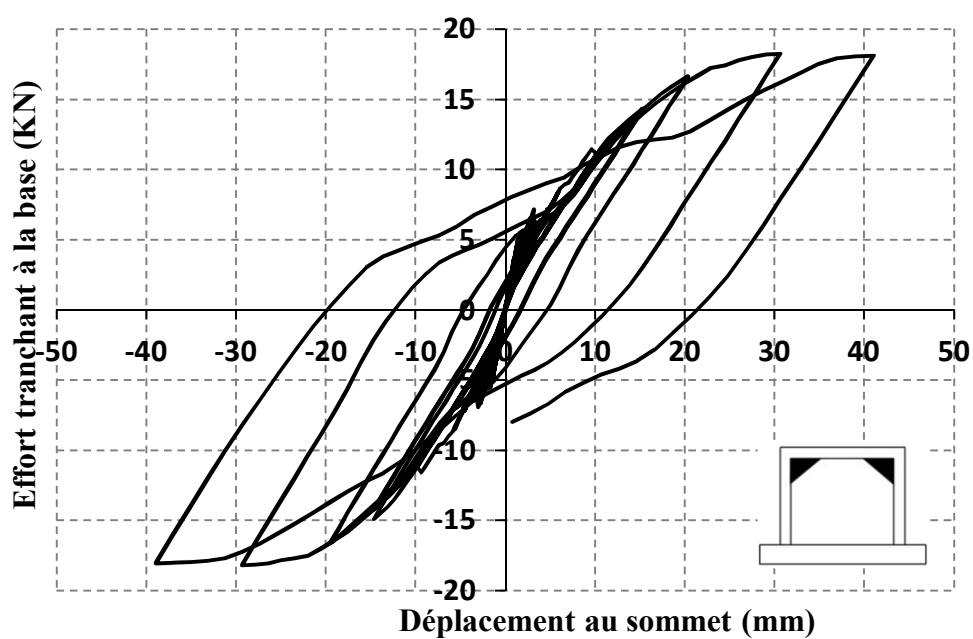


Figure 5. 28: Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.
Spécimen 2 : Cadre vide « Avec goussets »

Basant sur le principe de superposition des effets, la participation en résistance du panneau de remplissage et du cadre en béton armé de chaque spécimen est montrée dans les graphes des figures 5.29 et 5.30 suivantes :

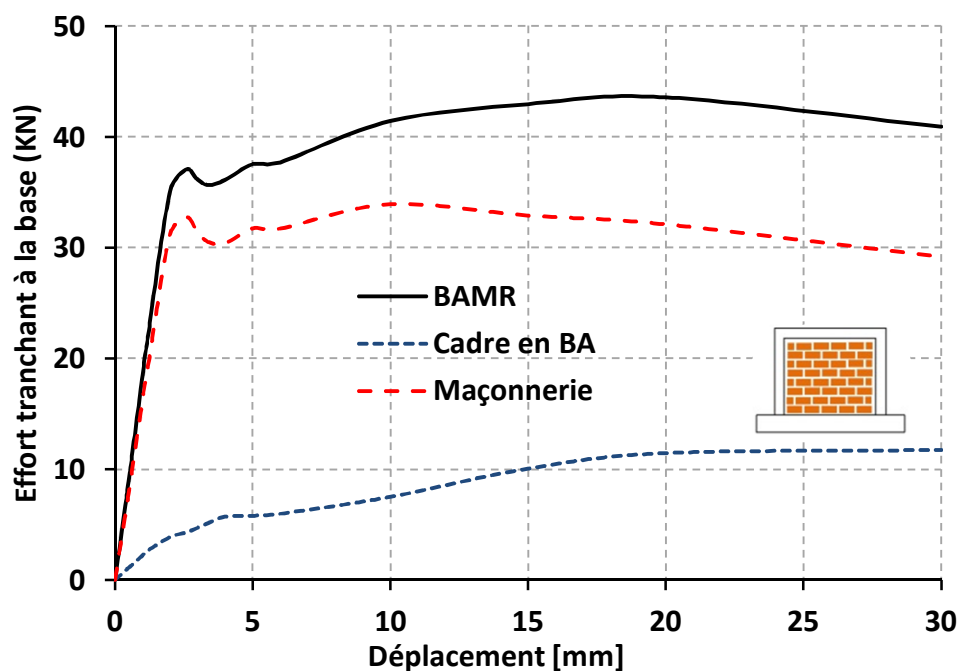


Figure 5. 29: Variation de participation en résistance des composants du cadre en BAMR.

Spécimen 1 : BAMR « Standard »

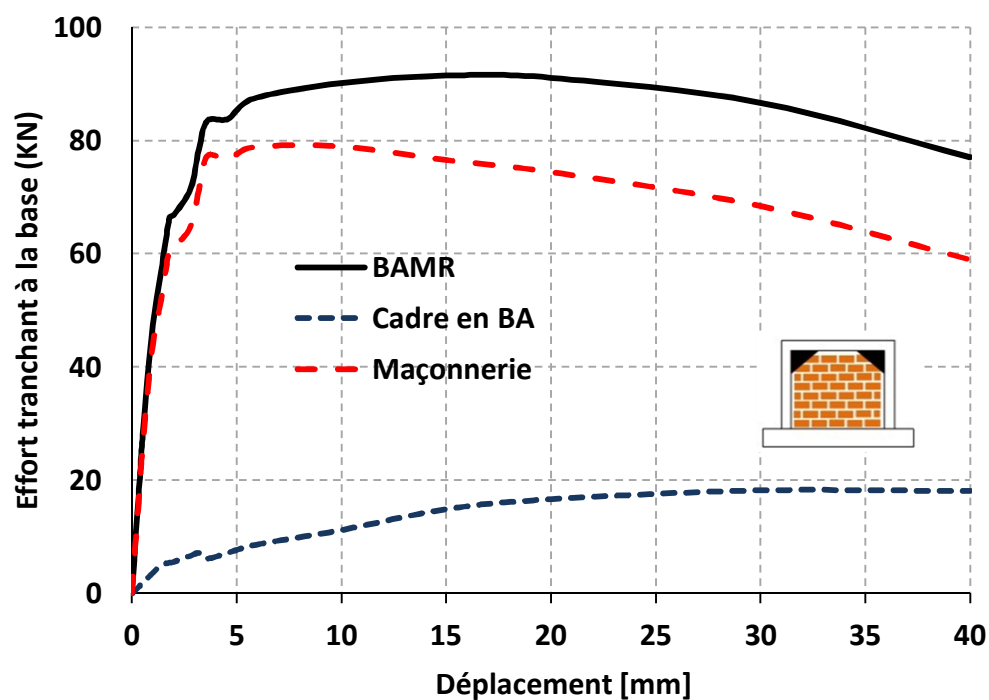


Figure 5. 30: Variation de participation en résistance des composants du cadre en BAMR.

Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets »

Les graphes montrés sur les figures 5.29 et 5.30 montrent que la résistance latérale du cadre avec remplissage en maçonnerie est améliorée de 110 % en présence des goussets dans le cadre en béton armé. La participation maximale du panneau en maçonnerie dans chaque spécimen est obtenue dans des déplacements différents. Voir les figures 5.31 et 5.32 suivantes :

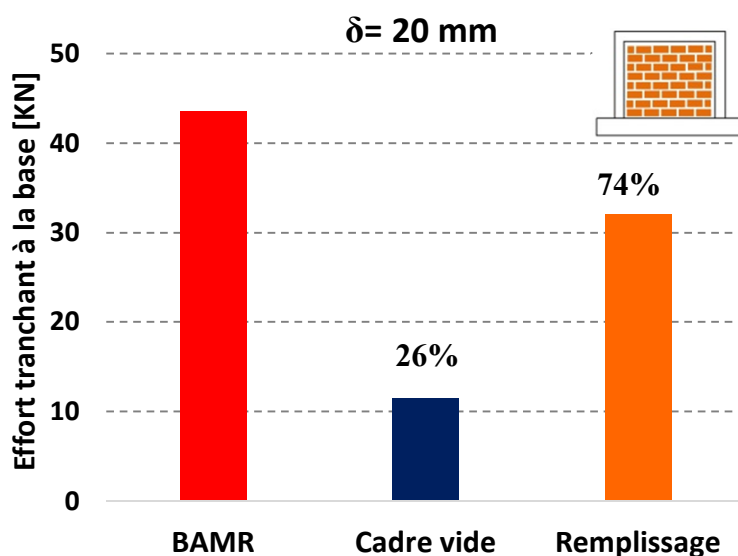


Figure 5. 31: Participation maximale en résistance des composants du cadre en BAMR.

Spécimen 1 : BAMR « Standard »

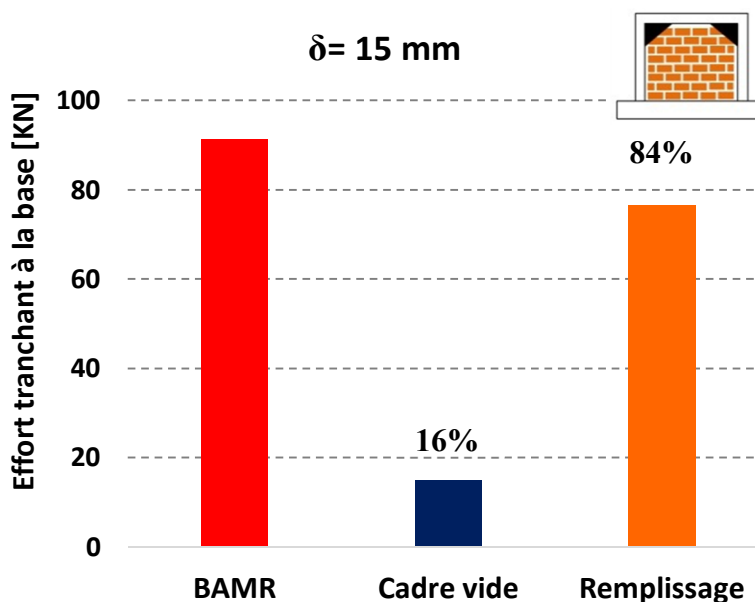


Figure 5. 32: Participation maximale en résistance des composants du cadre en BAMR.

Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets »

Basant sur les résultats de capacités de chaque spécimen, on calcule l'indice de performance en résistance en fonction du déplacement latéral. La figure 5.33 regroupe les deux courbes de variation de l'indice de performance en résistance de chaque spécimen.

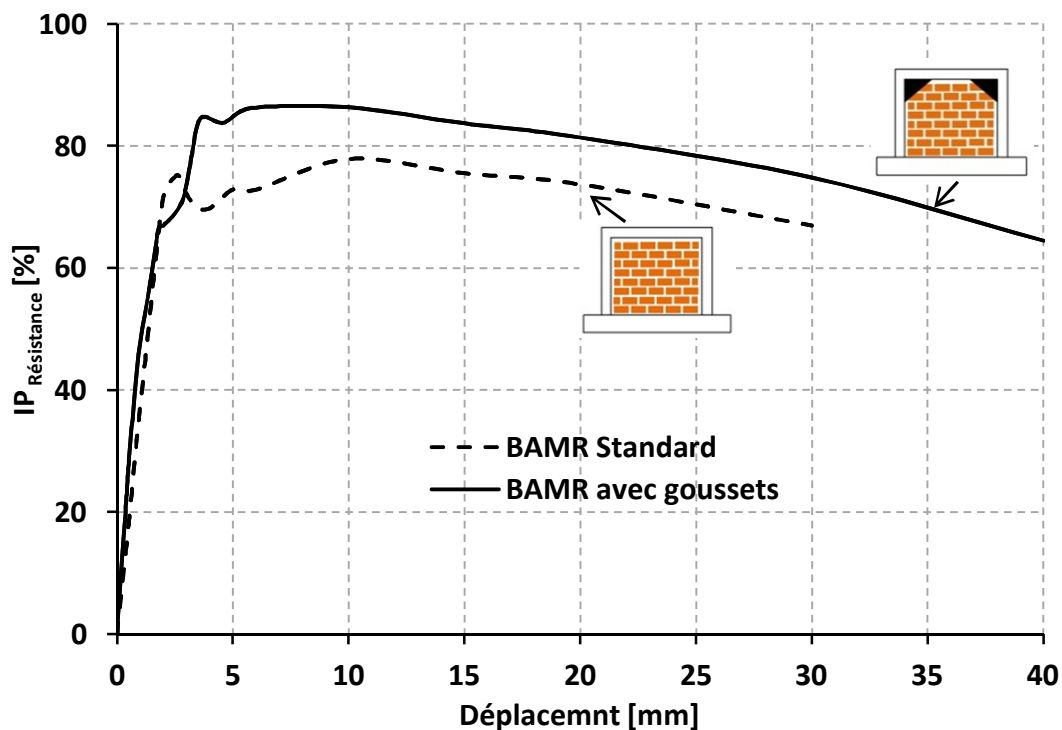


Figure 5. 33: Comparaison de l'indice $IP_{Résistance}$ du BAMR standard et BAMR avec goussets.

Les courbes de la figure 5.33 montrent que dans le domaine des petits déplacements (inférieurs à 2,00 mm) les deux conceptions du BAMR présentent les mêmes valeurs de l'indice de performance en résistance. Cette phase constitue la première phase du comportement monolithique du remplissage avec le cadre.

Au-delà de 2,00 mm les deux courbes se séparent. Cette phase constitue la phase de séparation partielle du panneau avec le cadre et la formation de la bielle diagonale dans le panneau. La différence constatée entre les indices de performance en résistance est due à la contribution importante des goussets dans l'augmentation de la largeur de la bielle diagonale fictive. En présence des goussets, le $IP_{Résistance}$ atteint une valeur de 86% à un déplacement latéral de 5,80 mm tandis que dans la conception standard du cadre en BAMR, il atteint une valeur de 78% à un déplacement latéral de 10,00mm. Ceci montre que les goussets contribuent considérablement dans l'augmentation de la performance en résistance du cadre en BAMR, en revanche la ductilité correspondante est diminuée.

Cette dernière constatation nous mène à étudier l'effet des goussets dans la performance en rigidité du cadre en BAMR. Les résultats de la contribution du panneau en maçonnerie et du cadre en béton armé en terme de rigidité de chaque spécimen sont montrés dans les deux figures suivantes :

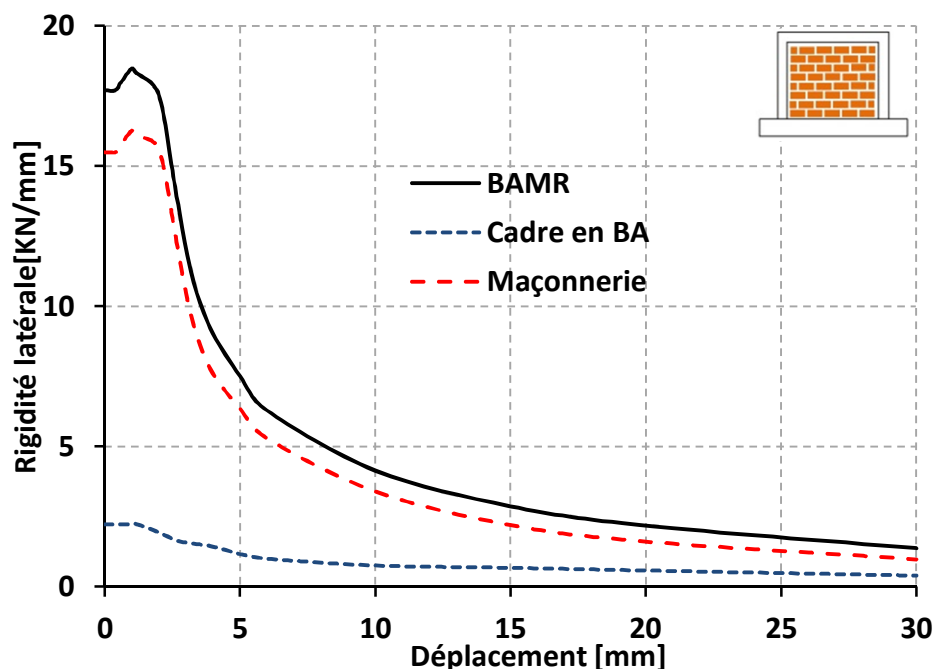


Figure 5. 34: Variation de participation en rigidité des composants du cadre en BAMR.
Spécimen 1 : BAMR « Standard »

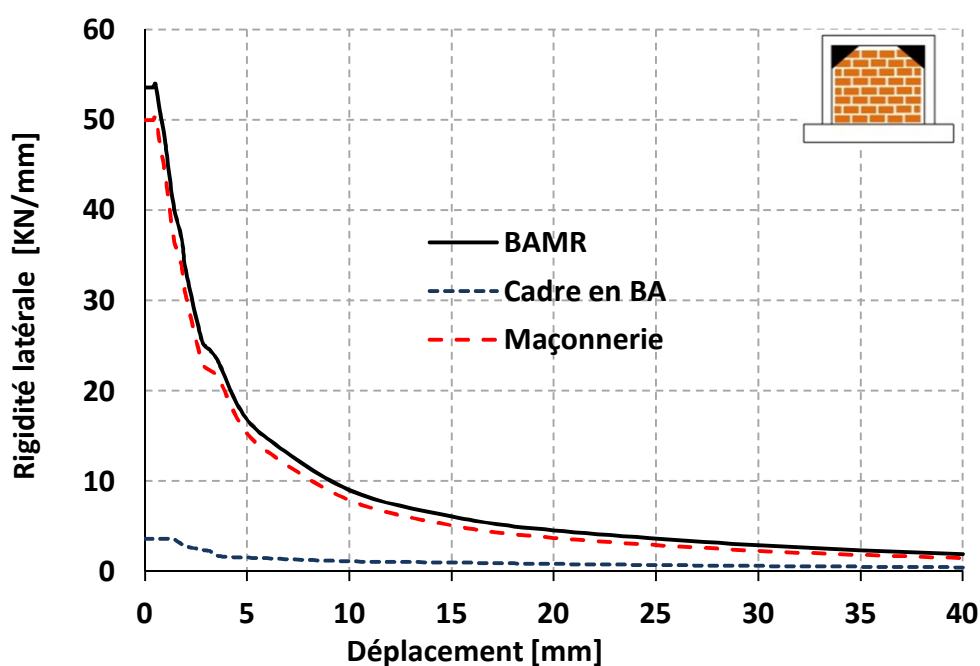


Figure 5. 35: Variation de participation en rigidité des composants du cadre en BAMR.
Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets »

Basant sur le principe de superposition des effets, les indices de performance en rigidité de chaque spécimen sont calculés et regroupés dans la figure 5.36.

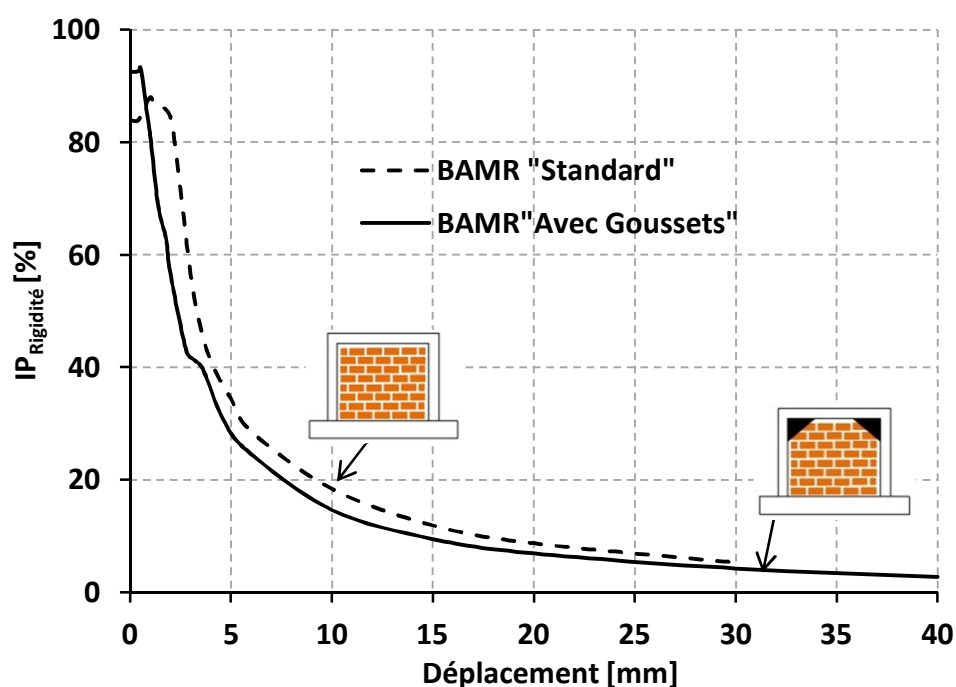


Figure 5. 36: Comparaison de l'indice $IP_{Rigidité}$ du BAMR standard et avec goussets.

En remarque que sur tous les déplacements latéraux, les deux courbes de l'indice de performance en rigidité correspondant aux deux spécimens sont proches tandis que la rigidité latérale est considérablement augmentée en présence des goussets. En d'autre terme, en utilisant les goussets en béton armé, la rigidité du panneau est augmentée du même ratio que la rigidité globale du BAMR. Ceci nous mène à un résultat important c'est que le rapport relative des caractéristiques dynamiques du cadre en BAMR sont presque les mêmes en présence des goussets en béton armé.

La description du comportement du BAMR est accomplisse par le troisième paramètre qui est l'énergie dissipée. Ce paramètre n'est pas décisif pour juger la performance d'un cadre en BAMR mais il est pris comme paramètre complémentaire des deux paramètres précédents (Paramètre de résistance et paramètre de rigidité).

Les résultats de la contribution du panneau en maçonnerie et du cadre en béton armé en terme de l'énergie dissipée de chaque spécimen sont montrés dans les deux figures suivantes :

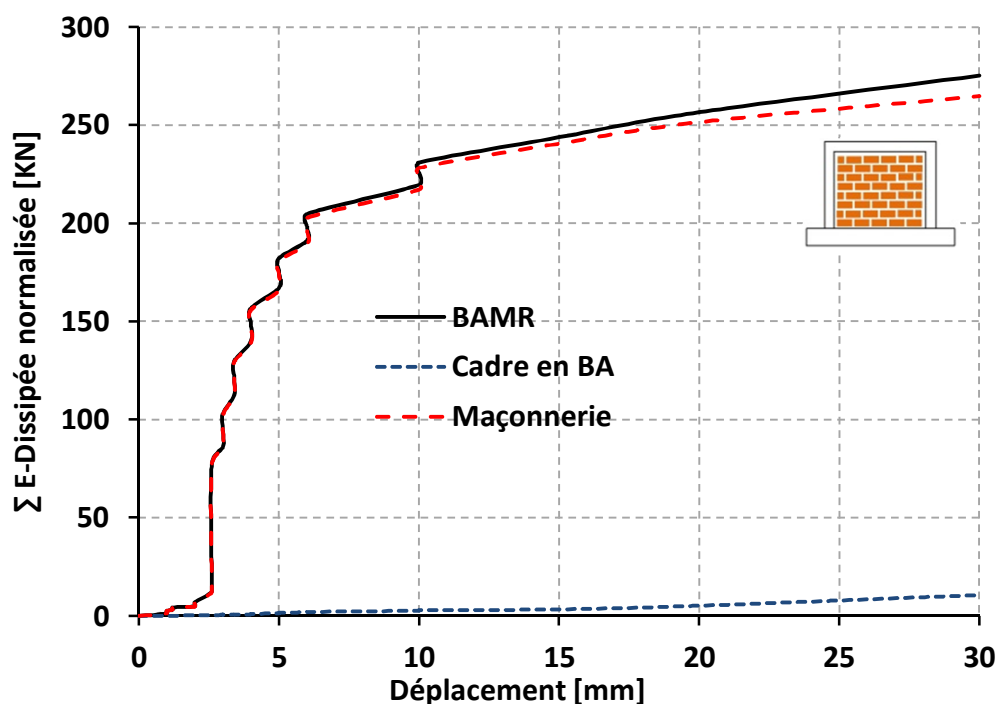


Figure 5. 37: Variation de participation en énergie dissipée des composants du cadre en BAMR. Spécimen 1 : BAMR « Standard »

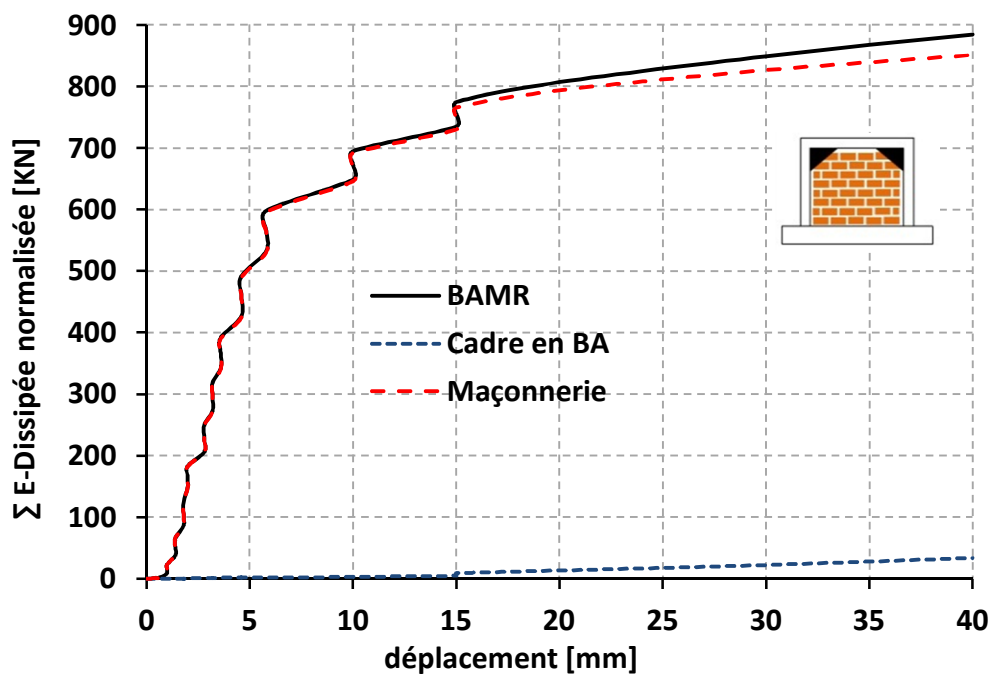


Figure 5. 38: Variation de participation en énergie dissipée des composants du cadre en BAMR. Spécimen 2 : BAMR « Avec goussets ».

Dans les deux spécimens, le remplissage en maçonnerie constitue la partie la plus vulnérable car elle absorbe plus de 97% de l'énergie dissipée totale correspondante au cadre en BAMR.

Les goussets ont contribué considérablement dans l'augmentation de la capacité du cadre à absorber de l'énergie (Augmentation de l'ordre de 300 %). Ceci est le résultat de l'augmentation de la largeur de la bielle diagonale fictive et la limitation en rotation des nœuds poteaux-poutres.

La figure 5.39 suivante regroupe les courbes de variation de l'indice de performance en énergie dissipée de chaque spécimen.

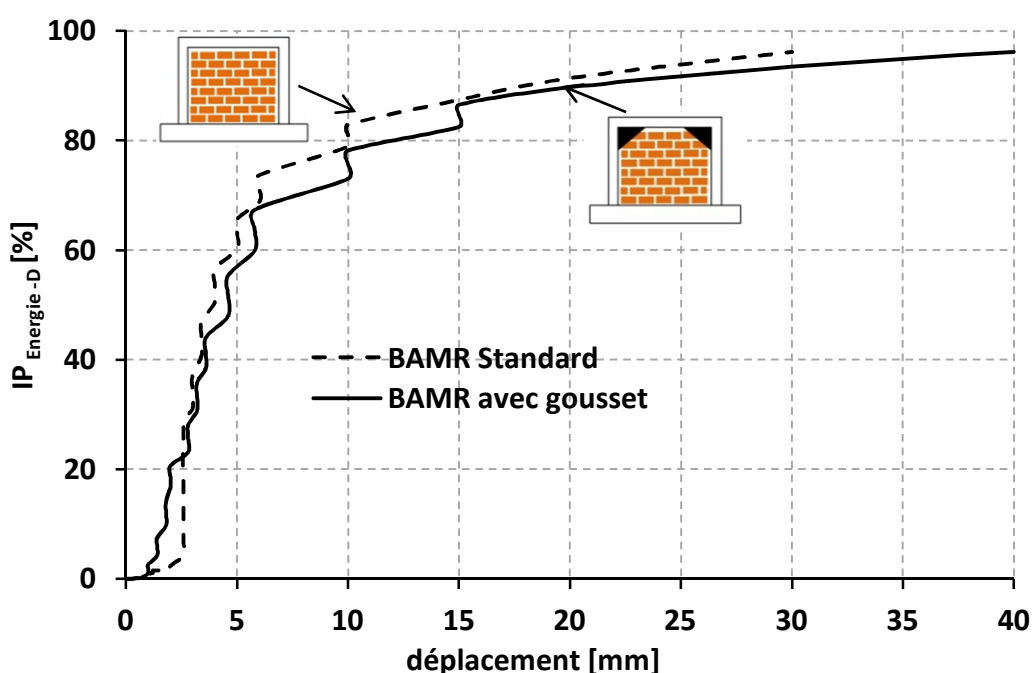


Figure 5. 39: Comparaison de l'indice $IP_{\text{Energie-D}}$ du BAMR standard et avec goussets.

La figure 5.39 montre que les deux courbes de l'indice de performance en énergie dissipée des deux spécimens sont très proches. Cette constatation est similaire à celle de l'indice de performance en rigidité et particulièrement dans la phase des petits déplacements.

Pour résumer l'influence des goussets dans les cadres en BAMR en utilisant les indices de performance, on regroupe les courbes des trois indices de performance de chaque spécimen dans un seul graphe ce qui permet d'utiliser ces indices pour l'évaluation rapide de la performance de chaque spécimen.

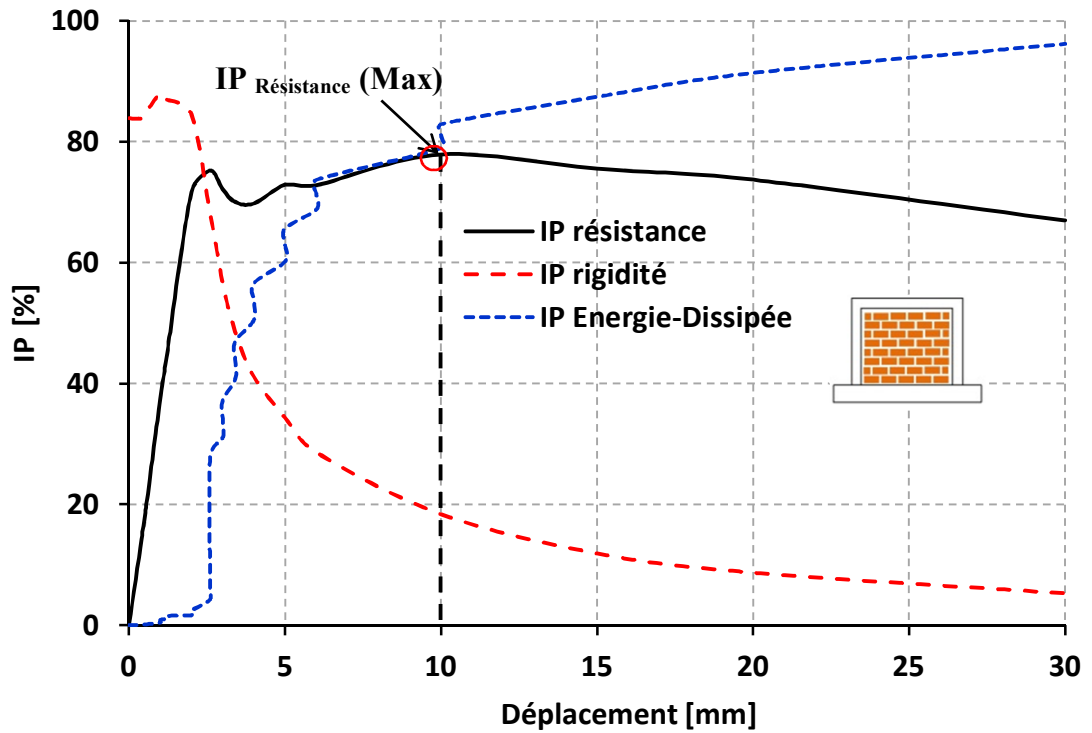


Figure 5. 40: Indices de performance « IP » du BAMR « Standard ».

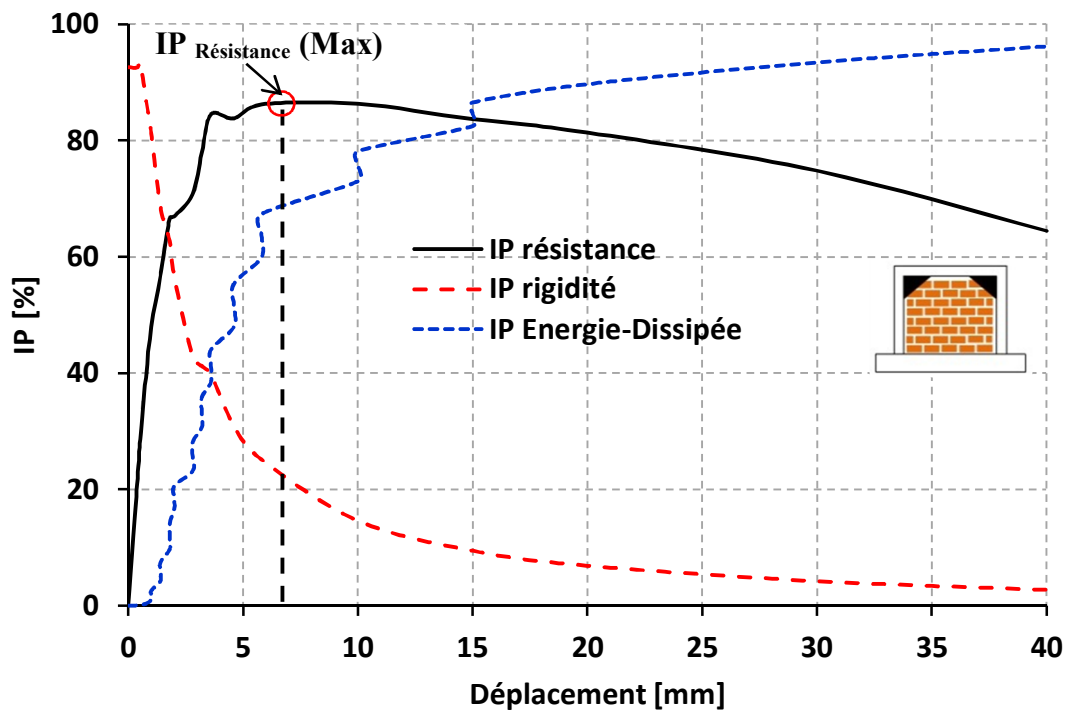


Figure 5. 41: Indices de performance « IP » du BAMR « Avec goussets ».

À partir des graphes des deux figures 5.40 et 5.41 précédentes, les principaux résultats sont extraits et résumés dans le tableau 5.4 suivant :

Tableau 5. 4: Principaux résultats des IP de chaque spécimen.

	BAMR « Standard »	BAMR « Avec Goussets »	Taux d'augmentation
IP Résistance (Max)	77.88	86.20	10,68 (%)
δ (IP Résistance (Max)) (mm)	10.00	5.80	---
IP Rigidité (δ)	18.36	25.16	37,04 (%)
IP Énergie-Dissipée (δ)	82.88	67.35	-18,74 (%)

Les valeurs montrées dans le tableau 5.4 indiquent une augmentation de 10,68% de la contribution en capacité du remplissage en maçonnerie en présence des goussets. La contribution maximale en capacité de chaque spécimen n'est pas obtenue au même déplacement latéral. Le IP Résistance (Max) est obtenu aux déplacements 10,00 et 5,80 mm pour le BAMR « standard » et BAMR « Avec goussets » respectivement. Ceci indique que les goussets contribuent dans la diminution de la ductilité du cadre en BAMR.

Aux mêmes déplacements, on constate une augmentation de 37,04% de la contribution de la maçonnerie en rigidité en présence des goussets. Cette augmentation est traduite par la limitation de la déformation latérale du cadre et conduit à l'augmentation de l'effort sismique éventuellement appliqué.

Le dernier paramètre indique que les goussets ont contribué dans la diminution du taux de dégradation de la maçonnerie de l'ordre de 18,74%. Cette diminution est traduite par la limitation d'ouverture des fissures entre les briques du remplissage en maçonnerie.

5.4.3 Conclusion

Les résultats obtenus montrent que la technique des goussets dans les cadres en béton armé peut être considérée comme une solution concurrentielle pour améliorer la capacité, la rigidité et la capacité à dissiper de l'énergie des structures avec cadres en BAMR. Cette technique peut être aussi adoptée comme un moyen de renforcement des structures car elle est rapide et économique dans son exécution et elle ne nécessite pas trop de modifications de l'architecture de la structure renforcée.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET RECOMMANDATIONS

Le bâti construit en cadres en **Béton Armé** avec **Maçonnerie de Remplissage** en briques (Ou BAMR tout court) constitue une partie importante du parc immobilier de notre pays et du monde entier. Ce type de construction est largement utilisé dans les édifices à des fins résidentielles, commerciales ou même industrielles.

L'emploi des BAMR offre plusieurs avantages tels que : la rapidité et la facilité d'exécution, la disponibilité et l'économie des matériaux de construction employés, la légèreté des remplissages en maçonnerie, la bonne isolation phonique et thermique... etc.

Lorsque les constructions en BAMR sont érigées dans des zones de forte sismicité, les investigations post-sismiques ont montrées que les murs en maçonnerie sont très vulnérables aux actions telluriques comparant avec les cadres qui les confinent et dans certains cas, les murs peuvent constituer une cause principale de l'effondrement totale ou partielle des constructions.

Le comportement sismique de cette typologie structurale est régit principalement par l'interaction des panneaux en maçonnerie avec les cadres en béton armé. Cette interaction constitue un des sujets les plus complexes en génie parasismique. Cette difficulté issue de la combinaison de deux systèmes de comportements très différents : Maçonnerie rigide et fragile avec cadres en béton armé souples et ductiles. La difficulté de quantification de l'effet des remplissages mène certains chercheurs à les isoler dans les cadres en béton armé à fin d'éliminer leurs contributions dans les calculs.

Diverses théories sont présentées et plusieurs parties de ce thème demeurent un sujet de controverse et confirment qu'il mérite encore l'attention de la communauté scientifique. Mais un consensus est établi que la non-prise en compte de l'effet des remplissages dans la justification sismiques des constructions mène à une sous-estimation des efforts sismiques induits dans les éléments en béton et probablement à leur rupture hâtive.

Plusieurs modèles numériques sont proposés pour tenir en compte de l'interaction mur-cadre dans les calculs des BAMR. Ces modèles peuvent être groupés en deux grandes familles. La première famille est la micro modélisation qui regroupe tous les modèles numériques détaillant le comportement de chaque constituant des BAMR. La deuxième famille est la macro modélisation où les panneaux sont simplifiés par des éléments simples à fin de gagner de temps et de l'argent dans le calcul sismique des BAMR.

Pour le panneau de remplissage en maçonnerie, le modèle proposé dans notre projet est une version développée d'un modèle numérique existant dans la littérature élaboré par I. Calìo et B. Pantò en 2014. Avec ce modèle numérique, on remplace chaque portion du mur de remplissage par des cadres bi-articulée infiniment rigides reliés entre eux par des ressorts non-linéaires. Ce modèle est choisi car il nous permet d'allier la rapidité et la simplicité du modèle globale à la finesse des modèles détaillés. Pour les cadres en béton armé, les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments poutres où la non-linéarité mécanique est considérée concentrée dans des endroits préalablement choisis. On adopte des rotules non-linéaires de cisaillement et de flexion pour les poutres et de cisaillement et de flexion composée pour les poteaux. Les lois de comportement sont de type élasto-plastique tri-linéaire pour le moment et élasto-plastique bilinéaire parfait pour le cisaillement.

La réserve constatée sur le modèle de maçonnerie est qu'il adopte aux principaux ressorts diagonaux la même loi de comportement avec les mêmes caractéristiques mécaniques. Ceci est adopté car il est difficile voire très difficile pratiquement d'associer chaque élément avec sa propre loi de comportement sachant que la résistance de chaque élément dépend de la contrainte de compression appliquée qui dépend elle-même de la force latérale appliquée au cadre en BAMR.

Notre contribution est d'appliquer aux ressorts diagonaux de la même bande des coefficients appelés « coefficients de distribution » notés « K_i ». Le but est d'affecter pour chaque bande diagonale des ressorts diagonaux son coefficient de répartition correspondant. La méthodologie suivie pour la détermination des coefficients de répartition est fondée principalement sur l'expérience et sur la théorie aussi car il est constaté que la bande diagonale centrale subit la contrainte de compression maximale et diminue jusqu'à ce qu'elle s'annule à l'autre extrémité du cadre. Dans notre modèle, cette variation des coefficients entre les deux extrémités de la poutre est supposée linéaire.

À fin de valider le modèle numérique proposé, les résultats numériques sont confrontés avec des résultats expérimentaux de quatre (4) spécimens. Les analyses numériques effectuées sur ces spécimens sont de types statiques non-linéaires progressifs ou push over. Les deux premiers spécimens font partie de l'étude expérimentale d'Al-Chaar.G (1998) et correspondent à deux cadres en béton armé avec et sans remplissage en maçonnerie d'une échelle égale à $\frac{1}{2}$. Le modèle numérique correspondant au cadre vide a

pu fournir une très bonne estimation de la rigidité et de la résistance latérale du cadre. La précision du modèle numérique en terme de résistance est de l'ordre 95 % au minimum. Le modèle numérique prévoit exactement le mécanisme de ruine observé expérimentalement. L'importance de cette application est de garantir une bonne appréhension de la partie « cadre en béton armé » et de se focaliser sur l'étude du remplissage en maçonnerie qui est l'objet de la deuxième application. Le modèle numérique proposé est appliqué avec un maillage de (2x2).

À ce stade, une autre contribution est adoptée sur le modèle numérique. Il s'agit d'attribuer une loi de comportement de type élasto-plastique fragile au lieu du type élasto-plastique parfait adopté par l'auteur car cette loi tient en compte de la réduction de la largeur initiale de la bielle comprimée. Une très bonne estimation de la résistance et de la rigidité latérale est constatée. La différence en résistance entre le calcul numérique et le résultat expérimental est de l'ordre de 6%. Au cours d'application de charge latérale progressive, le mécanisme de rupture prévu numériquement évolue de façon très similaire avec celui constaté expérimentalement. Le spécimen est rompu en un cisaillement diagonal en escalier du mur accompagné avec une plastification en flexion des extrémités et à mi-hauteur du poteau.

Les résultats expérimentaux et numériques de cette première application indiquent que le panneau en maçonnerie contribue considérablement dans l'amélioration de la résistance et de la rigidité du cadre en béton armé. Les résultats numériques montrent que la capacité et la rigidité élastique du cadre en béton sont augmentées de 230% et 800% respectivement toutefois la ductilité est diminuée car le déplacement élastique du cadre est diminué de l'ordre 28,00 % en présence du remplissage en maçonnerie. Ce résultat confirme l'exigence de prendre en considération l'effet des remplissages en maçonnerie dans la conception de cette typologie structurale.

Ainsi dans le but de la validation du modèle numérique proposée, une deuxième application est faite en utilisant comme référence les résultats de l'étude expérimentale réalisée par Liborio Cavaleri et Fabio Di Trapani (2013). Dans cette application, les essais d'identification des matériaux et en particulier de la maçonnerie sont plus détaillés par rapport à la première application. Ceci garantit la représentativité des lois de comportement de chaque ressort non-linéaire du modèle numérique proposé. Le maillage adopté dans la

modélisation numérique est (3×3), plus raffiné par rapport à celui de la première application.

L'essai expérimental est de type quasi-statique cyclique et la courbe enveloppe des courbes cycliques est prise comme référence pour la comparaison avec la courbe de push over numérique. La comparaison entre les deux courbes de capacité indique une bonne convergence sur toute la gamme de déplacements inférieurs à un drift de 2,00%. Au-delà de ce drift, une petite divergence est constatée mais elle n'a pas de grande importance car elle correspond à des déplacements au-delà du drift de 1,00% qui représente la limite de ruine théorique du spécimen.

La différence entre les valeurs numériques et expérimentales de l'effort tranchant à la base est limitée à 10 % sur toute la gamme des déplacements inférieurs au drift de 2,00%. La capacité du BAMR est parfaitement similaire à celle obtenue expérimentalement. L'erreur est de l'ordre de 1%. Les deux pics numérique et expérimental sont atteints pratiquement au même déplacement latéral. Pareillement, la rigidité initiale évaluée numériquement est proche de celle de l'expérimental. La différence est de l'ordre de 10%.

De même, l'évolution des dégradations constatées expérimentalement dans le panneau de remplissage ou dans les éléments en béton armé est similaire avec celle des dégradations révélées par la simulation numérique. Le mode de ruine du cadre en BAMR est une plastification des poteaux avec rupture en cisaillement glissant combiné avec un cisaillement diagonal en escalier du mur en maçonnerie. Ceci confirme la fiabilité de la simulation numérique du modèle numérique proposé.

Dans le but d'améliorer la performance des cadres en BAMR, une conception est proposée dans la troisième application de ce projet. Il s'agit d'une conception avec des goussets prévus aux angles du cadre en béton armé. Cette technique est proposée pour la première fois par Crisofulli (1997). Les résultats de cette application servent aussi comme une validation du modèle numérique proposé. L'avantage de cette conception c'est qu'elle permet de se bénéficier au maximum des avantages des remplissages en maçonnerie tout en réduisant le risque de ces effets négatifs sur les poteaux et les poutres.

Le maillage adopté pour cette application est (5×5) plus raffiné que celui de la deuxième application. Les goussets sont modélisés par des éléments poutres à section variable en mettant comme hypothèse que leur comportement demeure linéaire élastique. Les endommagements sont prévus hors zones renforcées des éléments en béton armé. Pour

tenir en compte de l'effet des goussets sur le panneau en maçonnerie, une adaptation est attribuée sur les coefficients de distribution K_i . La bande diagonale sollicitée par le gousset est considérée avoir la même distribution parfaite de l'effort de compression. En dehors de la zone du gousset, les coefficients de distribution sont obtenus de la même méthode appliquée dans les deux exemples précédents.

L'essai expérimental de cette application est de type quasi-statique cyclique. La courbe numérique de l'analyse push over est comparée avec l'enveloppe des courbes d'hystérésis du spécimen. Les deux courbes obtenues sont très proches. Une très bonne convergence des résultats numériques et expérimentaux est constatée sur toute la plage des déplacements et l'erreur des différences relevées en capacité est limitée à 6%. Une très bonne estimation de la rigidité initiale et de la capacité latérale du cadre en BAMR est obtenue par le modèle numérique proposé où l'erreur estimée est de l'ordre de 6,51% et 1,56% respectivement.

De même, le scénario numérique d'évolution des dégradations dans les éléments en béton armé et de la propagation des fissures dans le panneau en maçonnerie est similaire à celui constaté expérimentalement. Le spécimen est fondu en plastification aux pieds des poteaux, à la tête du poteau dans la section immédiatement sous le gousset avec l'apparition de petites fissures dans les extrémités de la poutre. Le panneau en maçonnerie est rompu en cisaillement diagonal associé avec un cisaillement glissant au milieu du panneau. À la fin de l'essai les goussets sont restés intacts ce qui étaye l'hypothèse de considérer leur comportement élastique parfait dans le modèle numérique.

Pour mettre en évidence l'effet des goussets, une comparaison numérique est faite entre deux cadres conçus avec et sans goussets. En absence des goussets, la comparaison montre une augmentation de la rigidité et de la résistance latérales de l'ordre de 76,42% et 27,61% respectivement. En présence des goussets, l'augmentation de la rigidité et de la résistance latérales est de l'ordre de 72,22 % et 11,25% respectivement.

Les goussets contribuent considérablement dans l'amélioration de la résistance et la rigidité à la flexion du cadre en béton armé. La rigidification des nœuds poteaux-poutres permet de limiter la séparation du cadre avec le panneau de remplissage en maçonnerie.

En outre, les goussets protègent le nœud poteau-poutre vis-à-vis de l'action du cisaillement de la bielle diagonale. Sous cette action, en absence des goussets et une insuffisance de frettage, le cadre en BAMR peut se rompre hâtivement. Ce mécanisme de rupture défavorable n'assure pas le transfert des efforts latéraux vers le panneau de remplissage en maçonnerie. Les goussets assurent aussi une dégradation progressive du cadre en BAMR car les fissures se propagent uniformément dans le panneau de remplissage en maçonnerie.

À la fin du travail, une méthode est proposée pour évaluer la performance d'un remplissage en maçonnerie dans le cadre en béton armé. Il s'agit de la méthode des indices de performance (IP). Ces indices représentent le rapport de la participation du remplissage sur la capacité globale du cadre en BAMR. Ces indices sont calculés en termes de résistance, de rigidité et de l'énergie dissipée du cadre en BAMR.

L'évaluation de la performance en utilisant la méthode des indices de performance est appliquée sur deux exemples. Le premier exemple correspond au spécimen similaire au celui de la première application de ce travail. Le deuxième correspond au spécimen en présence des goussets et qui a pour but de mettre en lumière l'apport des goussets sur la performance du cadre en BAMR en utilisant les indices de performance.

Basant sur le principe de superposition des effets, l'indice de performance d'un cadre en BAMR est égal au rapport de l'effet du remplissage sur sa réponse globale. Cette hypothèse est valable lorsque la maçonnerie de remplissage peut être remplacée par une bielle diagonale dans le cadre.

La première application est issue de l'étude expérimentale faite par Al-Chaar.G (1998). Pour la détermination numérique des IP du cadre en BAMR, on utilise le programme de calcul SeismoStruct 2016.

La courbe de l'indice de performance en résistance du cadre en BAMR accroît dans un intervalle court des petits déplacements et atteint sa valeur maximale (63 %) à un déplacement latéral de 3,00 mm. Ce déplacement latéral correspond à un drift de 0,22%

qui représente un état de dommages légers ou un début de dommages modérés du cadre en BAMR.

Dans la phase très courte des petits déplacements, l'indice de performance en rigidité prend sa valeur maximale qui est de l'ordre de 85 %. Cette valeur du $IP_{\text{Rigidité}}$ reste constante jusqu'à 2,00 mm de déplacement latéral (drift=0,15%).

À partir de 3,00 mm de déplacement latéral (drift = 0,22%), la courbe de performance en résistance commence à décroître graduellement jusqu'à 7,00 mm de déplacement latéral (drift = 0,50%) où la courbe de performance décroît peu rapidement par rapport à la décroissante précédente tandis que la courbe de performance en rigidité diminue exponentiellement jusqu'à un déplacement latéral de 8,80 mm (drift=0,64%) où elle commence à se redresser horizontalement.

Ce résultat est proche de ce qui est constaté expérimentalement où la fissuration diagonale apparente dans le panneau est obtenue à un déplacement latéral de l'ordre de 10.2 mm (drift = 0,73 %.). Les dimensions faibles des éléments en béton armé offrent une souplesse qui permet au cadre de suivre la déformation latérale du spécimen sans subir de dégradations apparentes.

Dans la deuxième application on utilise la méthode des indices de performances sur les deux spécimens étudiés par Crisafulli (1997) à fin de montrer l'efficacité de l'introduction des goussets pour l'amélioration de la performance du panneau en maçonnerie. Les deux spécimens étudiés correspondent à une conception avec cadre en BAMR sans et avec goussets.

Pour la modélisation des goussets, une simplification a été adoptée en discrétisant la partie concernée en plusieurs segments de caractéristiques mécaniques différentes.

Les résultats numériques sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux et particulièrement en terme de résistance. Les modèles numériques offrent des valeurs inférieures aux rigidités expérimentales dans les premiers cycles (phase des petits déplacements) et dans les derniers cycles (phase des grands déplacements on constate une petite divergence en terme de l'énergie dissipée. Dans la phase intermédiaire, les résultats des deux modèles sont presque similaires aux résultats expérimentaux.

Les résultats obtenus montrent que la participation en résistance latérale du remplissage en maçonnerie est améliorée de 110 % en présence des goussets. La participation maximale du panneau en maçonnerie dans chaque spécimen est obtenue dans des déplacements différents.

Les deux courbes de variation de l'indice de performance en résistance de chaque spécimen montrent que dans le domaine des petits déplacements (inférieurs à 2,00 mm) les deux conceptions du BAMR présentent les mêmes valeurs de l'indice de performance en résistance. Au-delà de 2,00 mm les deux courbes se séparent. Cette phase constitue la phase de séparation partielle du panneau avec le cadre et la formation de la bielle diagonale dans le panneau. La différence constatée entre les indices de performance en résistance est due à la contribution importante des goussets dans l'augmentation de la largeur de la bielle diagonale fictive.

En présence des goussets, le $IP_{\text{Résistance}}$ atteint une valeur de 86% à un déplacement latéral de 5,80 mm tandis que dans la conception standard du cadre en BAMR, il atteint une valeur de 78% à un déplacement latéral de 10,00mm. Ceci montre que les goussets contribuent considérablement dans l'augmentation de la performance en résistance du cadre en BAMR, en revanche la ductilité correspondante est diminuée.

En remarque que sur tous les déplacements latéraux, les deux courbes de variation de l'indice de performance en rigidité $IP_{\text{Rigidité}}$ correspondant aux deux spécimens sont proches tandis que la rigidité latérale est considérablement augmentée en présence des goussets. Ceci indique que la rigidité du panneau est augmentée du même ratio que la rigidité globale du BAMR. En d'autre terme, le rapport relative des caractéristiques dynamiques du cadre en BAMR sont presque les mêmes en présence des goussets en béton armé.

Concernant le paramètre de l'énergie dissipée, on constate que, dans les deux spécimens, la maçonnerie de remplissage constitue la partie la plus vulnérable car elle absorbe plus de 97% de l'énergie dissipée totale correspondante au cadre en BAMR.

Les goussets ont contribué considérablement dans l'augmentation de la capacité du cadre à absorber de l'énergie (Augmentation de l'ordre de 300 %). Ceci est le résultat de l'augmentation de la largeur de la bielle diagonale fictive et la limitation en rotation des nœuds poteaux-poutres.

Les deux courbes de variation de l'indice de performance en énergie dissipée sont très proches. Cette constatation est similaire à celle de l'indice de performance en rigidité et particulièrement dans la phase des petits déplacements.

En regroupant les courbes des trois indices de performance de chaque spécimen dans un seul graphe, on constate une augmentation de 10,68% de la contribution en capacité du remplissage en maçonnerie en présence des goussets. La contribution maximale en capacité de chaque spécimen n'est pas obtenue au même déplacement latéral. Le $IP_{\text{Résistance}}(\text{Max})$ est obtenu aux déplacements 10,00 et 5,80 mm pour le BAMR « standard » et BAMR « Avec goussets » respectivement. Ceci indique que les goussets ont contribué dans la diminution de la ductilité du cadre en BAMR. Aux mêmes déplacements, on constate une augmentation de 37,04% de la contribution de la maçonnerie en rigidité en présence des goussets. Cette augmentation est traduite par la limitation de la déformation latérale du cadre et conduit à l'augmentation de l'effort sismique éventuellement appliqué.

Le paramètre de l'énergie dissipée indique que les goussets ont contribué dans la diminution du taux de dégradation de la maçonnerie de l'ordre de 18,74%. Cette diminution est traduite par la limitation d'ouverture des fissures entre les joints des briques.

À la fin de ce travail, il y a lieu de suggérer certaines recommandations qui nous semblent pertinentes.

Recommandations :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA99/2003) ne prennent pas les panneaux en maçonnerie comme des éléments structuraux dans la justification sismique des bâtiments mais elles prévoient une pénalisation de leur coefficient de comportement approprié. Est-ce que c'est suffisant ? Pour répondre, on propose de faire une étude comparative de deux structures types en BAMR : une structure calculée suivant les règles parasismiques algériennes et l'autre calculée en utilisant le modèle numérique proposé. Cette étude nous permettra de conclure la nécessité (ou la non-nécessité) de considérer les panneaux de remplissages dans la justification sismique de cette typologie structurale.

- L'emploi des goussets dans les cadres en BAMR présente une des solutions concurrentielles pour l'amélioration de leur comportement sismique. On propose de faire une étude comparative entre cette solution et d'autres solutions pour conclure laquelle qui est la plus avantageuse.
- Pour mettre en évidence de l'effet des goussets, notre étude est basée sur un seul spécimen. Il est judicieux de prévoir une étude expérimentale paramétrique de plusieurs cadres en BAMR avec différentes configurations des goussets pour aboutir à la configuration qui est la plus performante.
- Les études faites pour la validation du modèle numérique proposé sont toutes de type statique non-linéaire. On recommande d'autres améliorations sur le modèle numérique pour les applications cycliques ou dynamiques non-linéaires aussi.
- Dans ce travail, la solution des goussets est employée comme une conception de construction. Il est recommandé d'étudier son efficacité comme une solution de renforcement des constructions en BAMR endommagées par des séismes.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Lefebvre. K : Étude du comportement sous charges latérales des ossatures de béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie, construites avant les années 1960. Thèse de doctorat. (2012). Université du Québec.
- [2] Fouchal. F : Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées. Thèse de doctorat. (2006). Université de Reims Champagne-Ardenne.
- [3] Jasienski. A : Histoires de béton armé : patrimoine, durabilité et innovations. Fédération de l'industrie cimentière belge [Revue]. (2013). ISBN : 978-2-9600430-9-9.
- [4] Tahar. B: Interaction entre ossature en béton armé et maçonnerie de briques creuses sous sollicitations de type sismique. Thèse de doctorat. (1984). École nationale des ponts et chaussées –Paris-.
- [5] Tomazevic. M: Masonry infilled reinforced concrete frames, Earthquake-resistant design of masonry buildings, Imperial Collège Press, London, (1999) pp. 163-178.
- [6] Site internet officiel du Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique CRAAG, Algérie. (www.craag.dz).
- [7] Davidovichi. V: Rapport préliminaire du séisme de Boumerdès 2003. Ministère de l'habitat et de l'Urbanisme. Algérie. (Juin 2003).
- [8] Hugo. B: Conception parasismique des bâtiments. Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités. Office fédérale des eaux et de la géologie.
- [9] Zacek. M : Conception parasismique -niveau avant-projet- Cahier 1. Les grands ateliers. Paris. (2003), édition Parenthèse, ISBN : 978-2-86364-054-8.
- [10] Règles parasismiques algériennes, RPA 99 / version 2003, CGS. DTR B C2 48. Ministère de l'habitat et de l'Urbanisme. Algérie.
- [11] Haque.S and Amanat.K: Strength and drift demand of columns of RC framed buildings with soft ground story, Journal of Civil Engineering, 37(2). (2009). pp.99-110.
- [12] Sezen, H. Moehle, J. P, Seismic Test of Concrete Columns With Light Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, V.103, No.6. (2006).

- [13] Kwon, O: Damaging Effects of the Pisco-Chincha (Peru) Earthquake on an Irregular RC Building, The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, Beijing, China, (2008).
- [14] Gur, T., Cihan Pay, A., Ramirez, J. A., Sozen, M. A., Johnson, A. M. & Ayhan Irfanoglu: Performance of School Buildings in Turkey during the 1999 Düzce and the 2003 Bingol Earthquakes, *Submitted to Earthquake Spectra*, EERI, (2007).
- [15] Chopra, A.K. and Juan C. De la Llera. Accidental and natural torsion in earthquake response and design of building, 11th world conference on earthquake engineering. (1996).
- [16] Stefano, Ma. D. and Pintucchi, B. A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002, Springer Science and Business Media B.V. (2007).
- [17] ASCE and FEMA: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers: FEMA-356, Washington, (2000).
- [18] Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L.: Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads, *Structural Engineering and Structural Mechanics*, Research Series, Report CD/SR-94/6, (1994).
- [19] Al.Chaar,G. Non-ductile behavior of reinforced concrete frames with masonry infill panels subjected to in-plane loading. *Construction Engineering Research Laboratories*. USA. (1998).
- [20] Règles de construction parasismique applicables aux bâtiments. PS 92. Norme Française P 06-013. (1995).
- [21] Règles de conception et de calcul des maçonneries, DTR C2-45, Ministère de l'habitat. Algérie. Edition 2. CNERIB. (2005).
- [22] Dialer.C : Some remarks on the strength and deformation behavior of shear stressed masonry panels under static monotonic loading, *Proceeding of the ninth international brick and block masonry conference*, (1) pp 276-283, (1991).
- [23] Riddington,J.R and Ghazali.M.Z: Shear strength of masonry walls. *Proceeding of the eighth international brick and block masonry conference*, (76) pp 1-14, (1985).

[24] Hamid.A.A and Drysdale.R.G: Concrete masonry under combined shear and compression along the mortar joints, American Concrete Institute Journal, (77)5, pp 314-320, (1980).

[25] Shrive.N.G: Materials and material properties, Reinforced and prestressed masonry, A.W.Hendry, Longman scientific and technical, London, pp25-54, (1991).

[26] Wan Qinglin and Wenzong: The shear strength of masonry wall under combined stresses, Proceedings of the fourth Canadian masonry symposium, University of New Brunswick, Canada, (2) pp596-608, (1986).

[27] Abboud.B.E, Hamid.A.A and Harris.H.G: further investigation on the use of direct small scale modeling of concrete block masonry. Proceeding of the fourth Canadian masonry symposium of New Brunswick, Canada,(1) pp783-799, (1986).

[28] Bernardini.A, Modena.C and Vescovi.U: An anisotropic biaxial failure criterion for hollow clay brick masonry, International journal of masonry construction, (2) 4, pp165-171, (1982).

[29] Drysdale.R.G and Hamid.A.A: Tensile strength of brick masonry, International journal of masonry construction, (2) 4, pp172-178, (1982).

[30] Code de construction parasismique, Mendoza, Argentine, (1988).

[31] Code colombien de construction parasismique, Association colombienne de l'ingénierie sismique, (1984).

[32] Normes techniques de construction parasismique, Mexico, (1987).

[33] Alcocer.S.M and Klingner.R.E : Masonry Research in the Americas, Masonry in Americas, American Concrete Institute SP-147, D.P Abrams, pp127-169, (1994).

[34] Stockl.S and Hofmann.P: Tests en the shear bond behavior in the bed-joints of masonry, Proceedings of the eighth international brick and block masonry conference, Dublin, republic of Ireland, (1) pp292-303, (1988).

[35] Seismosoft: SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from <http://www.seismosoft.com>. (2016).

[36] Brokken.S.T and Bertero.V.V: Studies on the effects of infills in seismic resistant RC construction, University of California, Berkeley, Report No UCB/EERC 81/12, (1981).

[37] Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P., Noland, J.L.: Performance of masonry-infilled R/C frames under in-plane lateral loads, *Structural Engineering and Structural Mechanics, Research Series, Report CD/SR-94/6*, (1994).

[38] Crisafulli, F. J.: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills, PhD Thesis- Department of Civil Engineering- University of Canterbury, pp. 219-244. (1997).

[39] Leuchars.J.M: Masonry infill panels, Report M.E, University of Canterbury, p107, (1973).

[40] Wood R.H: The stability of tall buildings, proceedings of the institution of civil engineers, (11) pp-69-102, (1958).

[41] Liaw T.C: Elastic behavior of infilled trams - Proc. I.C.E, (G.8), (46), (1970).

[42] Liaw T.C: The composite characteristics of infilled frames - G.B. institute of J. mach. Sciences, (15) 7, (1973).

[43] Asteris PG, Kakaletsis DJ, Chrysostomou CZ, Smyrou EE. Failure modes of infilled frames. *Electron J Struct Eng*; 11(1):11–20, (2011).

[44] Calvi GM, Bolognini D. Seismic response of reinforced concrete frames infilled with weakly reinforced masonry panels. *J Earthquake Eng*; 5(2):153-85, (2001).

[45] Erdem I, Akyuz U, Ersoy U, Ozcebe G. An experimental study on two different strengthening techniques for RC frames. *Eng Struct* ;28(13):1843-51, (2006).

[46] Fang M-J, Wang J-F, Li G-Q. Shaking table test of steel frame with ALC external wall panels. *J Constr Steel Res*; 80:278-86, (2013).

[47] Hashemi A, Mosalam KM. Shake-table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthq Eng. Struct. Dyn*; 35: 1827-52, (2006).

[48] Kakaletsis DJ, Karayannis CG. Experimental investigation of infilled R/C frames with eccentric openings. *Struct Eng Mech*; 26(3):231-50, (2007).

[49] Kakaletsis DJ, Karayannis CG. Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *J Earthq Eng*; 12(2):197-221, (2008).

- [50] Kakaletsis DJ, Karayannis CG. Experimental investigation of infilled R/C frames with concentric openings. *ACI Struct J*; 106(2):132-41, (2009).
- [51] Kakaletsis DJ. Rotations of RC members of infilled frames at yielding and ultimate. *Open Constr Build Technol J*; 6:50-62, (2012).
- [52] Kim Y, Kabeyasawa T, Igarashi S. Dynamic collapse test on eccentric reinforced concrete structures with and without seismic retrofit. *Eng Struct*; 34:95-110, (2012).
- [53] Ricci P, Verderame GM, Manfredi G. Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings. *Eng Struct*; 33(2):308-19, (2011).
- [54] Tabeshpour. M. R. and Azad.A: Seismic Behavior and Retrofit of Infilled Frames, *Earthquake-Resistant Structures - Design, Assessment and Rehabilitation*, InTech, pp 279-305, (2012).
- [55] Mallick D.V. and Severn R.T: The Behavior of Infilled Frames under Static Loading, the Institution of Civil Engineers, Proceedings, 39, 639-656, (1967).
- [56] Dawe JL, Young TC. An investigation of factors influencing the behavior of masonry infill in steel frames subjected to in-plane shear. In: Proc, of the seventh international brick masonry conference, vol. 2, Melbourne, Australia; p. 803-14, (1985).
- [57] Dawe JL, Seah CK, Liu Y. A computer model for predicting infilled frame behavior. *Can J Civ Eng*; 28:133-48, (2001).
- [58] Fiore A, Netti A, Monaco P. The influence of masonry infill on the seismic behavior of RC frame buildings. *Eng Struct* ;44:133-45, (2012).
- [59] King GJW, Pandey PC. The analysis of infilled frames using finite elements. *Proc Inst Civ Engrs, Part 2* ;65:749-60, (1978).
- [60] Kouris LAS, Kappos AJ. Detailed and simplified non-linear models for timber framed masonry structures. *J Cultural Heritage*; 13(1):47-58, (2012).
- [61] Mohebkhah A, Tasnimi AA, Moghadam HA. Nonlinear analysis of masonry infilled steel frames with openings using discrete element method. *J Constr Steel Res*; 64(12):1463-72, (2008).

- [62] Goodman, R.E.; Taylor, R.L.; Brekke, T.L., A model for the mechanics of jointed rock. ASCE, USA. Div.,94(3), pp. 637-659, (1968).
- [63] Asteris PG, Tzamtzis AD. On the use of a regular yield surface for the analysis of unreinforced masonry walls. *Electron J Struct Eng*; 3:23-42, (2003).
- [64] Asteris PG, Tzamtzis AD. Nonlinear seismic response analysis of realistic gravity dam-reservoir systems. *Int J Nonlin Sci Num Simul*; 4(4): 29-38, (2003).
- [65] Dhanasekar M, Page AW. Influence of brick masonry infill properties on the behavior of infilled frames. *Proc, Inst Civil Engrs, Lond, Part 2*; 81: 593–605, (1986).
- [66] Konig G. In: Donea J, Jones PM, editors. *The state of the art in earthquake engineering research, experimental and numerical methods in earthquake engineering*; p.1-22, (1991).
- [67] Liauw TC, Lo CQ. Multibay infilled frames without shear connectors. *ACI Struct J ACI, USA*: 423-8, (1988).
- [68] Mosalam KM, Gergely P, White RN, Zawilinski V. The behavior of frames with concrete block walls. In: *Proceedings, first Egyptian conference on earthquake engineering, Hurghada, Egypt*, p. 283-92, (1993).
- [69] Schmidt T. An approach of modeling masonry infilled frames by the F.E. method and a modified equivalent strut method. *Darmstadt Concrete, Annual Journal on Concrete and Concrete Structures, Darmstadt University, Darmstadt, Germany*; (1989).
- [70] Stavridis A, Shing PB. Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. *J Struct Eng ASCE*; 136(3):285-96, (2010).
- [71] Zhai, C., Wang, X., Kong, J., Li, S., and Xie, L: Numerical Simulation of Masonry-Infilled RC Frames Using XFEM. *Journal of Structural Engineering*, 143(10), 04017144, (2017).
- [72] Asteris .P.G, Cotsovos. D.M, Chrysostomou. C.Z, Mohebkah. A, Al-Chaar G.K: Mathematical micro modeling of infilled frames: State of the art, *Engineering Structures* 56 :1905-1921, (2013).
- [73] Thomas, F. G: The strength of brickwork. *Struct. Eng.*, 31(2), 44–46. (1953).

[74] Mainstone, R. J: Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling. ICE Proc., 23, 94–99. (1962).

[75] Palyakov, S.V.: On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall, Translations in Earthquake Engineering, pp. 36–42. (1960).

[76] Holmes, M: Steel frames with brickwork and concrete infilling. ICE Proc, 19(4), 473–478, (1961).

[77] Smith, B. S: Lateral stiffness of infilled frames. J. Struct. Div 88(6), 183–199, (1962).

[78] Smith, B. S: Behavior of square infilled frames. J. Struct., 92(1), 381–403, (1966).

[79] Smith, B. S.: Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames. Build. Sci., 2(3), 247–257, (1967).

[80] Smith, B. S., and Carter, C. A method of analysis for infilled frames. ICE Proc., 44(1), 31–48, (1969).

[81] Hetenyi, M. Beams on elastic foundations, University of Michigan Press, Ann Arbor, MI, (1946).

[82] Mainstone, R. J., and Weeks, G. A: The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. Proc. 2nd Int. Brick Masonry Conf., Building Research Establishment, Watford, England, 165–171, (1970).

[83] Mainstone, R. J: On the stiffnesses and strengths of infilled frames. Proc., ICE Suppl., Vol. 4, Building Research Station, Garston, UK, 57–90, (1971).

[84] Mainstone, R. J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames, Building Research Station, Garston, UK, (1974).

[85] Klingner, R. E., and Bertero, V. V: Earthquake resistance of infilled frames. J. Struct. Div., 104(ST6), 973–989, (1978).

[86] Sobaih, M., and Abdin, M. M: Seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. Comput. Struct., 30(3), 457–464. (1988).

- [87] Fardis, M. N., and Calvi, O. M: Effects of infills on the global response of reinforced concrete frames. Proc., 10th European Conf. on Earthquake Engineering, European Association for Earthquake Engineering (EAE), Istanbul, Turkey, 2331–2336, (1994).
- [88] Kodur, V. K. R., Erki, M. A., and Quenneville, J. H. P: Seismic design and analysis of masonry-infilled frames.” *Can. J. Civ. Eng.*, 22(3), 576–587, (1995).
- [89] Kodur, V. K. R., Erki, M. A., and Quenneville, J. H. P: Seismic analysis of infilled frames. *J. Struct. Eng.*, 25(2), 95–102, (1998).
- [90] Balendra, T., and Huang, X: Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950. *J. Struct. Eng.*, 129(8), 1019–1035. (2003).
- [91] FEMA: NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-274, Washington, DC, (1997).
- [92] FEMA: Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: Basic procedures manual.” FEMA-306, Washington, DC, (1998).
- [93] Bazan, E., and Meli, R: Seismic analysis of structures with masonry walls. Proc., 7th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. 5, International Association of Earthquake Engineering (IAEE), Tokyo, 633–640, (1980).
- [94] Tassios, T. P. Masonry infill and RC walls (an invited state-of-the-art report). 3rd Int. Symp. on Wall Structures, Centre for Building Systems, Research and Development, Warsaw, Poland, (1984).
- [95] Liauw, T. C., and Kwan, K. H: Nonlinear behaviour of nonintegral infilled frames. *Comput. Struct.*, 18, 551–560, (1984).
- [96] Decanini, L. D., and Fantin, G. E: Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural III, Vol. 2, Asociación de Ingenieros Estructurales, Buenos Aires, Argentina, 817–836 (in Spanish), (1987).
- [97] Paulay, T., and Priestley, M. J. N: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, Wiley, New York, 744, (1992).

- [98] Durrani, A. J., and Luo, Y. H: Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. Proc., NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), Buffalo, NY. (1994).
- [99] Hendry A.W: Structural Masonr, 2nd ed. Macmillan Press. London, (1998).
- [100] Flanagan, R. D., and Bennett, R. M: In-plane behaviour of structural clay tile infilled frames.” J. Struct. Eng., 125(6), 590–599, (1999).
- [101] Flanagan, R. D., and Bennett, R. M: In-plane analysis of masonry infill materials. Pract. Period. Struct. Des. Constr., 6(4), 176–182, (2001).
- [102] Chrysostomou, C. Z: Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames. Ph.D. thesis, Cornell Univ., Ithaca, NY, (1991).
- [103] El-Dakhkhni, W. W: Non-linear finite element modeling of concrete masonry-infilled steel frame.” M.S. thesis, Civil and Architectural Engineering Dept., Drexel Univ, Philadelphia. (2000).
- [104] Crisafulli, F. J., and Carr, A. J: Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures.” Bull. New Zealand Soc. Earthquake Eng., 40(2), 69–77, (2007).
- [105] Ivo, C., Bartolomeo, P: A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures, Computers and Structures, 143, pp. 91–107,(2014).
- [106] Eurocode 6: Design of masonry structures, Part 1-1: General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry. ENV 1996-1-1: 1995 ,Brussels, (1995).
- [107] Turnsek V, Cacovic F. Some experimental result on the strength of brick masonry walls. In: Proceedings of the 2nd international brick masonry conference, p. 149-56,(1971).
- [108] Al-Chaar ,G., Issa ,M., Sweeney ,S: Behavior of masonry-infilled non-ductile reinforced concrete frames, Journal of Structural engineering, 128 (8). pp.1055–1063, (2002).
- [109] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99. Fascicule n° 62 - Titre I - Section I, (1999).

[110] Calcul des structures en béton et document d'application nationale. EC2, Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments (1992).

[111] Penelis.G.G, Kappos,A.J: Earthquake-resistant Concrete Structures, Taylor and Francis e-Library, London and New York , (2010).

[112] Priestley, M. J. N. and R. Park: Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading. ACI Structural Journal 84(1): 61-76, (1987).

[113] Paulay,T. Priestley, M.J.N: Seismic design of reinforced concrete masonry buildings, John Wiley & Sons, Inc, New York, (1992).

[114] Cavaleri.L.N, Di Trapani.F: Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling, Soil Dynamics and Earthquake Engineering ,65 pp 224–242, (2014).

[115] Mosalam. K.M, White N.W and Gergely P: Seismic Evaluation of Frames with Infill Walls Using Quasi-static Experiments, Technical Report NCEER-97-0019, School of Civil and Environmental Engineering, New York, (1997).

[116] Misir I. S, Ozelik O, Can Girgin S and Kahraman S: Experimental work on seismic behavior of various types of masonry infilled RC frames, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 44, No. 6 , pp763-774, (2012).

[117] Mohammadi, M., Akrami, V., and Mohammadi-Ghazi, R: Methods to improve infilled frame ductility. J. Struct. Eng, 37(6), pp 646-653, (2011).

[118] Bahreini.V , Mahdi.T, Najafizadeh M.m: Numerical Study on the In-Plane and Out-of-Plane Resistance of Brick Masonry Infill Panels in Steel Frames, Shock and Vibration, 16 pages, (2017).

[119] Mann, W., Müller, H: Failure of Shear-Stressed Masonry- an Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls, Proceedings of the British Ceramic Society, 301, pp. 223-235, (1982).

[120] Alcocer, S.M and Meli, R: Experimental program on the seismic behaviour of confined masonry structures. Proceedings of the sixth North American masonry conference, Philadelphia, PA ,Vol. 2, (1993).

[121] Aknouche.H, Airouche.A and Bechtoula.H: Effect of masonry infilled panels on the seismic performance of a R/C frames, *Earthquakes and Structures*, olume 16, Number 3, pp 329-348, (2019).

[122] Vintzeleou, E., and Tassios, T. P: Seismic behaviour and design of infilled R.C. frames. *Proc., J. of European Earthquake Eng. , 2*, 22–28, (1989).

[123] Andreaus, U: Failure criteria for masonry panels under in-plane loading, *Journal of structural engineering*, 122 (1), pp. 37-46, (1996).

[124] Liauw, T.C, Kwan K.H: Plastic theory of non-integral infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2*, 75(3), pp. 379-396, (1983).

[125] Penava,D. Sarhosis,V. Kožar,I. Guljaš,I.: Contribution of RC columns and masonry wall to the shear resistance of masonry infilled RC frames containing different in size window and door openings, *Engineering Structures*, 172, pp. 105-130, (2018).

[126] Asteris, P.G.: Finite element micro-modeling of infilled frames, *Electronic Journal of Structural Engineering*, 8, pp. 1–11, (2008).

[127] El-Dakhakhni. W.W, Elgaaly, M., Hamid, A. A: Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel frames, *Journal of structural engineering*, 129 (2), pp. 177-185, (2003).

[128] Shing, P.B., Stavridis. A.: Analysis of seismic response of masonry infilled RC Frames through Collapse, *ACI Structural Journal*, 297 (7), pp.1-20, (2014).

[129] Di Trapani, F., Shing, P.B., Cavaleri, L.: Modelling in-plane and out-of-plane response of infilled frames through a fiber macro-model, *Proceedings of the european opensees association 1st European Conference on OpenSees, Portugal*, pp. 113–116, (2017).

[130] Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A.: Simplified macro-model for infill masonry panels. *Journal of Earthquake Engineering*, 14, pp. 390 – 416, (2010).

[131] Uva, G., Raffaele, D., Porco, F., Fiore, A.: On the role of equivalent strut models in seismic assessment of infilled RC buildings, *Engineering Structures*, 42, pp. 83-94, (2012).

[132] Federal Emergency Management Agency (FEMA).: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-273, Washington, DC, USA. 1997.

[133] Applied Technology Council (ATC).: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volumes 1 and 2 , ATC-40, Redwood City, CA, USA, 1996.

[134] Cavaleri, L., Papia, M.: A new dynamic identification technique: application to the evaluation of the equivalent strut for infilled frames, *Engineering structures*, 25, pp. 889-901, (2003).

[135] Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 1-3: General rules - specific rules for various materials and elements, ENV 1998-1-3, CEN, Brussels, (1995).

[136] Alemdar B.N., White D.W. "Displacement, flexibility, and mixed beam-column finite element formulations for distributed plasticity analysis," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 12, pp. 1811-1819, (2005).

[137] Freitas J.A.T., Almeida J.P.M., Pereira E.M.B.R. "Non-conventional formulations for the finite element method," *Computational Mechanics*, Vol. 23, pp. 488-501, (1999).

[138] Calabrese A., Almeida J.P., Pinho R. "Numerical issues in distributed inelasticity modelling of RC frame elements for seismic analysis," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 14, Special Issue 1, pp. 38-68, (2010).

[139] Mpampatsikos V., Nascimbene R., Petrini L. "A critical review of the R.C. frame existing building assessment procedure according to Eurocode 8 and Italian Seismic Code," *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12, Issue SP1, (2008), pp. 52-58.

[140] Blandon, C.A. Implementation of an Infill Masonry Model for Seismic Assessment of Existing Buildings, Individual Study, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy, (2005).

[141] Menegotto, M., and Pinto, P.E. Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. Preliminary Report IABSE, vol 13, (1973).

[142] Filippou F.C., Popov, E.P., and Bertero, V.V. "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, (1983).

[143] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp.1804-1826, (1988).

[144] Martinez-Rueda J.E., Elnashai A.S. "Confined concrete model under cyclic load," *Materials and Structures*, Vol. 30, No. 197, pp. 139-147, (1997).