

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS
ENSTP



MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Matériaux et structures

COMPORTEMENT DYNAMIQUE NON LINEAIRE D'UNE CONSTRUCTION EN MAÇONNERIE ET RENFORCEMENT PAR CORSETAGE

Préparé par

Mr. KHELFI MEBAREK
Ingénieur d'état en Travaux Publics
Diplômé de L'Ecole Nationale Des Travaux Publics d'Alger-ENTP

Soutenu le 28 Décembre 2009 devant le Jury composé de :

B. TAHAR	Docteur, BEREG	Président
N. BOURAHLA	Professeur, USTB	Directeur de Thèse
A.ZERZOUR	Maître de conférences, ENSTP	Examineur
M.HADID	Maître de conférences, ENSTP	Examineur
M.BEREDOUANE	Maître assistant, ENSTP	Invité

REMERCIEMENTS

D'abord et avant tout, je dois remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et la patience pour achever mon travail.

Je remercie mon encadreur monsieur N. BOURAHLA Professeur à l'université SAAD DAHLEB de Blida pour tous ces efforts et ces encouragements continus durant deux années de travail.

Monsieur, vous êtes vraiment un modèle de l'excellent professeur qui allie l'expérience de l'encadreur à la sympathie de l'enseignant.

Que vous trouviez ici monsieur mes respectueuses considérations.

Mes remerciements s'adressent aussi à monsieur Dr B. TAHAR PDG de BEREG qui est mon encadreur de l'ingénierie et qui représente sincèrement le père moral de tous les ingénieurs de l'Ecole Nationale des Travaux Publics.

Merci monsieur et seul dieu peut vous récompenser pour vos efforts et vos sacrifices inappréciables.

Je remercie monsieur Dr A.ZERZOUR directeur de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et monsieur Dr M.HADID maître de conférences à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics d'avoir consacré leur temps précieux pour corriger mon mémoire.

J'adresse un grand remerciement à monsieur M.BEREDOUANE maître assistant à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Je suis très reconnaissant à vous pour votre acceptation d'être un membre de mon jury.

Je profite de cette occasion pour remercier Madame Pr Z.DERRICHE professeur à l'ENSTP, Melle R.MOHRRI responsable de laboratoire de recherche de l'ENSTP, A.CHEIKH, A.CHABANE, N.HEMMAIDI ZORGUI et tous ceux qui m'ont aidé pour mettre au point ce travail.

الملخص

الهدف من هذه الرسالة هو دراسة بناية مشيدة بالحجارة و ذلك بالتحليل الديناميكي غير الخطي باستعمال طريقة عناصر الماكرو. نتائج هذا التحليل تستخدم في تحديد نمط انهيار هذه البناية و كذا في تدعيمها بواسطة طريقة التحزيم.

الكلمات الرئيسية: الحجارة، التحليل الديناميكي غير الخطي، عناصر الماكرو، نمط الانهيار، التدعيم، طريقة التحزيم

Abstract

The objectif of this work is to study a masonry building through a time history non lineaire analysis THNA with the macro element approach. The results of this analysis are exploited to detremine the failure mode of this building and to strength it by the corset strengthning method.

Key works : Masonry, Time history non lineaire analysis, Macro element, failure mode, strengthning, corset strengthning method.

Résumé

L'objectif de ce travail consiste à étudier une construction en maçonnerie porteuse à travers une analyse dynamique non linéaire par accélérogramme en utilisant l'approche des macro- éléments.

Les résultats de cette analyse sont exploités pour prévoir le mécanisme d'effondrement de cette construction ainsi pour son renforcement par la méthode de corsetage.

Mots clés : Maçonnerie, Analyse dynamique non linéaire, Accélérogramme, Macro-élément, Mécanisme d'effondrement, Renforcement, Corsetage.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
1. COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE		
1.1 INTRODUCTION	4
1.2 OUVRAGES EN MAÇONNERIE	4
1.2.1 Définitions	4
1.2.2 Structures usuelles en maçonnerie	5
1.3 COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE	7
1.3.1 Fonctionnement de la maçonnerie	7
1.3.2 Résistance de la maçonnerie à la compression	7
1.3.3 Résistance des murs en maçonnerie au cisaillement combiné avec la compression	9
1.3.4 Résistance des murs en maçonnerie à la flexion	10
1.4 MÉCANISMES DE RUPTURE DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE	12
1.4.1 Mécanismes de rupture locaux	12
1.4.2 Mécanismes de rupture globaux	14
1.5 CONCLUSION	17
2. RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE		
2.1 INTRODUCTION	18
2.2 IMPORTANCE DU RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE	18
2.3 RENFORCEMENT DES CONSTRUCTIONS EN MAÇONNERIE DANS LES CODES PARASISMIQUES	19
2.3.1 Code Algérien	19
2.3.2 Code Américain (FEMA 273)	19
2.3.3 Code Européen (Eurocode 8)	19
2.4 MÉTHODES DE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE	20
2.4.1 Méthode de renforcement des surfaces	20
2.4.2 Renforcement par injection de matériaux de collage	22
2.4.3 Renforcement par les tiges ancrées	22
2.4.4 Renforcement extérieur par des éléments en béton armé	23
2.4.5 Renforcement par les fibres en matériaux composites (FRP)	25
2.4.6 Renforcement par des systèmes de dissipation d'énergie	28
2.4.7 Méthode de corsetage	29
2.5 CONCLUSION	34
3. ANALYSE DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE		
3.1 INTRODUCTION	35
3.2 ÉCHELLES DE MODÉLISATION	36
3.2.1 Échelle locale	36
3.2.2 Échelle semi locale	39
3.2.3 Échelle globale	42
3.3 APPROCHE DES MACRO ÉLÉMENTS	44
3.4. MÉTHODE « SAM »	45
3.4.1. Description de la méthode	45
3.4.2 Hypothèses de calcul	46
3.4.3 Géométrie des éléments structuraux	47
3.4.4 Extension tridimensionnelle de la méthode SAM	48

3.5. LOIS DE COMPORTEMENT	50
3.5.1 Chargement monotone	50
3.5.2 Chargement cyclique	56
3.6 VALIDATION DU MODÈLE	58
3.6.1. Présentation de l'ouvrage	58
3.6.2. Modélisation et loi de comportement	59
3.6.3. Résultats : Interprétation et comparaison	61
3.7. CONCLUSION	66
4. ETUDE D'UNE CONSTRUCTION EN MAÇONNERIE ET RENFORCEMENT PAR CORSETAGE		
4.1 INTRODUCTION	67
4.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	68
4.3 MODÉLISATION DE L'OUVRAGE	70
4.4 ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS	71
4.4.1. Analyse modale	71
4.4.2. Analyse statique non linéaire « push over »	72
4.4.3. Analyse dynamique non linéaire par accélérogramme	79
4.5. Renforcement de la construction par corsetage	84
4.5.1. Principe de renforcement	84
4.5.2. Application du corsetage sur le panneau étudié	85
4.5.3. Analyse du panneau après corsetage	86
4.6. CONCLUSION	88
CONCLUSION GENERALE	89

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Fig.1.1. Schéma d'une partie d'un mur en maçonnerie	4
Fig.1.2 condition des dimensions d'un poteau en maçonnerie	5
Fig.1.3 principe de fonctionnement des voûtes	6
Fig.1.4 résistance caractéristique de la maçonnerie à la compression	8
Fig.1.5 Valeurs du facteur réducteur Φ_m (Eurocode 6)	9
Fig.1.6 Relation entre la résistance au cisaillement et la pression de compression	10
Fig.1.7 test de flexion des panneaux en maçonnerie	10
Fig.1.8 Résistance des panneaux en maçonnerie à la flexion	11
Fig.1.9 fissuration des joints et des blocs unitaires en traction pure	12
Fig.1.10 fissuration des joints et des blocs unitaires en compression pure	12
Fig.1.11 fissuration des joints et des blocs unitaires en cisaillement pur et combiné	13
Fig.1.12 énergies de rupture en cisaillement de la maçonnerie	13
Fig.1.13 Cisaillement diagonal de la maçonnerie	14
Fig.1.14 Cisaillement glissant de la maçonnerie	14
Fig.1.15 Mode d'écrasement partiel de la maçonnerie	15
Fig.1.16 Mode de basculement des murs en maçonnerie	16
Fig.1.17 Modes de flexion des murs en maçonnerie	17

Chapitre 2

Fig. 2.1. Renforcement d'un mur par des grilles métalliques	20
Fig. 2.2. Renforcement d'un mur et d'un linteau fissurés par des grilles métalliques	21
Fig. 2.3. Projection du béton sur un mur en maçonnerie	21
Fig. 2.4. Coupe transversale et verticale d'un mur en maçonnerie renforcé par des tiges ancrées	22
Fig. 2.5. Réalisation d'un nouveau poteau de renforcement en béton armé	23
Fig. 2.6. Détail du renforcement d'un mur en maçonnerie avec des éléments en béton armé	24
Fig. 2.7. Schéma d'un panneau en maçonnerie renforcé par des bandes de fibres en matériaux composites	25
Fig. 2.8. Différentes positions de renforcement par les fibres en matériaux composites	26
Fig. 2.9. Renforcement par FRP autour d'un ouvrage en maçonnerie sur l'intrados d'un dôme	27
Fig. 2.10. Combinaison du renforcement par des fibres en FRP avec des éléments ductiles empêchant le glissement ou le basculement du panneau	27
Fig. 2.11. Schématisation du renforcement par des systèmes de dissipation de l'énergie	28
Fig. 2.12. Principe de corsetage d'un mur en maçonnerie	29
Fig. 2.13. Vue en plan d'un schéma de renforcement par corsetage	30
Fig. 2.14. Vue en élévation d'un ouvrage renforcé par corsetage	30
Fig. 2.15. Cas d'intersection de deux murs	31
Fig. 2.16. Cas de deux murs d'angle	31
Fig. 2.17. Renforcement du plancher d'un ouvrage en maçonnerie	32
Fig. 2.18 Arrangement de base des rubans utilisés dans le système CAM	32
Fig. 2.19 Arrangement du système CAM sur un mur en maçonnerie	33
Fig. 2.20 Détails de connexion des rubans de CAM	33
Fig. 2.21 Différents sens du renforcement par les rubans	34

Chapitre 3

Fig. 3.1. Représentation locale de deux blocs reliés par deux ressorts d'action normale et de cisaillement	36
Fig. 3.2. Assemblage de quatre blocs soumis à une action de cisaillement	36
Fig. 3.3. Principe de la micro modélisation	37
Fig. 3.4. Modèle Cap proposé pour les interfaces bloc - mortier	38
Fig. 3.5. Cellule de base de l'échelle semi locale	39
Fig. 3.6. Superposition périodique des couches constituant le matériau composite de la cellule de base	39
Fig. 3.7. Différentes directions d'homogénéisation	40
Fig. 3.8. Différents tests utilisés pour l'identification des paramètres de résistance	42
Fig. 3.9. Différents tests couplés utilisés pour l'identification des paramètres de résistance	43
Fig. 3.10. Trois zones constituantes du macro élément	45
Fig. 3.11. Détails des parties composant le macro élément	45
Fig. 3.12. Eléments principaux constituant un ouvrage en maçonnerie	46
Fig. 3.13. Courbe de résistance caractéristique d'un panneau en maçonnerie	46

Fig. 3.14. Méthode simplifiée pour la détermination des longueurs - h' - des zones efficaces des trumeaux	47
Fig. 3.15. Méthode de détermination des zones efficaces dans les éléments linteaux	48
Fig. 3.16. Représentation tridimensionnelle d'un macro élément de base	48
Fig. 3.17. Modélisation tridimensionnelle d'un croisement de deux murs en maçonnerie	49
Fig. 3.18. Vue de face et vue en plan d'un édifice réel en maçonnerie	49
Fig.3.19. Loi de comportement élastoplastique moment – rotation	50
Fig.3.20. Influence des conditions d'appui sur la hauteur déformable d'un panneau	51
Fig.3.21. Loi de comportement élastoplastique effort tranchant - déplacement	52
Fig.3.22. Représentation microscopique des contraintes appliquées sur un élément de base	53
Fig.3.23. Rotation des axes, α : angle entre la premier axe et l'axe principale	53
Fig.3.24. Loi de comportement élastoplastico-fragile effort tranchant - déplacement	55
Fig.3.25. Exemple des courbes d'hystérésis d'un élément en maçonnerie	56
Fig.3.26. Détérioration de la résistance adoptée pour les systèmes fragiles	56
Fig.3.27. Détérioration de la résistance et de la rigidité adoptée pour les systèmes fragiles	56
Fig.3.28. Loi de comportement élastoplastique effort tranchant - déplacement avec endommagement adoptée pour le chargement cyclique	57
Fig.3.29. Modèle link multilinéaire plastique avec pivot (SAP2000 V.12.0)	57
Fig.3.30. Vue en élévation du panneau en maçonnerie	58
Fig.3.31. Vue en élévation du model adopté dans l'analyse	59
Fig.3.32. Exemple de loi de comportement moment – rotation de l'élément trumeau 1	60
Fig.3.33. Exemple de loi de comportement effort tranchant – déplacement de l'élément trumeau 1	60
Fig.3.34. Exemple de loi de comportement effort tranchant – déplacement de l'élément linteau 1	61
Fig.3.35. Courbe de Pushover effort tranchant à la base- déplacement au sommet	62
Fig.3.36. Validation : Comparaison des résultats obtenus par Pushover avec ceux de G.Magenes and al et L.Pasticier and al	63
Fig.3.37. Apparition des premières rotules de rupture	64
Fig.3.38. Etat de ruine de l'ouvrage cisaillement glissant du 2eme niveau	64
Chapitre 4	
Fig. 4.1. Vue en élévation avec dimensions de l'ouvrage étudié	68
Fig. 4.2. Vue tridimensionnelle de l'ouvrage	69
Fig. 4.3. Vue de profil avec dimensions de l'ouvrage	69
Fig. 4.4. Vue en plan avec épaisseurs des murs.(Dimensions en m)	69
Fig. 4.5. Modélisation tridimensionnelle de l'ouvrage (SAP 2000 V12.0)	70
Fig. 4.6. Vue en élévation du modèle (SAP 2000 V12.0)	70
Fig. 4.7. Séparation de deux murs sous une action horizontale	72
Fig. 4.8. Schématisation de la liaison entre deux murs orthogonaux	72
Fig. 4.9. Modélisation détaillée de la liaison entre deux murs orthogonaux	73
Fig. 4.10. Loi de comportement moment-rotation d'un trumeau du panneau étudié	73
Fig. 4.11. Loi de comportement effort tranchant-déplacement d'un trumeau du panneau étudié	74
Fig. 4.12. Loi de comportement effort tranchant-déplacement d'un linteau du panneau	74
Fig. 4.13. Courbe de performance de l'ouvrage	75
Fig. 4.14. Présentation en couleurs de l'évolution des fissures dans le panneau en maçonnerie	76
Fig. 4.15. Présentation en couleurs de l'évolution des fissures dans le panneau en maçonnerie	76
Fig. 4.16. L'étape finale de l'évolution des fissures dans le panneau	77
Fig. 4.17. Effondrement prématuré d'un mur sous une action perpendiculaire à son plan moyen	77
Fig. 4.18. Variation de la force interne au niveau de la liaison inférieure entre le panneau et le mur orthogonal	78
Fig. 4.19. Effondrement prématuré de l'ouvrage en un mode de basculement du mur orthogonal hors plan	78
Fig. 4.20. Loi de comportement dynamique non linéaire d'un trumeau du panneau étudié	79
Fig. 4.21. Accélérogramme du séisme du 21 Mai 2003 station Dar El Beida	79
Fig. 4.22. Spectre élastique en accélération du séisme du 21 mai 2003. Station Dar El Beida	80
Fig. 4.23. Réponse dynamique non linéaire du panneau avec PGA=0.10g	80
Fig. 4.24. Réponse dynamique non linéaire du panneau avec PGA=0.63g	81
Fig. 4.25. Réponse dynamique non linéaire du panneau avec PGA=1.32g	81
Fig. 4.26. Courbe IDA du panneau étudié	82
Fig. 4.27. Comparaison entre les résultats de l'analyse dynamique non linéaire et ceux de l'analyse statique non linéaire	83

Fig. 4.29. Loi de comportement d'une tige de corsetage

86

Fig. 4.30. Variation de l'effort interne dans la liaison inférieure avant et après corsetage

86

Fig. 4.31. Courbe de performance du panneau avant et après corsetage

87

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. 2.1. Rôle de chaque bande de FRP dans le renforcement des murs en maçonnerie	26
Tableau 3.1. Caractéristiques du matériau de l'ouvrage	58
Tableau 3.2. Périodes et fréquences de l'analyse modale	61
Tableau 3.3. Facteurs de participation modale	61
Tableau 3.4. Poids des étages et distribution des forces latérales	62
Tableau 4.1. Caractéristiques du matériau de construction	68
Tableau 4.2. Périodes et fréquences propres de l'analyse modale	71
Tableau 4.3. Facteurs de participation modale	71
Tableau 4.4. Distribution des forces statiques dans chaque niveau du panneau	75
Tableau 4.5. Résultats de renforcement par corsetage	85

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les constructions en maçonnerie existent en un grand nombre aussi bien en zone rurale qu'urbaine. Une partie de ces constructions représente des monuments historiques à valeur architecturale, culturelle et historique inestimable. Etant construites en zones sismiques actives, la plupart de ces constructions sont soumises à un risque sismique permanent. En plus, les expertises post-sismiques ont montré que ces constructions, qui sont constituées de murs porteurs en pierre ou en brique, sont fortement vulnérables à l'action sismique.

La compréhension et la simulation du comportement des ouvrages en maçonnerie sont aujourd'hui indispensables à la préservation du patrimoine au sens large. En ce domaine, les développements sont peu avancés; la plupart du temps, le concepteur a recours à son intuition plutôt qu'à une analyse scientifique rationnelle soutenue par des outils appropriés. Dans ce projet on vise à comprendre les désordres rencontrés dans les ouvrages en maçonnerie, à mettre au point des méthodes de calcul permettant de décrire leur comportement complexe, à améliorer notre connaissance du comportement statique et dynamique non linéaire des éléments en maçonnerie et surtout à mettre en lumière la nécessité et l'efficacité des différentes techniques de renforcement et particulièrement le renforcement par corsetage.

Position du problème et objectifs

Les ouvrages en maçonnerie porteuse sont caractérisés par leur excellente résistance à la compression mais ils présentent une faible résistance vis-à-vis les efforts de traction. Par conséquent, lors d'un séisme, ces ouvrages peuvent subir des désordres considérables et même des effondrements partiels ou entiers.

Dans le cadre de la mitigation du risque sismique, on préconise souvent des techniques de renforcements spécifiques aux constructions en murs porteurs. Certains édifices ont une valeur historique ou culturelle importante, le renforcement de ces ouvrages ne doit pas altérer leurs formes architecturales. C'est l'une des raisons pour laquelle la technique de renforcement par corsetage est indiquée. En pratique, ce type de renforcement est conçu et calculé d'une manière forfaitaire ou en utilisant des méthodes simplifiées.

La difficulté d'adopter des outils numériques pour le calcul des ouvrages en maçonnerie tient au fait que la maçonnerie est un matériau composite au comportement non linéaire anisotrope. De plus les modèles proposés requièrent des algorithmes de résolution robustes, souvent difficiles à mettre en œuvre ou à implanter. L'objectif de ce travail est de mettre en pratique une approche numérique telle que l'approche par macro élément qui permet d'allier la rapidité de l'analyse globale à la finesse de l'analyse locale. En se basant sur l'élaboration des lois de comportement non linéaires des éléments structuraux, cette technique a été utilisée pour évaluer la performance sismique des constructions en murs porteurs de maçonnerie par une analyse statique non linéaire « push over » et une analyse dynamique non linéaire par accélérogrammes.

Outre la confirmation du mode de rupture par cisaillement des panneaux, des mécanismes de ruine prématurés provoqués par le basculement hors plan des murs ont été identifiés. L'amélioration de la capacité de résistance par le renforcement en corsetage a été mis en évidence en comparant les courbes de performance des structures avec et sans renforcement. Les limites de cette méthode de renforcement ont été aussi soulignées à travers cette même étude.

Méthodologie du travail

La méthodologie adoptée consiste à diviser le travail en quatre chapitres :

Le premier chapitre est une recherche nécessaire pour comprendre les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie. Ce chapitre comporte des généralités sur la détermination des caractéristiques mécaniques des éléments en maçonnerie telles que la résistance à la compression, à la flexion et au cisaillement. En explicite aussi dans ce chapitre les mécanismes de ruptures des structures en maçonnerie où on distingue les mécanismes locaux (par traction, par compression et par cisaillement) et les mécanismes globaux (par cisaillement diagonal, par cisaillement glissant et par flexion des panneaux dans et hors plan).

Vient ensuite le deuxième chapitre dans lequel est montrée l'importance du renforcement et les différentes méthodes usuelles de renforcement des ouvrages en maçonnerie où une attention particulière est apportée à la méthode de renforcement par corsetage.

Dans le troisième chapitre, on s'attache à présenter les difficultés liées à l'analyse structurale des ouvrages en maçonnerie et on a ensuite évalué la pertinence des différentes techniques de modélisation disponibles afin de dégager une approche de modélisation sur laquelle il nous a paru prioritaire de porter notre effort. Ces méthodes de modélisation peuvent être regroupées selon l'échelle en trois classes : locales, semi locales et globales.

Dans l'échelle semi locale, nous mettons notamment l'accent sur l'apport de la méthode SAM (simplified analysis of masonry building) par rapport aux autres méthodes de calcul car d'une part, elle permet de mener le calcul global de la structure sans détailler la géométrie locale et d'autre part, son comportement est construit à partir des propriétés locales détaillées de l'échelle inférieure.

Cette méthode est appliquée sur un panneau à deux niveaux et elle nous a permis de valider le modèle à travers une comparaison avec des résultats des travaux de références d'autres auteurs.

En utilisant la méthode SAM, et à travers une analyses statique non linéaire « push over » on a pu démontrer que le mode le plus probable d'effondrement des panneaux dans leurs plans est celui du cisaillement aux milieux des trumeaux. Cette constatation sert comme une base justifiant de ne tenir en calcul dynamique non linéaire que les rotules du cisaillement.

Enfin, le quatrième chapitre est consacré à la mise en œuvre de la méthode SAM pour l'étude d'un cas réel choisis pour sa représentativité des ouvrages usuels en maçonnerie.

L'analyse statique non linéaire utilisée a permis de tracer la courbe de performance d'un panneau de cet ouvrage et de la comparer avec celle obtenue par une l'analyse dynamique incrémentale IDA.

Ces deux analyses ont été d'un grand apport à prévoir le scénario de rupture de l'ouvrage par un mécanisme prématuré en flexion des panneaux hors leurs plans. En fait, cette constatation est un justificatif pour l'emploi du corsetage comme système de renforcement.

Pour en finir, une analyse de l'ouvrage après corsetage est effectuée. Cette analyse a permis d'extraire les principaux avantages et insuffisances de ce mode de renforcement dans les ouvrages en maçonnerie en général.

CHAPITRE I

Comportement des structures maçonnerie

I.1 Introduction

I.2 Ouvrages en maçonnerie

I.3 Comportement des structures en maçonnerie

I.4 Mécanismes de rupture des structures en maçonnerie

I.5 Conclusion

C

hapitre 1 COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

1.1 INTRODUCTION

Les constructions en maçonnerie constituent une partie importante de la bâtisse existante dans le monde entier. Ces constructions vieillissent et peuvent ne plus être tout à fait adaptées aux conditions actuelles de sollicitation. De plus, les constructions qui existent dans des régions sismiques sont très vulnérables car elles risquent de subir des désordres et des déformations considérables lors d'un événement sismique, donc elles doivent être reconstruites ou réparées.

La rénovation ou la requalification des constructions en maçonnerie demande souvent une étude spécifique de l'ouvrage lui-même qui dépend de son état, de sa géométrie et des caractéristiques des matériaux employés.

Le premier chapitre de notre travail présente, en premier lieu, des généralités sur les structures en maçonnerie suivies d'un aperçu sur le comportement vis-à-vis les sollicitations sismiques et en fin, on termine ce chapitre par la présentation des méthodes les plus utilisées pour le calcul des ouvrages en maçonnerie.

1.2 OUVRAGES EN MAÇONNERIE

1.2.1 Définitions

Les constructions en maçonnerie sont des ouvrages façonnés à partir des blocs ou des briques dont les joints entre blocs sont remplis d'un matériau de liaison (mortier, plâtre ou terre) destiné à rendre l'ensemble cohérent.

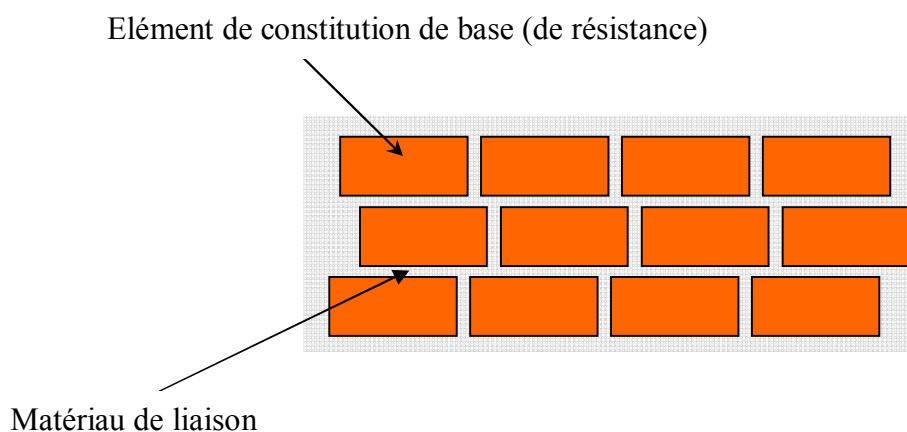


Fig. 1.1. Schéma d'une partie d'un mur en maçonnerie

La maçonnerie est un composite formé de deux éléments :

- **L'élément de résistance** : c'est l'élément qui forme le squelette de la structure et qui supporte les efforts de compression. Cet élément peut être naturel (bloc, pierre) ou artificiel (briques ou agglomérés).
- **L'élément de liaison** : l'élément le plus utilisé est le mortier qui est obtenu par le mélange de ciment, sable et eau. Cet élément sert à remplir les vides entre les éléments de constitution et assure en même temps l'adhérence entre eux pour former un matériau cohérent.

1.2.2 Structures usuelles en maçonnerie

Il existe quatre types principaux de structure en maçonnerie qui sont : les murs, les poteaux, les voûtes et les dômes.

● Les Murs

Les murs en maçonnerie sont les éléments les plus importants dans les constructions en maçonnerie. Ils jouent plusieurs rôles dans les ouvrages en maçonnerie. Leur rôle principal est de supporter les efforts verticaux ou inclinés et grâce à leurs dimensions importantes, la répartition des contraintes sur le sol de fondation sera réduite.

Les murs en maçonnerie servent aussi à protéger les espaces contre certaines actions (isolation thermique et phonique).

Dans le cas des ouvrages de soutènement, ils servent à retenir les terres (cas des murs de soutènement ou culées de ponts) ou les eaux (cas des barrages).

Pendant des siècles, le dimensionnement des murs en maçonnerie est resté complètement empirique et l'application des règles actuelles conduit souvent à suggérer qu'ils devraient être confortés [1].

La difficulté de calcul des murs en maçonnerie provient du manque d'information sur la nature du matériau utilisé, irrégularité de la forme des blocs et l'hétérogénéité de l'ensemble. Ces facteurs rendent le fonctionnement complexe qui implique une mauvaise appréciation de leur comportement

● Les Poteaux

Les poteaux en maçonnerie représentent des éléments verticaux isolés qui supportent les sollicitations verticales et aussi latérales et contribuent dans la rigidité de l'ouvrage pour minimiser les déplacements horizontaux. La largeur du poteau ne doit pas dépasser quatre fois son épaisseur sinon il n'aura plus un comportement de poteau mais d'un mur [2].

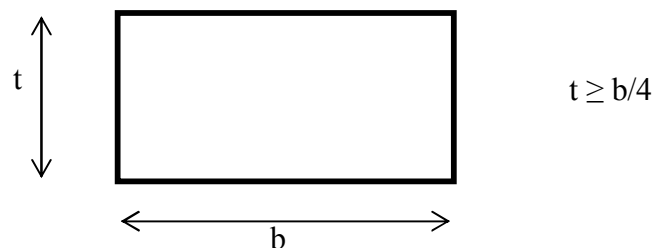


Fig.1.2 condition des dimensions d'un poteau en maçonnerie

Les murs en maçonnerie qui présentent des grandes ouvertures ou qui sont adhérents aux poteaux en maçonnerie ont un comportement des poteaux et dans ce cas ils sont appelés trumeaux [3].

● Les Voûtes

La voûte est une construction en arc constituée de pierres qui se soutiennent mutuellement. Les voûtes doivent reposer sur des appuis (murs ou fondation) capables de supporter les pressions verticales et aussi horizontales.

L'exécution des voûtes se fait au moyen de charpente ou cintre et ils ne peuvent être décintrée que lorsque le mortier a eu le temps de durcir, la voûte est alors dite fermée.

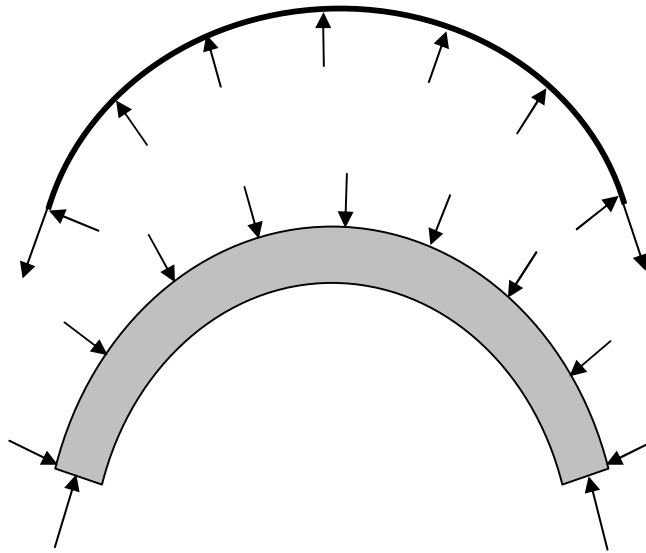


Fig.1.3 principe de fonctionnement des voûtes

La voûte est définie en élévation par un intrados et un extrados et délimitée par des plans verticaux et latéraux (mur de tête).

Les voûtes sont réalisées souvent dans les anciens ponts et celles qui sont articulées (notamment à trois articulations) ne sont pas employées pour des raisons constructives.

• Les Dômes

Les dômes sont des constructions en demi sphère leur stabilité est maintenue par des voûtes dont la maîtresse est dite principale. Si la voûte est construite au dessus d'une autre, le dôme est dit alors doublé.

1.3 COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

1.3.1 Fonctionnement de la maçonnerie

Dans un empilage de pierres jointoyées, soumises à un effort de compression centré, le module d'élasticité du mortier est plus faible que celui de la pierre (unité de construction en général). Le joint s'adapte donc et s'étale sous la pression mais les conditions d'adhérence et de frottement réduisent les mouvements et gênent l'écoulement du mortier. Le mortier crée alors -à l'interface- des tensions latérales pouvant entraîner des ruptures par fendage.

Lorsque l'effort appliqué n'est plus centré, la courbe de flexion se concentre au niveau des joints provoquant des cisaillements. En outre s'il y a une rotation, l'anisotropie de la maçonnerie -qui dépend de la géométrie d'ensemble et des directions de rupture des joints- accélère la rupture par écrasement local du joint [1].

1.3.2 Résistance de la maçonnerie à la compression

La résistance à la compression des différents types de la maçonnerie est établie sur les murs et les échantillons dans les laboratoires et sur les tables d'essai. Elle dépend de la résistance des briques unitaires et de la résistance du mortier qui sont - de même - déterminées grâce à des tests standards.

Les briques unitaires de la maçonnerie peuvent prendre plusieurs formes donc il y aura une difficulté pour l'estimation de la résistance à la compression de l'ensemble.

Dans les euro codes, la résistance à la compression de la maçonnerie est normalisée sur des modèles cubiques de 100 mm ou de 200 mm avec une pondération par un facteur δ dit facteur de forme.

La résistance à la compression des murs est donnée par la formule [6].

$$f_k = K (f_b)^{0,65} (f_m)^{0,25} \quad (1.1)$$

Avec

f_k : La résistance de compression caractéristique de la maçonnerie.

K : Facteur dépendant de la nature de la maçonnerie variant de 0,6 à 0,1.

f_b : La résistance normalisée à la compression .

f_m : La résistance à la compression du mortier.

f_b est égale à la résistance d'une brique unitaire multipliée par δ avec

$$\delta = (b/\sqrt{A})^{0,37} \quad (1.2)$$

Avec

b : hauteur réelle de la pierre.

A : aire réelle de la section de la pierre.

La résistance des murs à la compression peut être tirée à partir des abaques existant dans les codes de construction.

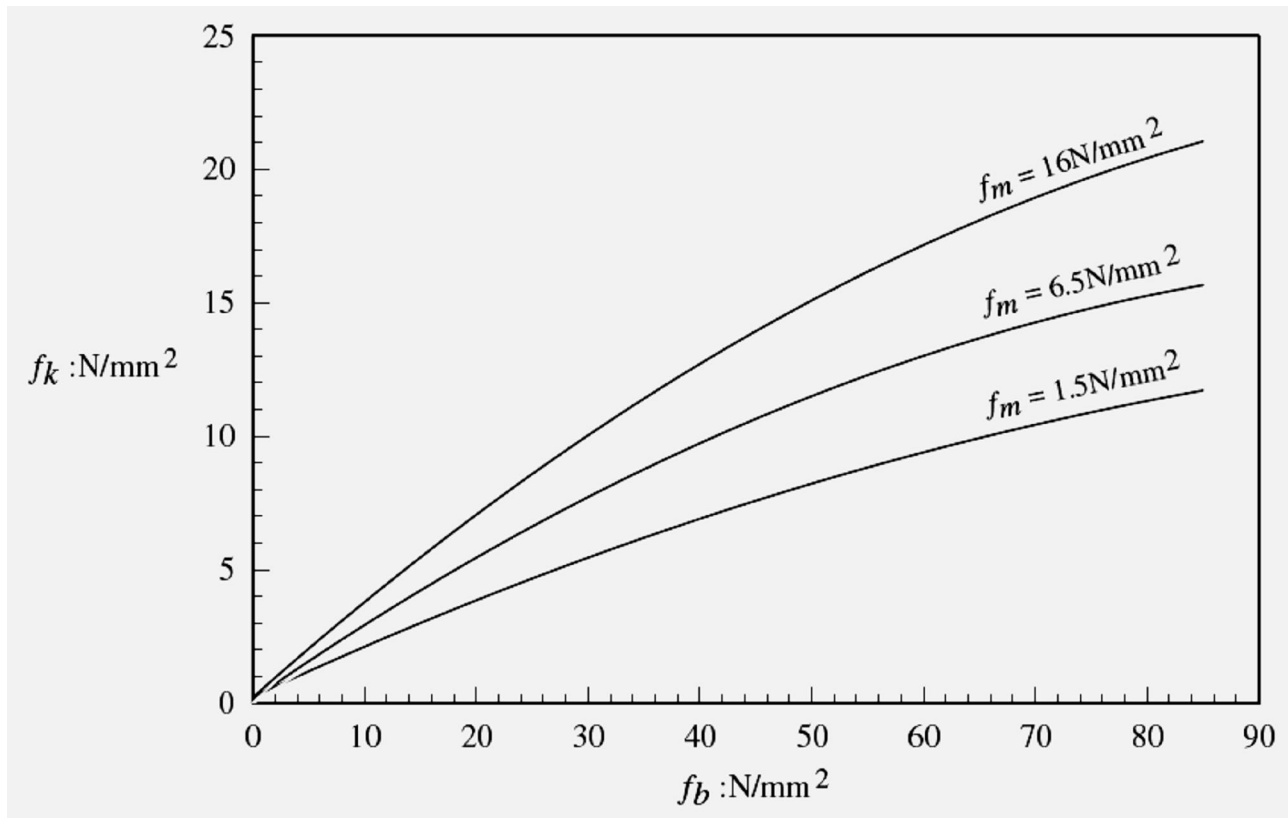


Fig.1.4 résistance caractéristique de la maçonnerie à la compression
(Eurocode 6 pour $k=0,6$)

• **Influence de l'excentricité et l'élançement géométrique**

La géométrie d'un mur en maçonnerie influe considérablement sur la capacité des murs. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire d'introduire un facteur réducteur (Φ_m dans l'Eurocode 6) de la résistance des murs en maçonnerie pour rester toujours dans les marges sécuritaires de construction.

Si en outre le chargement présente un excentrement (appliqué hors le plan du mur) un moment de flexion ou de perturbation se crée qui participe aussi dans la réduction de la capacité murs en maçonnerie.

L'excentricité et l'élançement géométrique peuvent être déterminé (voir Eurocode 6) pour calculer la valeur du coefficient réducteur

La capacité d'un mur en maçonnerie est donnée par [6] :

$$f_{kl} = N_d \gamma_m / \Phi_m t \tag{1.3}$$

Avec

N_d : charge limite déterminée avec la résistance de la maçonnerie f_k

γ_m : coefficient de sécurité.

Φ_m : facteur réducteur.

t : épaisseur du mur de la maçonnerie

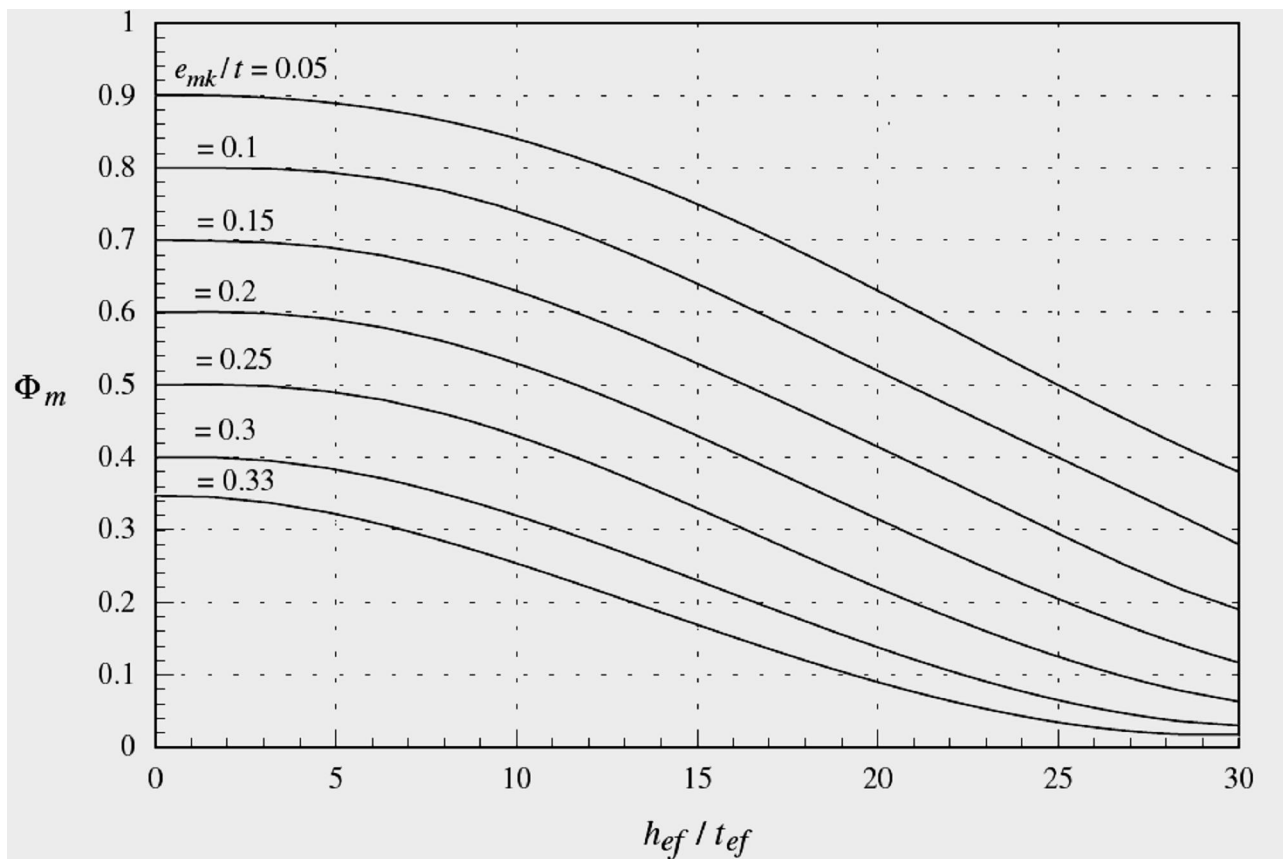


Fig.1.5 Valeurs du facteur réducteur Φ_m (Eurocode 6)

1.3
3
Résistance des murs en maçonnerie au cisaillement combiné avec la compression

ression

La résistance des murs en maçonnerie à la combinaison des forces verticales et horizontales entraîne un comportement complexe au cisaillement et à la résistance à la compression diagonale du matériel (5). La résistance de la maçonnerie au cisaillement ne dépend pas que de l'adhérence entre le mortier et les briques unitaires mais aussi de la contrainte de compression appliquée sur les joints de liaison. Cette résistance est donnée par [6] :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (1.4)$$

Avec

f_{vk} : la résistance de la maçonnerie au cisaillement

f_{vk0} : résistance au cisaillement sous une pression nulle

σ_d : la contrainte de compression appliquée perpendiculaire au plan de cisaillement

On peut utiliser la droite limite- en se basant sur le critère de Coulomb- pour estimer la résistance limite de cisaillement en fonction de la contrainte de pré compression (voir **fig1.6**)

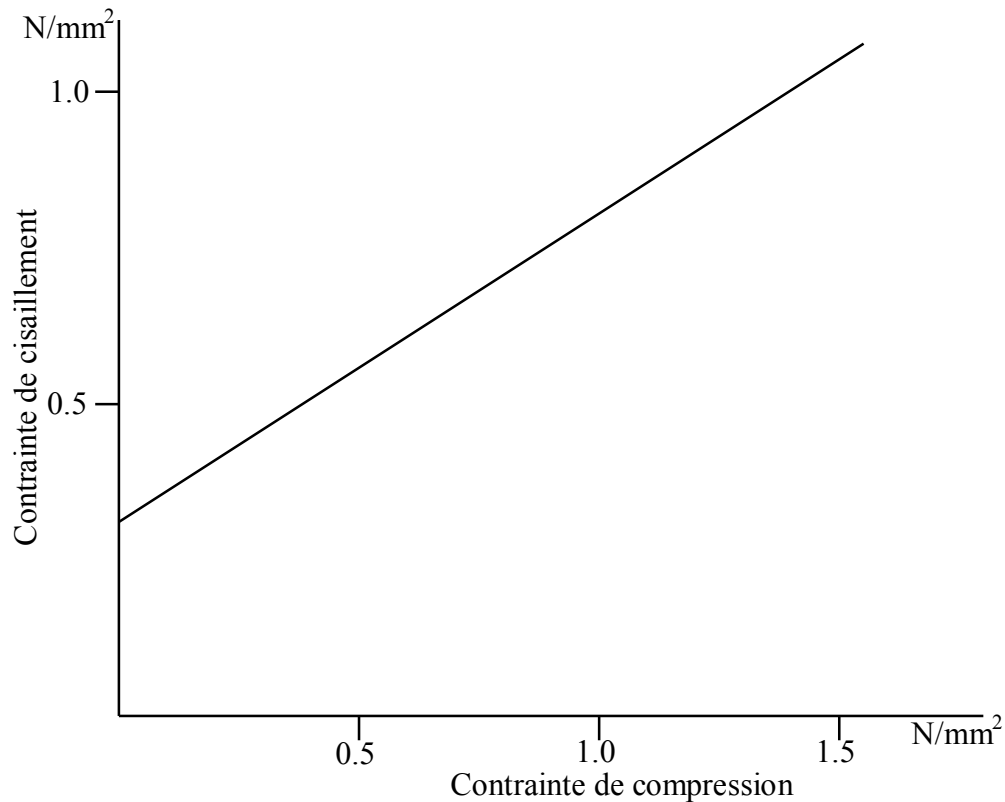


Fig.1.6 Relation entre la résistance au cisaillement et la pression de compression (BS. 5628 .part 1)

La résistance au cisaillement calculée doit être divisée par un coefficient de sécurité pour la résistance au cisaillement de calcul.

1.3.4 Résistance des murs en maçonnerie à la flexion

La résistance à la flexion concerne beaucoup plus les murs extérieurs exposés au vent ou explosion. Dans les calculs, cette résistance est considérée négligeable pour des raisons de simplification et de sécurité [3].

La résistance des murs à la flexion est déterminée par des essais sur des petits panneaux en maçonnerie (voir fig.1.7)

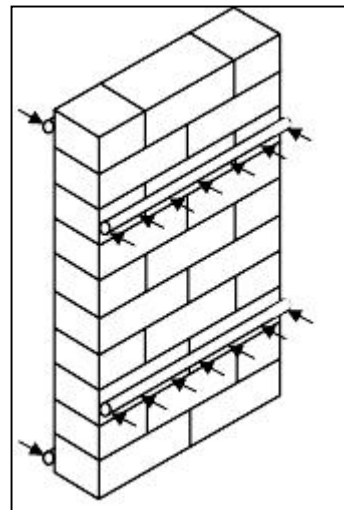
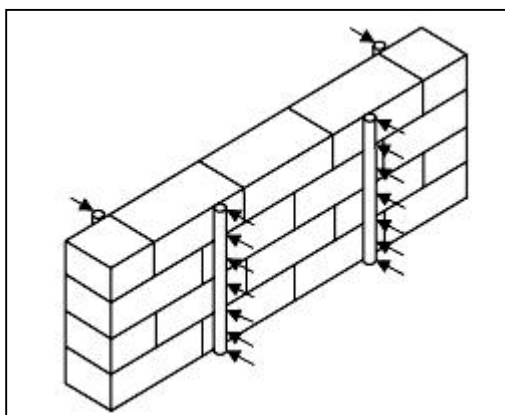


Fig.1.7 test de flexion des panneaux en maçonnerie (D'après BS 5628 part 1)

L'abaque suivant donne les valeurs de la résistance des différents panneaux à la flexion en fonction de leurs géométries et les conditions d'appuis

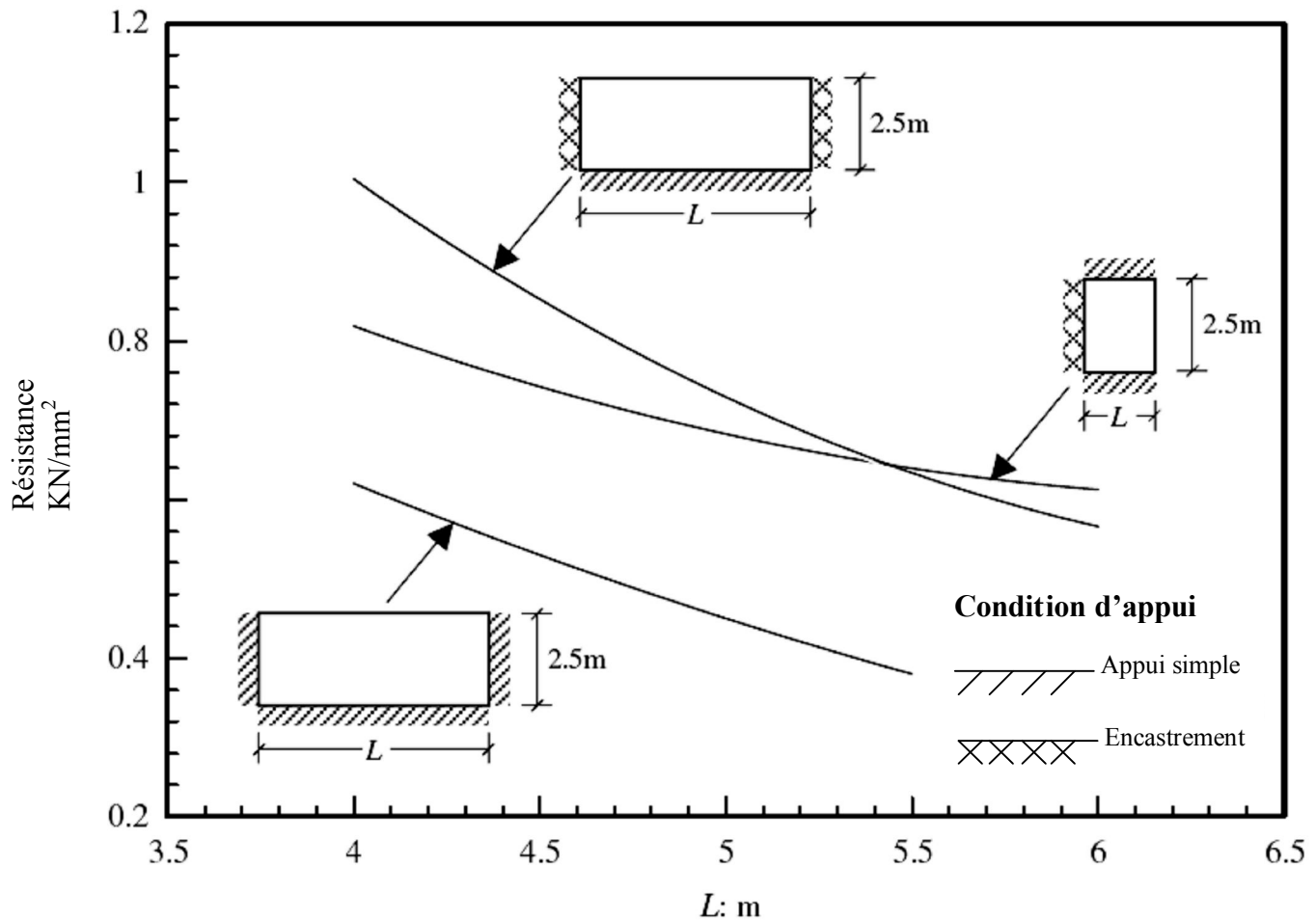


Fig.1.8 Résistance des panneaux en maçonnerie à la flexion (D'après BS 5826. part 1)

La résistance des murs en maçonnerie à la flexion varie de 0,8 à 2 N/mm² et elle doit être prise nulle si le mur est conçu pour résister aux forces sismiques ou si la rupture du mur conduit à la ruine ou l'instabilité totale de l'ouvrage [6].

Remarque

La résistance de la maçonnerie à la traction est négligeable et dans les calculs pratiques, elle est souvent considérée nulle [7].

1.4 MÉCANISMES DE RUPTURE DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

Dans les structures en maçonnerie, le problème majeur se réside dans la vérification de l'état des contraintes et des déformations dans les éléments pour s'assurer que l'ouvrage reste toujours dans le domaine de sécurité. En absence des méthodes numériques, cette tâche est difficile à appréhender et c'est pour cette raison qu'il est justifiable de s'appuyer sur la simulation des mécanismes de ruines susceptibles de se former au niveau des murs ou des poteaux en maçonnerie.

Avant de citer les différents mécanismes de rupture des structures en maçonnerie, il est important de signaler qu'il existe deux grandes familles de mécanismes : Locaux et Globaux.

1.4.1 Mécanismes de rupture locaux

Dans ce type de mécanisme on distingue trois groupes :

● Rupture en traction

Lorsque le panneau -ou une partie du panneau- est soumis à la traction pure, la fissuration peut se former dans le bloc unitaire ou au niveau du joint (voir la **Fig1.9**). Or le module des blocs unitaires est plus important que celui du mortier ce qui favorise la propagation des fissures au niveau des éléments de l'interface qui représentent les plans potentiels de fissuration.

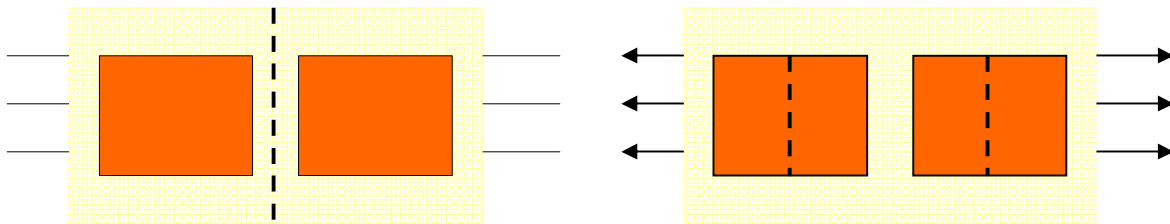


Fig.1.9 fissuration des joints et des blocs unitaires en traction pure

● Rupture en compression

La compression pure tend à rendre le composite bloc – mortier comme un seul matériau et dans ce cas, la rupture par écrasement se produit du même potentiel dans tous les points.

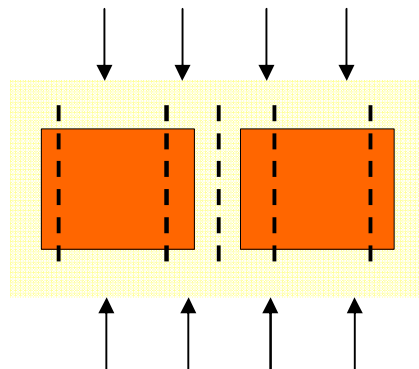


Fig.1.10 fissuration des joints et des blocs unitaires en compression pure

• Rupture en cisaillement

Dans ce mode on distingue deux sous – familles : cisaillement pur et cisaillement combiné avec les contraintes de compression. Ce dernier est plus pratique et réel que le premier car il est très rare de trouver en pratique le premier mode sauf dans les tests et les essais sur des petits panneaux ou pièces en maçonnerie.

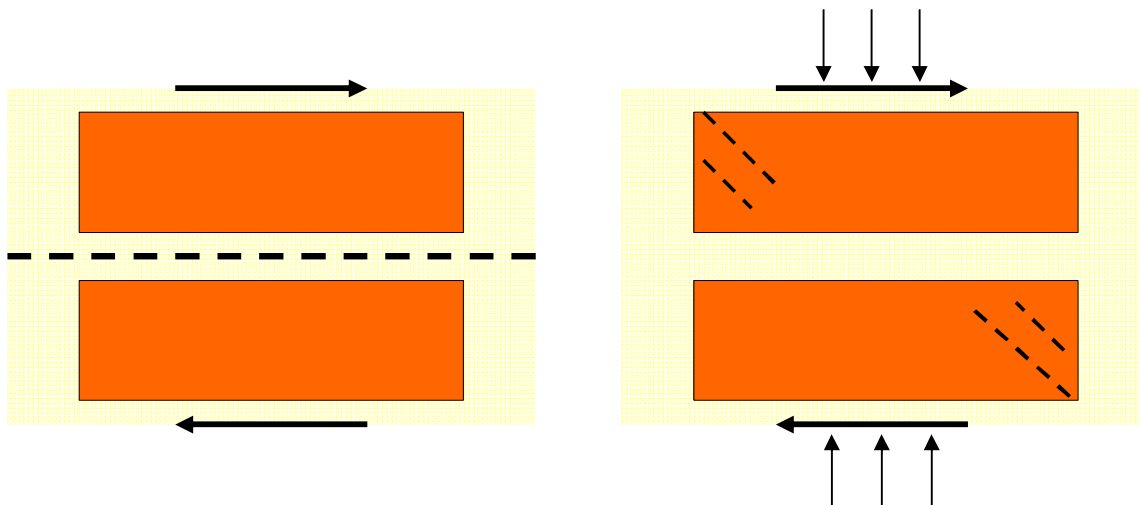


Fig.1.11 fissuration des joints et des blocs unitaires en cisaillement pur et combiné

Le mode de cisaillement combiné avec la compression est moins préjudiciable que celui du cisaillement pur car il présente une grande énergie de rupture. (L'énergie de rupture est l'aire entre la courbe et l'axe des abscisses)

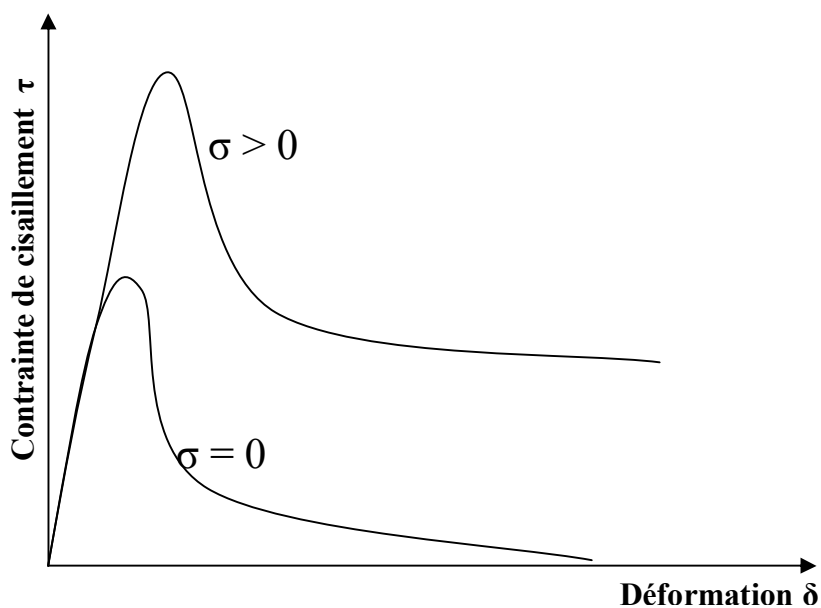


Fig.1.12 énergies de rupture en cisaillement de la maçonnerie

Remarque

Parmi tous les mécanismes cités précédemment, celui dû à la traction pure représente le cas le plus défavorable.

1.4.2 Mécanismes de rupture globaux

En agrandissant l'échelle d'observation des fissures dans les éléments en maçonnerie, on distingue une autre famille de modes qui se différencient en fonction de la géométrie de l'élément et du chargement appliqué.

- **Mode de cisaillement diagonal des murs**

C'est le mode le plus fréquent et le plus observé dans les ouvrages à hauteur moyenne après les tremblements de terre. Ce mode apparaît lorsque le mur en maçonnerie subit une combinaison de forces horizontales plus importantes que les charges verticales appliquées [9].

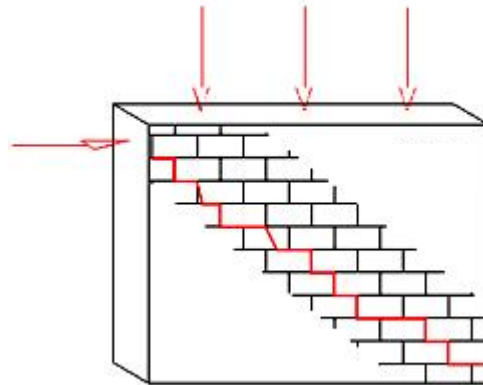


Fig.1.13 Cisaillement diagonal de la maçonnerie

La force horizontale tend à déplacer le mur mais celle verticale empêche ce mouvement en créant un couple de cisaillement qui provoque des fissurations diagonales dans le panneau (Généralement à 45°).

- **Mode de cisaillement glissant**

Ce mode présente les mêmes conditions du cisaillement diagonal sauf que dans le cisaillement glissant, les forces verticales sont négligeables par rapport aux forces horizontales ce qui facilite la rupture brutale par cisaillement des liaisons assurées par le mortier entre les briques unitaires. En absence de cette liaison, la partie inférieure du panneau se glisse séparément de sa partie supérieure [9].

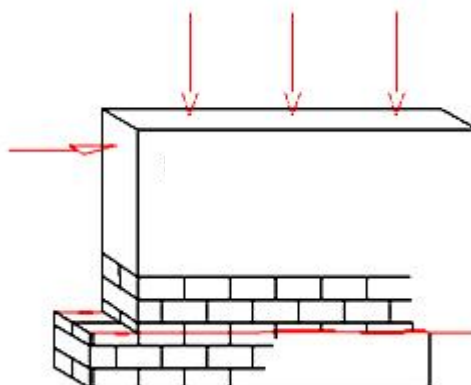
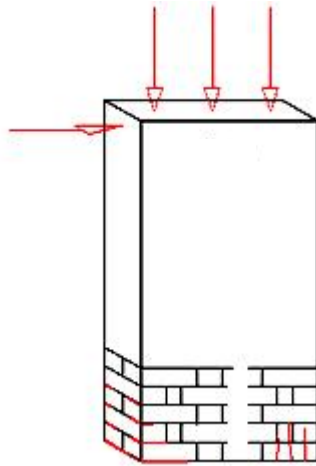


Fig.1.14 Cisaillement glissant de la maçonnerie

- **Mode d'écrasement total ou partiel du pied de mur par compression**

Lorsqu'une structure en maçonnerie est soumise à un chargement sismique et si la force verticale est très importante (maçonnerie en pierre par exemple), la partie inférieure sera soumise à une compression

excessive. Quand cette dernière dépassera la limite de résistance du mur, le pied du mur sera la partie la plus sollicitée dans laquelle on observera la formation des fissures.



**Fig.1.15 Mode d'écrasement partiel de la maçonnerie
(Flexion dans le plan du mur)**

Ce mode devient plus dangereux si l'intensité de la contrainte de compression est très importante qui risque à mettre la totalité du mur en péril et par conséquent l'effondrement inévitable de l'ouvrage.

Si les forces horizontales sont aussi très importantes, une partie du mur sera soulevée et l'autre sera comprimée où on observera des fissures dès que de la contrainte limite de compression est dépassée [9].

Remarque

Si le mur est bien ancré dans la fondation on observera l'apparition des fissures dans la partie tendue avant la partie comprimée. (Voir caractéristiques de la maçonnerie **I.3.2**)

● **Basculement des murs dans leurs plans**

Ce mode est largement reconnu car il représente le mécanisme le plus ductile en déformation contrôlée comparant avec d'autres mécanismes de rupture. Ce mode se produit dans les ouvrages moyennement élevés ou quand la densité des murs de séparation est faible.

Le basculement des murs dans leurs plans permet de larges déplacements de la structure sans provoquer de dommages significatifs [3].

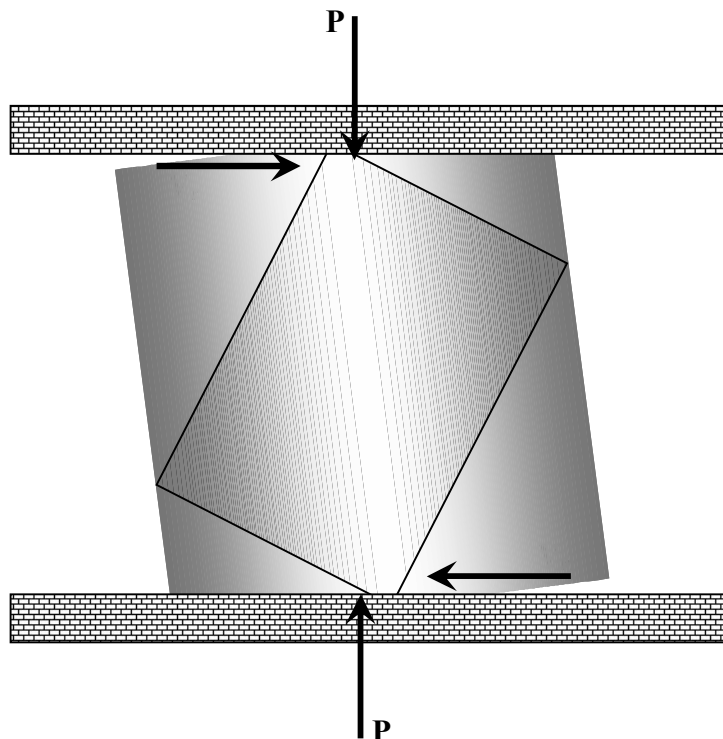


Fig.1.16 Mode de basculement des murs en maçonnerie

Durant le basculement, le système perd une partie de sa rigidité ce qui induit la réduction de l'intensité des forces de rigidité.

Pour étudier ce mode de rupture, certains codes parasismiques proposent des modèles avec des lois de comportement de type force – déformation mais des récentes études suggèrent certaines modifications sur ces modèles [3].

- **Mode de flexion des murs hors plan**

Ce mode de rupture est très nuisible car les panneaux en maçonnerie présentent une faible résistance à la flexion hors plan. (Voir 1.3.4).

Si en plus les murs sont mal connectés avec le plancher, la ruine de l'ouvrage devient inévitable.

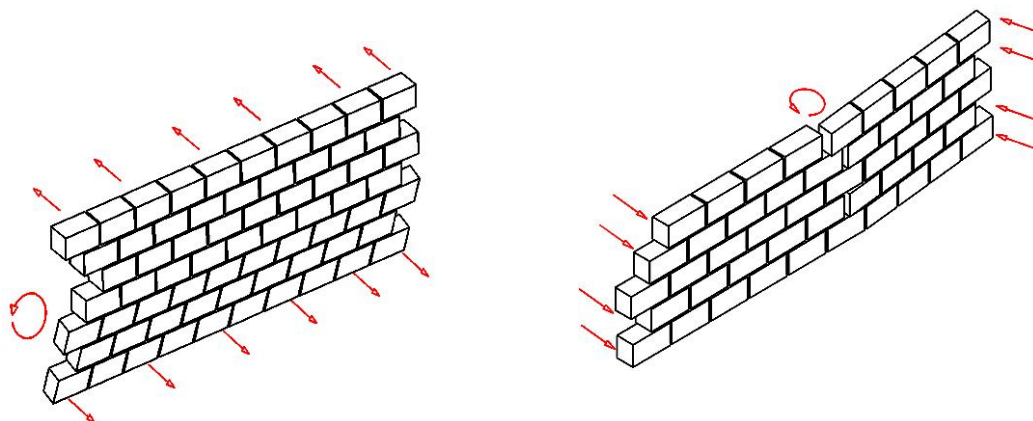


Fig.1.17 Modes de flexion des murs en maçonnerie

Dans ce mode, les conditions d'appui en tête et au pied du mur jouent un rôle très significatif dans la stabilité du mur et de la totalité de l'ouvrage [11].

1.5 CONCLUSION

La maçonnerie est un excellent matériau de construction qui peut être utilisé dans les structures chargées à supporter les actions verticales.

En revanche, elle présente une très faible résistance lorsqu'elle est soumise à la traction qui naît lors des actions latérales dans les différents éléments structuraux. Dans ce cas, le renforcement de la structure devient une solution indispensable.

CHAPITRE II

Renforcement des structures maçonnerie

II.1 Introduction

II.2 Importance du renforcement dans les structures en maçonnerie

II.3 Renforcement des constructions en maçonnerie dans les codes parasismiques

II.4 Méthodes de renforcement des structures en maçonnerie

II.5 Conclusion

Chapitre 2 RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

2.1 INTRODUCTION

Les constructions en maçonnerie sont très vulnérables aux actions sismiques et leur effondrement se développe d'une façon brutale à cause de la fragilité des éléments structuraux en maçonnerie. Donc l'intervention par renforcement des structures en maçonnerie est une solution indispensable surtout si l'ouvrage présente une grande importance.

Dans ce chapitre, on montrera l'importance du renforcement pour les structures en maçonnerie en citant les différentes méthodes de renforcement les plus utilisées.

2.2 IMPORTANCE DU RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE

Plus de 70% des ouvrages dans le monde entier sont des ouvrages en maçonnerie [12]. Généralement les actions sismiques peuvent ravager complètement des cités ou des villages et causer des dégâts humains et matériels très considérables où la majorité de ces pertes est une conséquence de la défaillance de la maçonnerie.

La capacité portante des ouvrages en maçonnerie diminue lorsque les joints se désagrègent, notamment sous l'action des charges dynamiques en favorisant l'éclatement de certains joints [11].

Le recours à la démolition de l'ancienne bâtisse et de la substitution par un nouvel ouvrage n'est pas toujours la meilleure solution surtout s'il s'agit d'un édifice qui fait partie du patrimoine d'un pays.

Donc la meilleure solution est d'intervenir par un renforcement de l'ouvrage mais son étude n'est pas toujours facile. L'étude du renforcement doit fournir les résultats d'influence des éléments de renforcement sur le comportement de l'ouvrage.

2.3 RENFORCEMENT DES CONSTRUCTIONS EN MAÇONNERIE DANS LES CODES PARASISMIQUES

Pour bien mettre en lumière la notion du renforcement des constructions en maçonnerie et son importance, il est pertinent de l'expliciter dans quelques codes parasismiques nationaux et internationaux.

2.3.1 Code Algérien

Dans le code algérien, on trouve un chapitre complet qui traite le renforcement des constructions en maçonnerie (chapitre 6 des recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages).

Les recommandations de réparation ou de renforcement des constructions en maçonnerie sont en réalité des définitions de certaines méthodes de renforcement car elles sont basées purement sur l'expérience et de l'observation.

D'une manière forfaitaire, le code propose, pour les murs en maçonnerie porteuse, l'introduction de nouveaux murs dans la structure de base ou le chaînage des murs au niveau du plancher.

Pour les constructions en pierre, le renforcement se fait par l'injection des émulsions ou par l'introduction de raidisseurs verticaux et horizontaux [13].

2.3.2 Code Américain (FEMA 273)

Le code américain traite le renforcement des ouvrages en maçonnerie d'une façon rationnelle car la proposition du renforcement adéquat dépend du comportement et du fonctionnement pour lequel l'élément est conçu.

Par exemple, il propose la substitution des éléments fissurés par des nouveaux éléments, renforcement des ouvertures par des cadres en acier, renforcement par la réalisation de nouveaux murs si les murs présentent une insuffisance aux efforts de cisaillement ou par l'augmentation de l'épaisseur du mur (en réalisant de nouveaux murs) pour résister mieux aux excès des efforts de compression [14].

2.3.3 Code Européen (Eurocode 8)

Ce code propose des dispositions d'exécution des ouvrages en maçonnerie (réduction de la masse par l'utilisation d'un matériau léger et réduction de l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion) puis il expose des méthodes de renforcement basées sur l'ajout de nouveaux murs ou par l'amélioration des connections entre les éléments résistants en utilisant des corsets en aciers ou des jaquettes en béton armé [17].

Il propose aussi l'emplacement de nouveaux éléments verticaux et horizontaux en acier ou en béton armé pour augmenter la rigidité de l'ouvrage [15].

2.4 MÉTHODES DE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

Dans le paragraphe suivant, on expose les différentes techniques de renforcement des constructions en maçonnerie.

2.4.1 Méthode de renforcement des surfaces

Le renforcement par traitement des surfaces des murs en maçonnerie est une méthode usuelle qui a connu beaucoup de développement.

Cette méthode de renforcement incorpore plusieurs techniques qui ont pour objectif de traiter la surface extérieure des murs de la maçonnerie par un matériau à haute adhérence.

- **Ferraillage de surface par des grilles métalliques**

Cette méthode consiste à placer des grilles métalliques fixées dans les murs en maçonnerie par des barres en acier ancrées avec un pourcentage d'acier variant de 3 à 8 %.

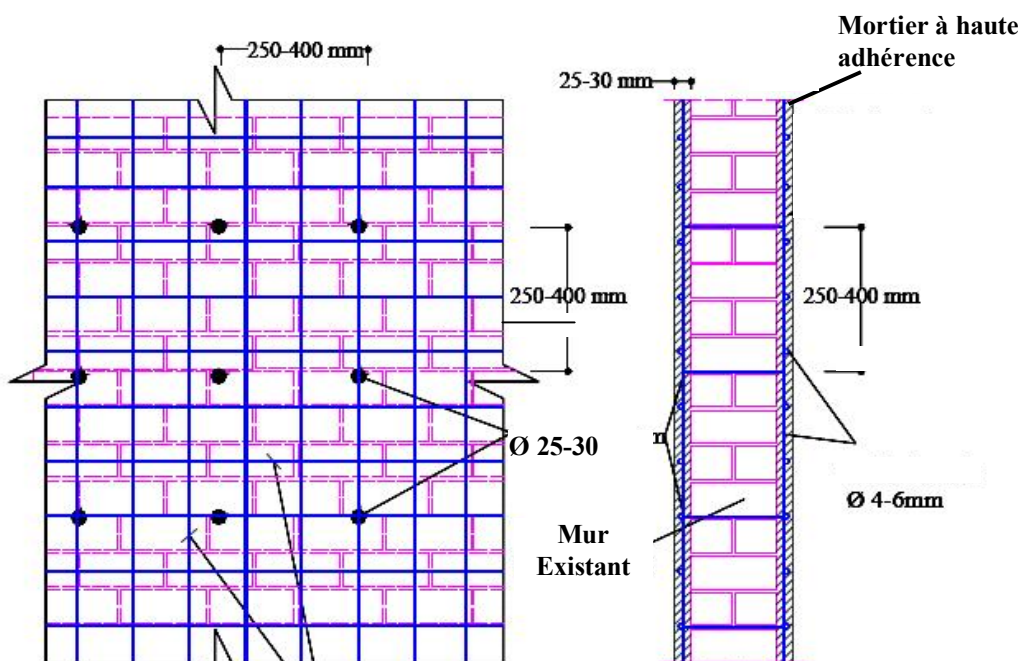


Fig. 2.1. Renforcement d'un mur par des grilles métalliques

L'ensemble sera confiné par un ciment à haute résistance (15 à 30 Mpa) avec une épaisseur de 25 à 30 mm [12].

Cette méthode est idéale pour les constructions de moyenne hauteur (réduction des coûts d'exécution) et elle est facile à exécuter.

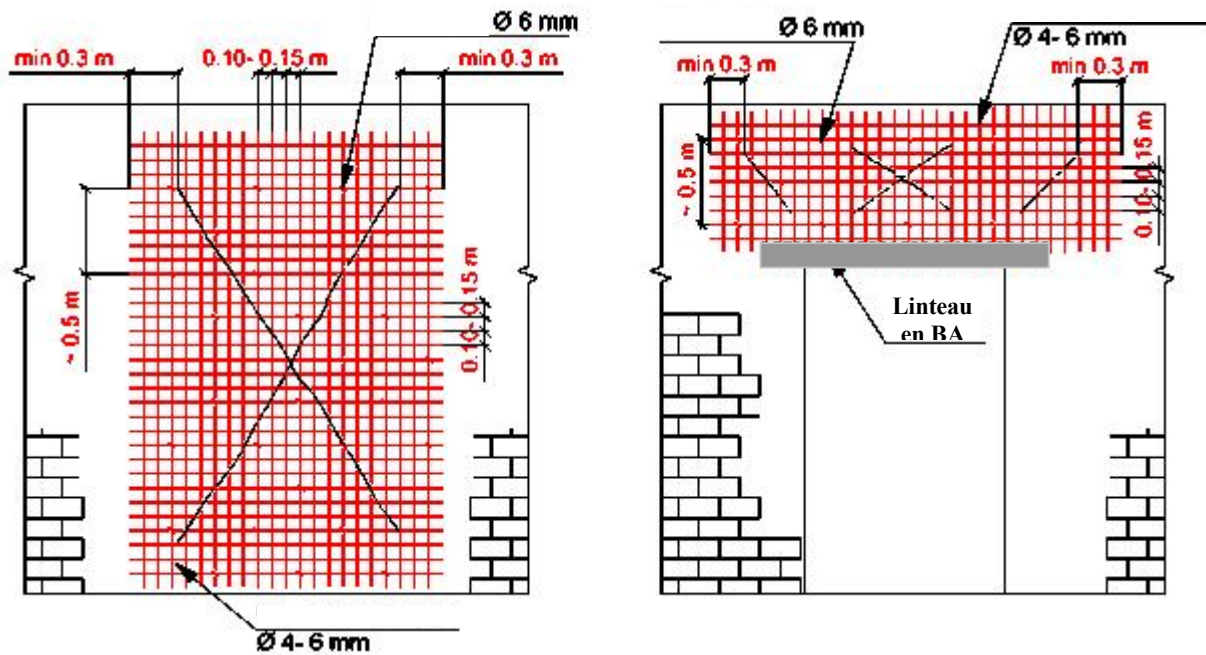


Fig. 2.2. Renforcement d'un mur et d'un linteau fissurés par des grilles métalliques

L'utilisation de cette méthode de renforcement améliore considérablement le comportement de la maçonnerie dans son plan et aussi hors son plan. Et avec des tests de chargement cycliques, certains chercheurs ont déduit que la résistance latérale des murs en maçonnerie peut être augmentée de 50% par rapport à sa résistance initiale [12].

- **Traitement par béton projeté**

Cette méthode se diffère de la précédente dans les dimensions des barres utilisées pour le renforcement et aussi par la méthode d'encastrement de la grille métallique.

Dans cette méthode les barres d'acier utilisées sont de dimensions importantes par rapport à la première. Ces armatures facilitent l'accrochage du gravier ($\Phi_{\text{gravier}} = 6 \text{ à } 13 \text{ mm}$) du béton qui sera projeté sous pression sur le mur moyennant des appareils de projection pour former une couche de béton de 25 à 120 mm d'épaisseur.



Fig. 2.3. Projection du béton sur un mur en maçonnerie

Remarque

L'inconvénient des méthodes de traitement de surface est qu'elles amoignent la forme architecturale de la construction.

2.4.2 Renforcement par injection de matériaux de collage

C'est une technique de renforcement très utilisée car elle ne modifie pas les caractéristiques architecturales ou esthétiques de la bâtisse existante. En réalité cette technique a pour but de réhabiliter ou restaurer la structure en remplissant les vides et les fissures existantes dans les murs en maçonnerie par des résines spéciales ou des coulis de ciment. Les résines sont utilisées pour les petites fissures et les coulis de ciment peuvent être utilisés pour les fissures de grande taille (ciment portland type III avec des adjuvants expansifs).

Le renforcement par cette méthode doit passer par les étapes suivantes :

-Après le choix des points ou les endroits où on doit faire le renforcement, on place les ports d'injection et on les fixe dans le mur.

- Injection de l'eau dans les ports pour s'assurer de l'élimination des poussières et les éléments fins existant dedans.

- On injecte sous une pression des coulis de ciment pour les grandes fissures on commençant dans l'opération de la partie basse du mur vers la partie la plus haute.

La même procédure sera faite une deuxième fois en utilisant des résines de collage pour remplir les fissures de petite taille [12].

Cette méthode de renforcement est efficace et elle est capable de restaurer la résistance des murs dans leurs plans pour atteindre 80 à 110 % de leur résistance initiale à la compression.

2.4.3 Renforcement par les tiges ancrées

Cette technique consiste à renforcer les murs en maçonnerie par des barres en acier placées dans la section transversale du mur.

Un trou continu est fait par une perceuse spéciale en tête du mur jusqu'à sa base, le diamètre du trou varie de 50 à 125 mm selon l'épaisseur du mur à renforcer.

Ce trou peut être réalisé sur des murs en maçonnerie de deux ou de trois étages [12].

Après l'exécution des trous, on place des barres d'acier dans chaque trou puis on coule sous pression des coulis de ciment pour remplir le vide et aussi pour s'assurer de l'adhérence entre les tiges d'acier et les parois des trous.

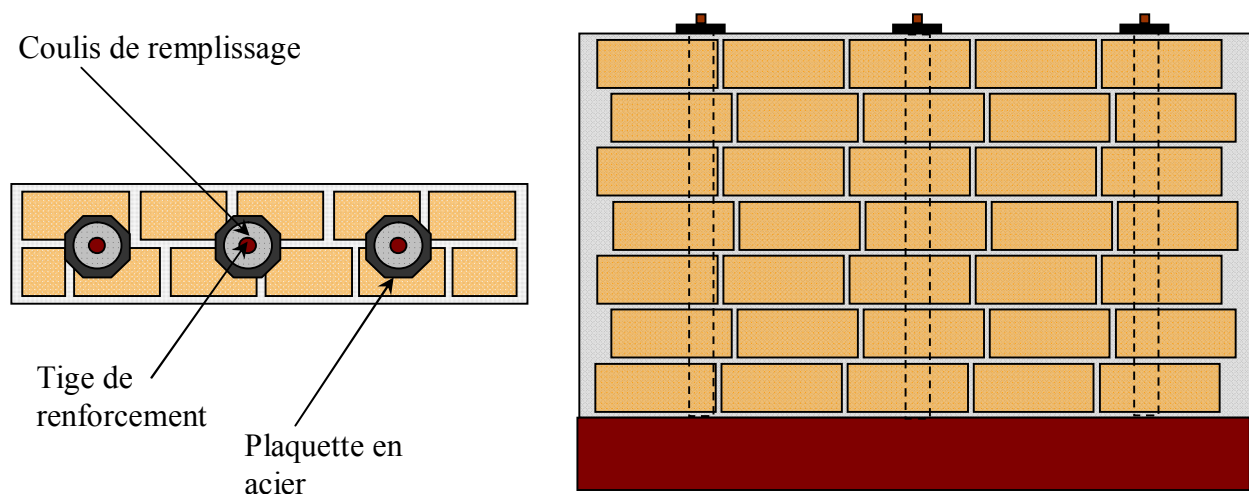


Fig. 2.4. Coupe transversale et verticale d'un mur en maçonnerie renforcé par des tiges ancrées

2.4.4 Renforcement extérieur par des éléments en béton armé

C'est l'un des systèmes les plus utilisés pour le renforcement des constructions dans les régions sismiques.

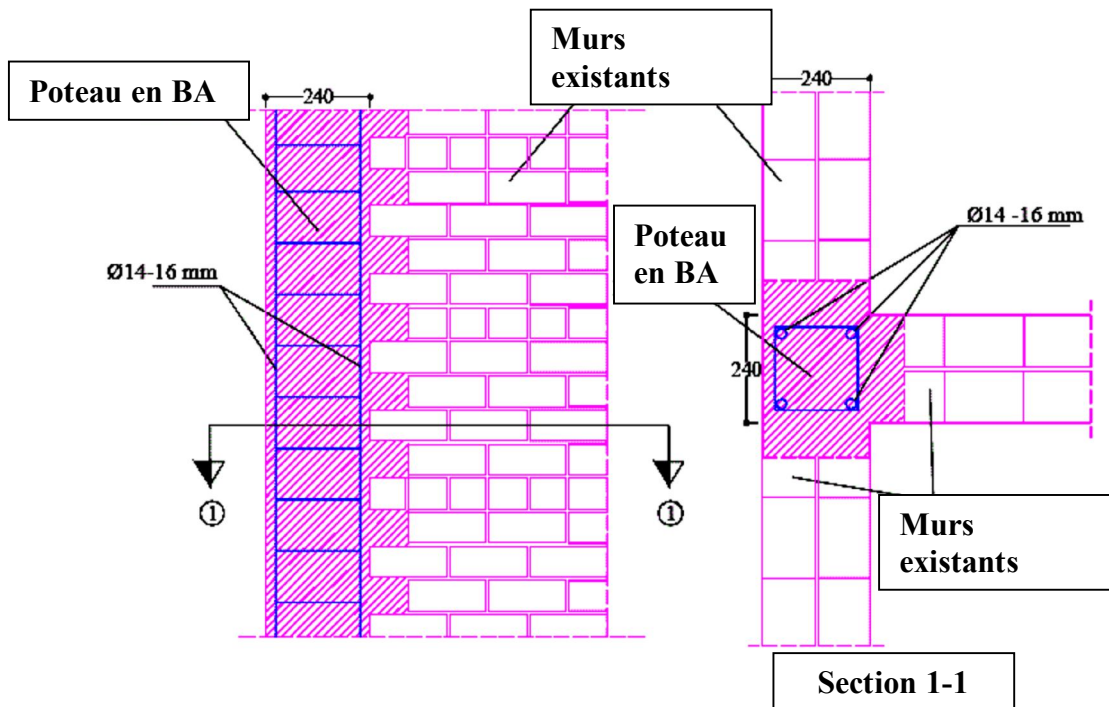


Fig. 2.5. Réalisation d'un nouveau poteau de renforcement en béton armé

L'inconvénient de cette méthode est qu'elle n'est pas toujours facile à exécuter pour les anciennes constructions en maçonnerie. Les éléments de renforcement en béton armé sont placés généralement dans les angles, aux intersections des murs et autour les grandes ouvertures afin de s'assurer du bon confinement de l'ouvrage.

Et pour que le renforcement soit efficace, les poteaux de renforcement en béton armé doivent être connectés aux poutres au niveau du plancher.

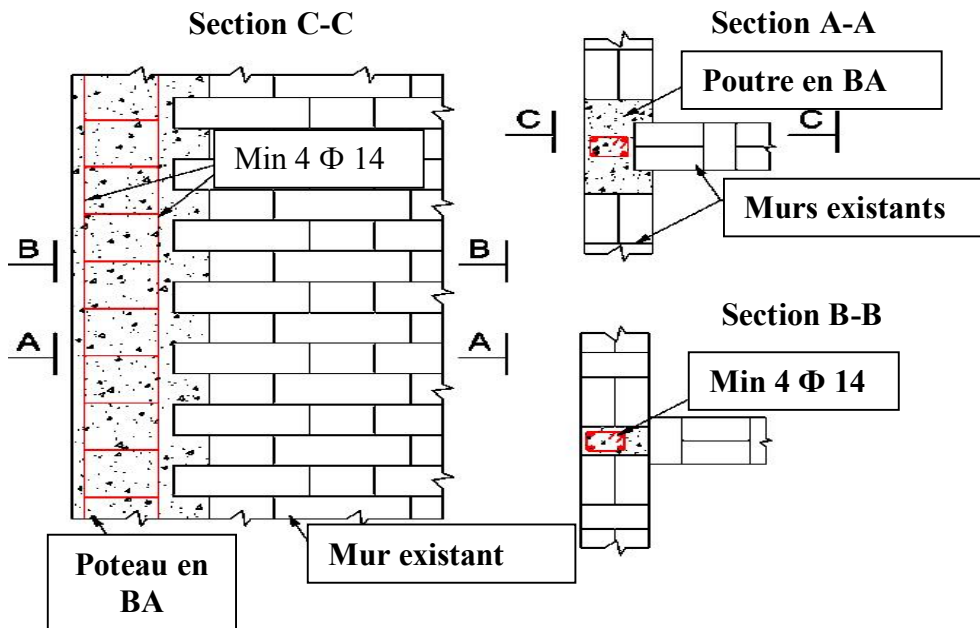


Fig. 2.6. Détail du renforcement d'un mur en maçonnerie avec des éléments en béton armé

Cette technique empêche la désagrégation des parties du mur, améliore la ductilité des éléments structuraux et augmente la capacité de l'ouvrage à dissiper l'énergie.

Le dimensionnement des éléments de renforcement en béton armé est déterminé par l'expérience et il dépend essentiellement des dimensions de l'ouvrage à renforcer.

Il est recommandé de laisser 1,5 à 2,5 m d'espacement entre les poteaux de renforcement et utiliser des poutres de 12 à 18 cm d'hauteur avec des barres de 8 à 14 mm de diamètre.

2.4.5 Renforcement par les fibres en matériaux composites (FRP)

Les fibres en matériaux composites FRP (Fiber Reinforced Polymer) sont des matrices de fibres continues de verre, carbonées ou des aramides qui servent à bander les ouvrages existants.

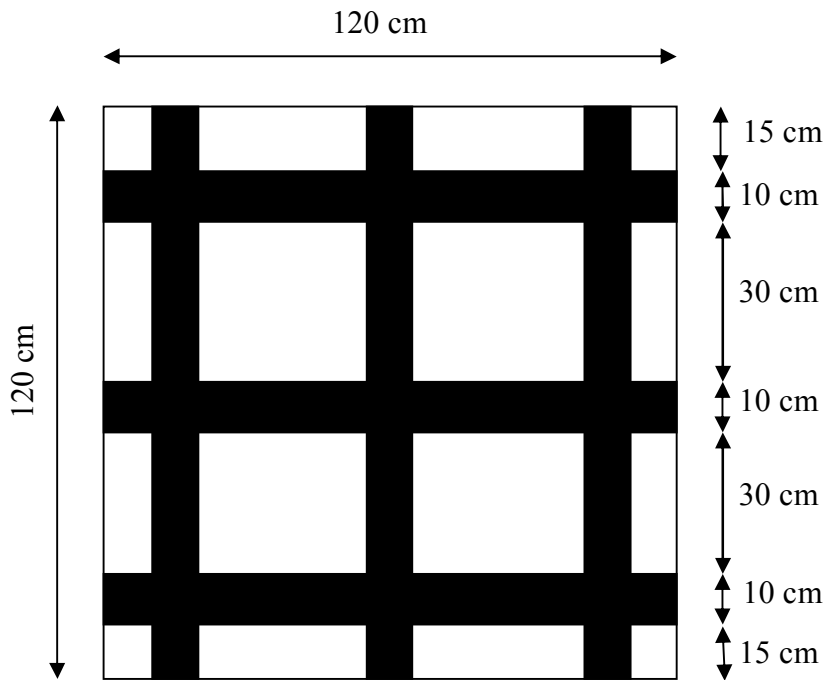


Fig. 2.7. Schéma d'un panneau en maçonnerie renforcé par des bandes de fibres en matériaux composites

Les fibres en matériaux composites sont utilisées pour augmenter la résistance des murs et aussi pour limiter l'apparition des modes de rupture indésirables de la structure.

Les endroits où on place les bandes de FRP doivent être choisis de sorte que chaque position des bandes est destinée pour résister à un mode de rupture [18]. La figure et le tableau suivants montrent les différentes positions possibles des bandes et leurs rôles de renforcement dans les murs en maçonnerie.

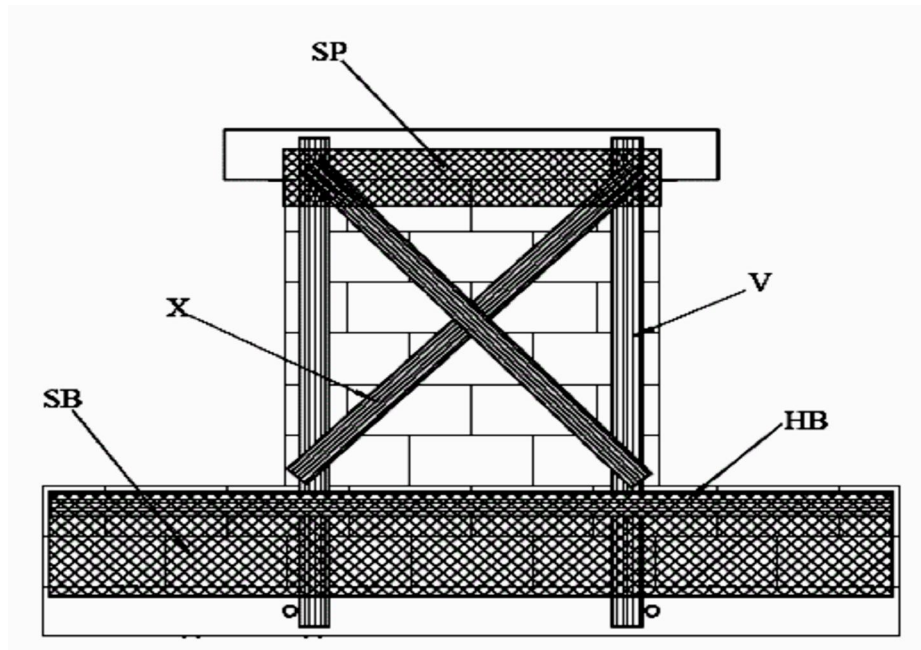


Fig. 2.8. Différentes positions de renforcement par les fibres en matériaux composites

Tableau. 2.1.

Rôle de chaque bande de FRP dans le renforcement des murs en maçonnerie

Position de la bande de renforcement	Rôle de renforcement
V	Augmenter la résistance à la flexion dans le plan du mur en maçonnerie
X	Augmenter la résistance diagonale du mur à la traction
SP	Empêcher la séparation du mur et le linteau
HB	Augmenter la résistance du mur à la flexion produite par les bielles de traction renforcées et les bielles de compression du mur en maçonnerie
SB	Empêcher la fissuration probable de la base d'encastrement du mur

Les bandes des fibres en matériaux composites peuvent être employées pour le bandage extérieur des ouvrages en maçonnerie et aussi pour le bandage des intrados et les extrados des dômes en maçonnerie.

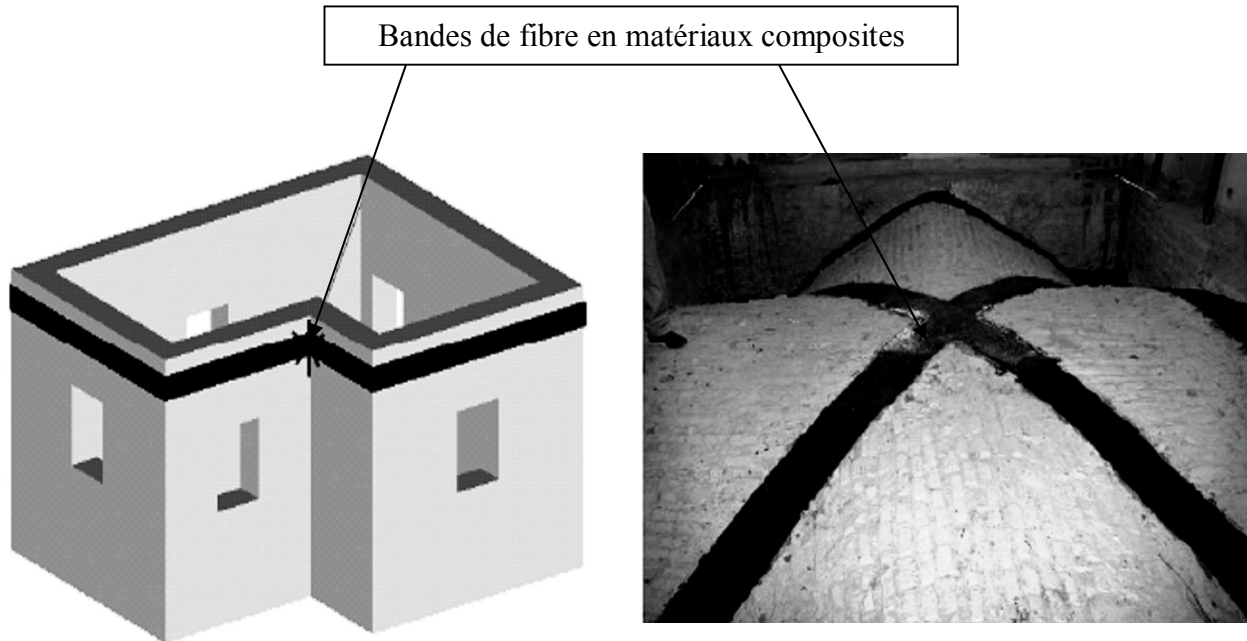


Fig. 2.9. Renforcement par FRP autour d'un ouvrage en maçonnerie sur l'intrados d'un dôme

Les fibres en matériaux composites augmentent la résistance latérale du mur tandis qu'elles n'améliorent pas significativement sa ductilité. Leur utilisation peut même diminuer la ductilité du mur si elle favorise la précipitation d'un mode de rupture fragile.

Pour éviter l'effondrement prématuré des murs en maçonnerie par des modes fragiles, Holberg et Hamilton (2002) proposent la combinaison des fibres de matériaux composites avec des éléments en acier plus ductiles qui assurent la bonne connexion des murs à leurs fondations ou à leurs bases.

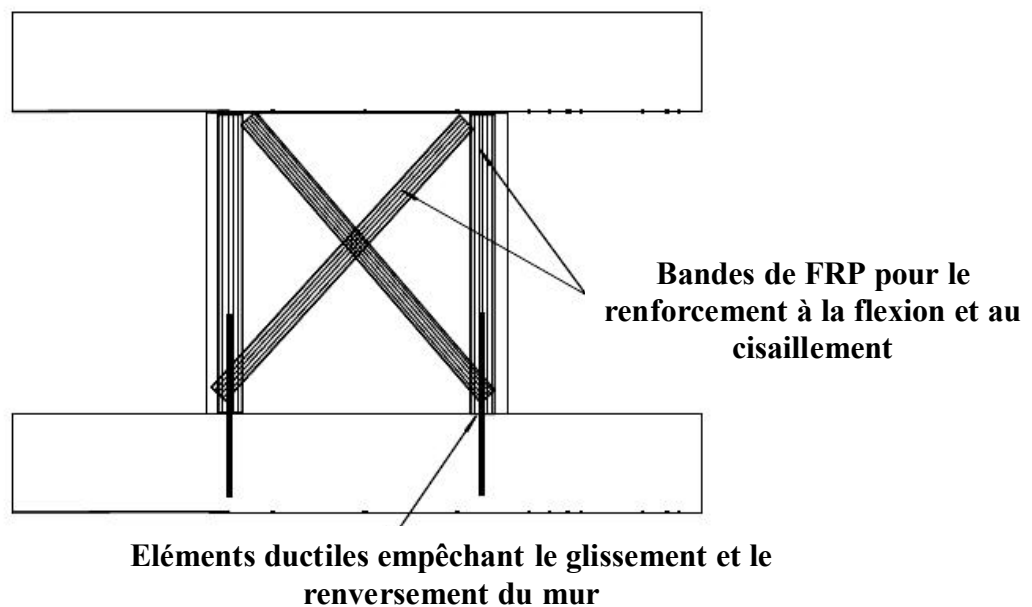


Fig. 2.10. Combinaison du renforcement par des fibres en FRP avec des éléments ductiles empêchant le glissement ou le basculement du panneau

2.4.6 Renforcement par des systèmes de dissipation d'énergie

Les systèmes de dissipation d'énergie englobent l'ensemble des éléments de construction qui renforcent les murs fragiles en les rendant ductiles, agissant de sorte que les dalles et les plafonds d'étage deviennent rigides et capables de transférer la charge dans leur plan, tandis que les fondations sont intégrées et liées par un col de fondation en leur permettant d'être plus fortes pour accepter les déplacements horizontaux et les charges verticales augmentées.

Les murs en maçonnerie sont renforcés avec des entretoises verticales liant toutes les dalles horizontales et la fondation. Les entretoises verticales de la grille font les étais qui sont précontraints y compris les corsets avec l'absorbeur de l'énergie sismique et les éléments horizontaux faisant partie des dalles rigides d'étage. Les murs ainsi renforcés deviennent plus ductiles et capable de supporter les déplacements dynamiques horizontaux survenus comme résultat de la charge [16].

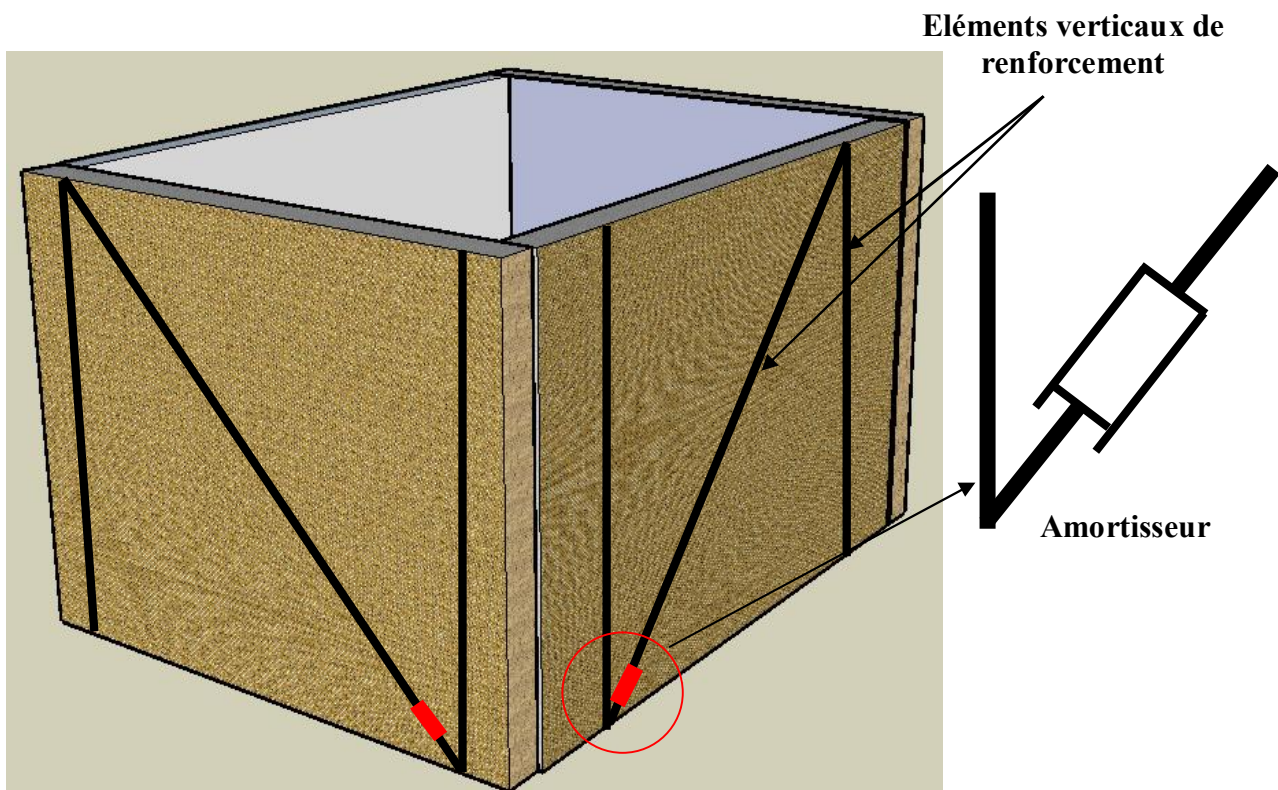


Fig. 2.11. Schématisation du renforcement par des systèmes de dissipation de l'énergie

Si les dalles d'étage et de plafond ne sont pas rigides, elles sont renforcées dans leur plan soit par jonction avec une dalle de béton armé mince et légère soit par mise en place des entretoises horizontales liées aux entretoises verticales.

La fondation de la construction est saisie par le col de fondation dans lequel sont ancrées les entretoises verticales.

Pour les édifices de valeur culturelle, ces systèmes peuvent être installés sans impliquer aucun dommage sur les fondations ou les planchers.

La première application de ces systèmes dans les constructions était en 1985 dans le bâtiment Mobile Brigade en Italie [20].

2.4.7 Méthode de corsetage

Le corsetage est dérivé du mot corset qui désigne en génie de construction les dispositifs qui ressemblent à des ceintures et qui ont pour but de serrer l'ouvrage afin de le rendre plus résistant.

En fait, le corsetage est un terme vaste qui peut englober toutes les méthodes de renforcement qui servent à bander l'ouvrage par des éléments de renforcement contribuant à absorber les efforts de traction qui naissent dans les murs en maçonnerie lors de l'application des forces latérales généralement de nature sismique.

Grâce à sa forte résistance à la traction et aussi à sa ductilité, l'acier représente le matériau idéal qui peut remplir cette fonction en toute performance.

Le corsetage est une méthode qui était testé pour la première fois en Slovénie puis en Italie et actuellement elle est connue dans le monde entier et réglementée dans plusieurs pays [21].

Dans cette méthode de renforcement on peut distinguer deux grandes catégories principales :

- **Corsetage par des tiges métalliques – Renforcement Global -**

C'est la catégorie la plus connue et la plus utilisée. Il s'agit d'introduire des éléments horizontaux - parfois combinés avec des éléments verticaux – qui serrent la totalité de l'ouvrage et qu'ils le rendent plus cohérent et monolithique.

Donc l'objectif principal de cette technique est d'éviter l'effondrement de l'ouvrage par des mécanismes fragiles (voir chapitre 1.4.1) et aussi d'améliorer la connexion entre le plancher et les murs en maçonnerie.

Les tiges de corsetage sont parfois soumises à une précontrainte de petite tension pour bien serrer les murs afin de rendre l'ouvrage plus résistant.

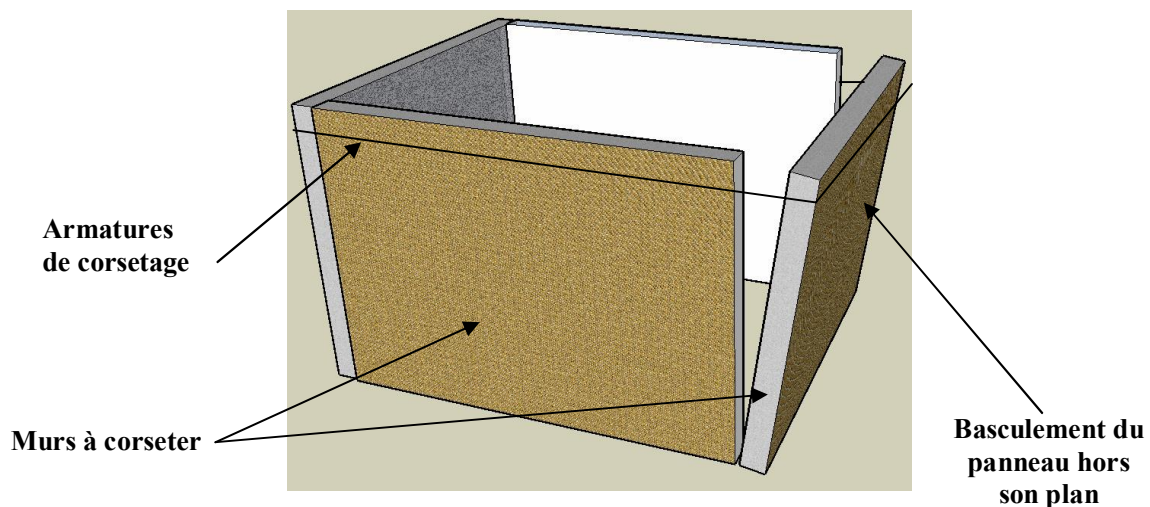


Fig. 2.12. Principe de corsetage d'un mur en maçonnerie

La position et la distribution des éléments de corsetage dans les ouvrages en maçonnerie doivent être faites de façon judicieuse de telle sorte qu'on assure la cohérence et le renforcement dans toutes les directions.

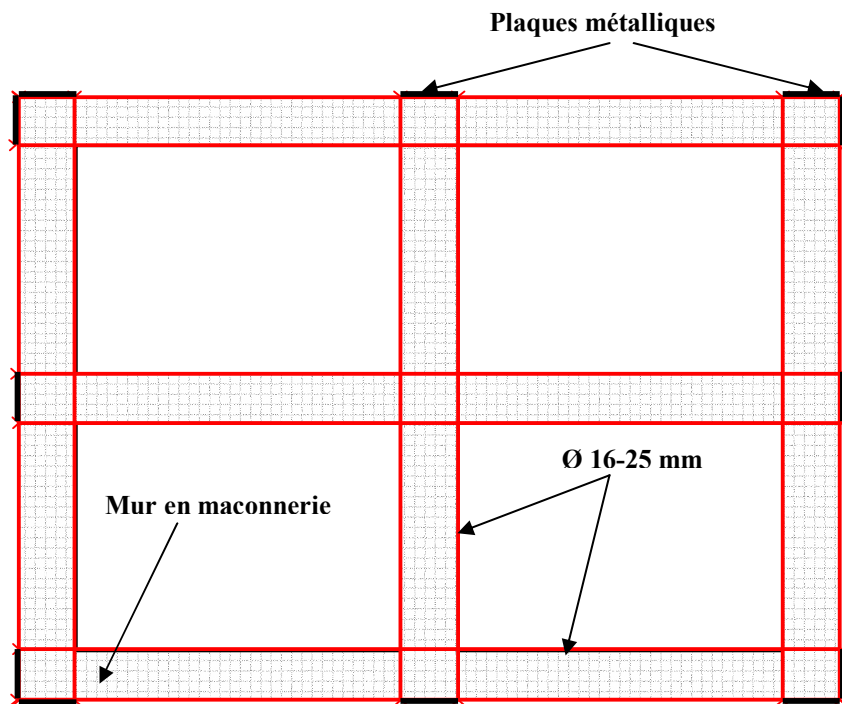


Fig. 2.13. Vue en plan d'un schéma de renforcement par corsetage

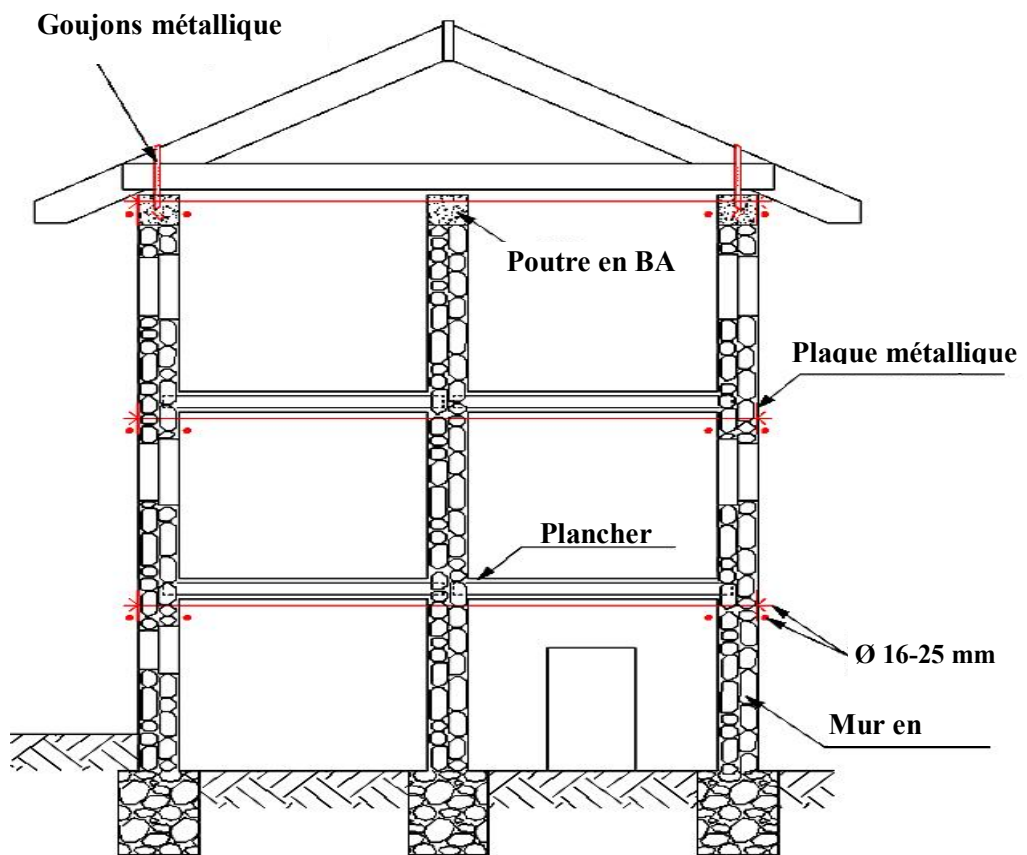


Fig. 2.14. Vue en élévation d'un ouvrage renforcé par corsetage

Cette technique peut être utilisée avec succès pour le renforcement et même pour la réhabilitation des ouvrages. Les aciers de corsetage peuvent être des barres simples - utilisées en béton armé – avec des filetages au niveau des extrémités de chaque barre.

Chaque extrémité de la tige de corsetage est fixée au mur de la maçonnerie par le biais des plaquettes métalliques afin d'éviter le poinçonnement des murs [21].

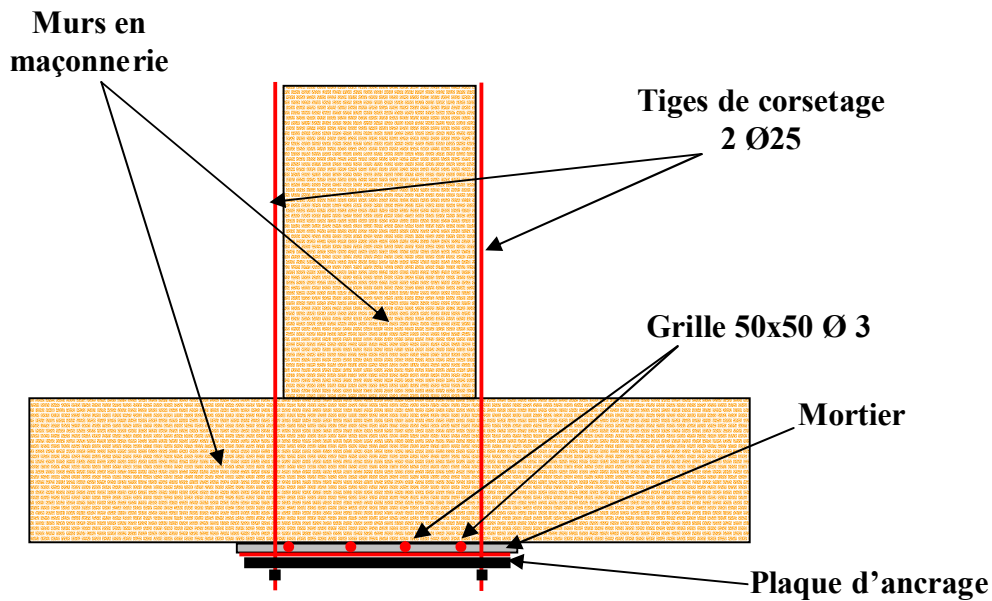


Fig. 2.15. Cas d'intersection de deux murs

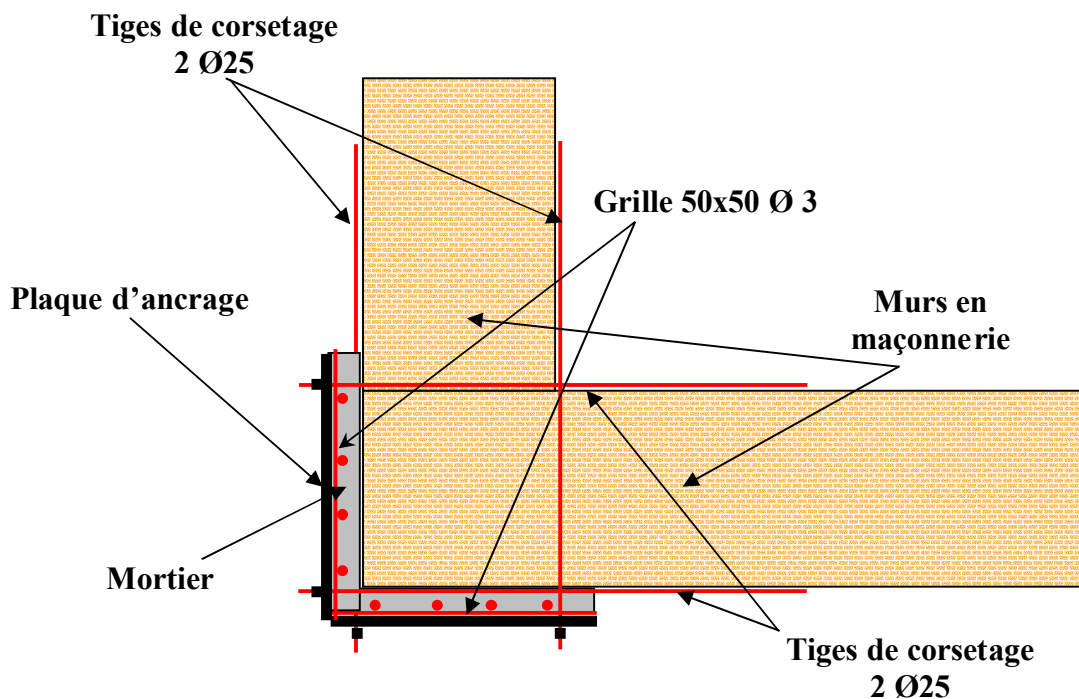


Fig. 2.16. Cas de deux murs d'angle

Le mauvais chaînage du plancher et les murs en maçonnerie produit des mécanismes de glissement et par conséquent l'effondrement de l'ouvrage. C'est pour cette raison qu'il est conseillé d'installer des barres métalliques en treillis sous le plancher surtout si la distance entre les murs est importante [21].

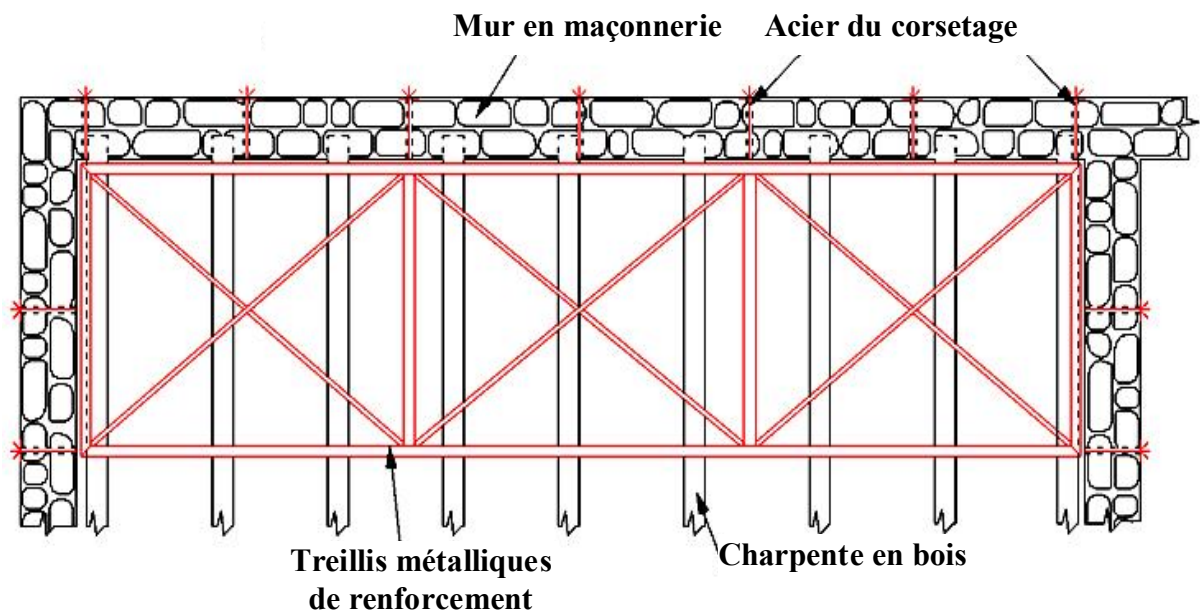


Fig. 2.17. Renforcement du plancher d'un ouvrage en maçonnerie

- **Corsetage par le système CAM**

Les matériaux des anciennes structures en maçonnerie sont caractérisés par la mauvaise cohérence entre les blocs ou les briques. Le corsetage tridimensionnel a pour but principal de serrer les blocs constituant les murs en maçonnerie.

Le système appelé CAM (Manufact Active Confining) qui est expérimenté pour la première fois par Dolce et Marnetto offre une solution efficace de cette problème [22].

Dans cette technique, des rubans métalliques inoxydables et continus sont utilisés avec une prétension qui contribue à augmenter la compacité des murs en maçonnerie [22].

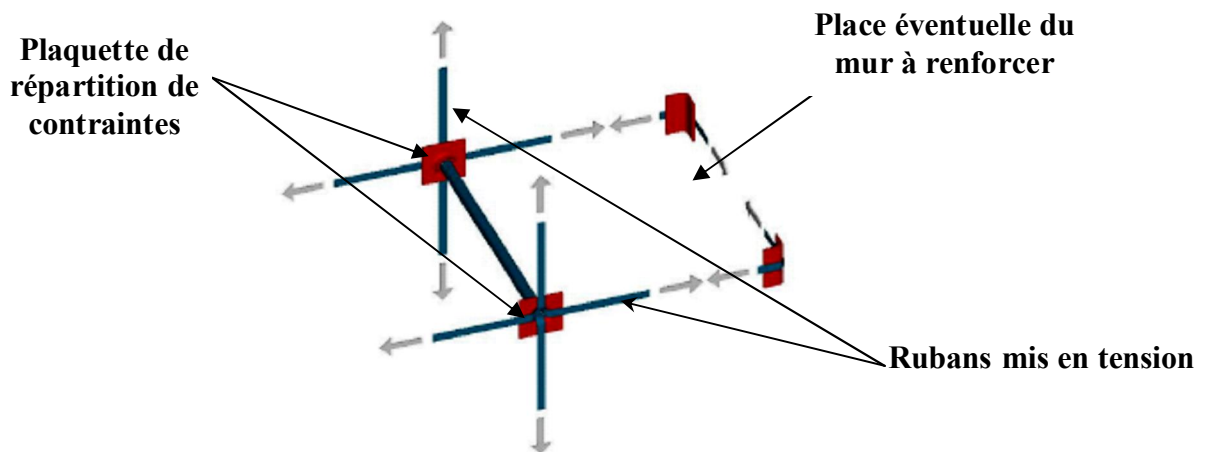


Fig. 2.18 Arrangement de base des rubans utilisés dans le système CAM

Cette méthode présente plusieurs avantages par exemple :

- Légèreté des éléments de renforcement (rubans métalliques).
- Disponibilité du matériau de renforcement (Acier)
- Une bonne continuité entre les rubans et les panneaux en maçonnerie.
- Augmentation de la ductilité globale de l'ouvrage.
- Durabilité du renforcement car l'acier utilisé est inoxydable (Réduction de l'altération des rubans métalliques)

Dans Les applications courantes de cette méthode, le ruban utilisé est de 0,75 à 0,80 mm d'épaisseur et de 18 à 20 mm de largeur avec une contrainte de résistance élastique de 300 Mpa.

Les plaquettes métalliques qui assurent la transmission des contraintes sur le panneau sont de forme carrée de 125×125 mm avec une épaisseur de 4 mm.

La distance entre deux trous est généralement de 1 à 2 m.

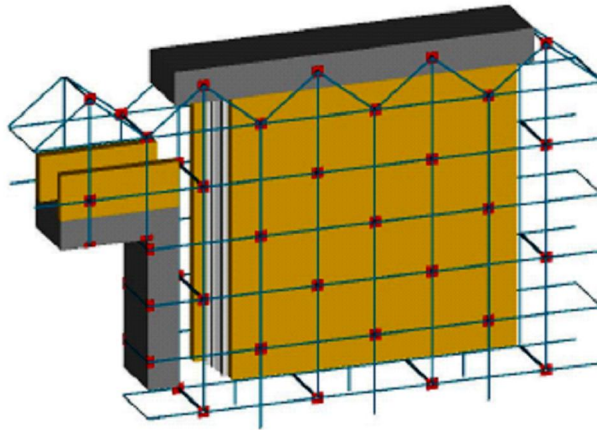


Fig. 2.19 Arrangement du système CAM sur un mur en maçonnerie

Avec cette méthode, les rubans métalliques épousent et s'adaptent très bien avec la forme générale de l'ouvrage à renforcer même s'il a une forme complexe.



**Fig. 2.20 Détails de connexion des rubans de CAM
–cas des murs d'angle–**

Les rubans métalliques peuvent être utilisés dans le sens vertical, horizontal ou même diagonal sur le mur.



Fig. 2.21 Différents sens du renforcement par les rubans

2.5 CONCLUSION

Le renforcement représente une solution indispensable pour les ouvrages en maçonnerie car ils sont très vulnérables aux actions sismiques.

Parmi les méthodes de renforcement des ouvrages en maçonnerie, la méthode de corsetage représente la méthode la plus pratique car elle offre la possibilité d'améliorer les performances de l'ouvrage sans amocher son architecture globale.

Le corsetage est aussi une solution économique car sa mise en œuvre s'effectue par des matériaux de renforcement souvent disponibles.

CHAPITRE III

Analyse des structures en maçonnerie

III.1 Introduction

III.2 Echelles de modélisation

III.3 Approche des macro éléments

III.4 Validation du model

III.5 Conclusion

C

hapitre 3 ANALYSE DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

3.1 INTRODUCTION

Les méthodes de calcul des ouvrages en maçonnerie sont principalement des méthodes empiriques et l'utilisation des moyens modernes d'investigation des structures est de plus en plus fréquente pour l'étude des maçonneries eu égard au nombre croissant des calculs entrepris à l'occasion de la restauration d'ouvrages historiques importants. Mais La méthode des éléments finis reste la méthode la plus rapide, la plus puissante et la plus économique pour l'étude ou la restauration des ouvrages en maçonnerie. L'altération, dans le temps, des structures et des matériaux fait que chaque ouvrage ancien est un cas particulier.

Avec cette méthode, la modélisation doit pouvoir décrire fidèlement le comportement des ouvrages en maçonnerie -qui sont fortement hétérogènes et anisotropes- en se basant sur les lois physiques caractérisant les matériaux de construction.

En plus, la méthode des éléments finis est très utile pour prédire le comportement des ouvrages et améliorer la compréhension de leurs mécanismes de rupture ce qui permet d'éviter la détérioration de leurs capacités portantes.

3.2 ÉCHELLES DE MODÉLISATION

La modélisation des éléments en maçonnerie peut être employée selon l'échelle en trois classes

3.2.1 Échelle locale

L'approche locale de l'étude s'appuie sur la modélisation des blocs et du mortier par des éléments continus et l'interface bloc – mortier par des éléments joints. Les éléments d'interface représentent des plans potentiels de fissuration, de glissement ou d'écrasement.

Tous les phénomènes inélastiques sont concentrés dans les éléments joints, ce qui conduit à un type de modèle robuste capable de suivre tout le chemin de chargement de la structure jusqu'à la ruine [1].

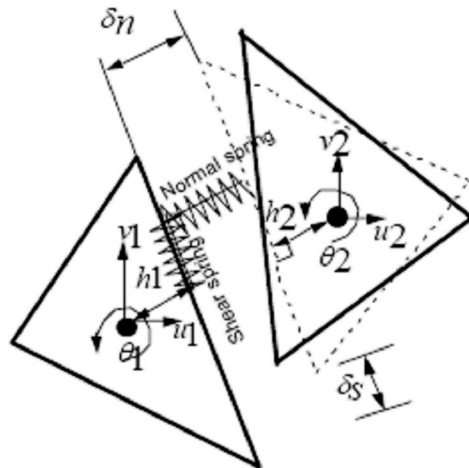


Fig. 3.1. Représentation locale de deux blocs reliés par deux ressorts d'action normale et de cisaillement

La figure suivante montre un détail de quatre blocs soumis à une action de cisaillement [23].

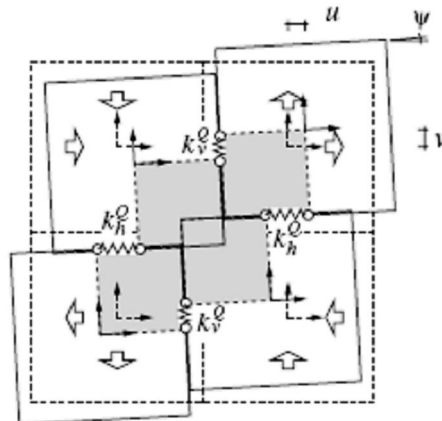


Fig. 3.2. Assemblage de quatre blocs soumis à une action de cisaillement

La matrice de raideur peut être obtenue à partir des propriétés des blocs et du mortier utilisés

$$K_n = \frac{E_u \times E_m}{h_m(E_u - E_m)} \quad (3.1)$$

$$K_s = \frac{G_u \times G_m}{h_m(G_u - G_m)} \quad (3.2)$$

Avec :

K_n, K_s : raideurs à l'action normale et de cisaillement respectivement.

E_u, E_m : (respect G_u, G_m) représentent les modules de Young (respect les modules de cisaillement) du bloc (indice u) et du joint du mortier (indice m) [24].

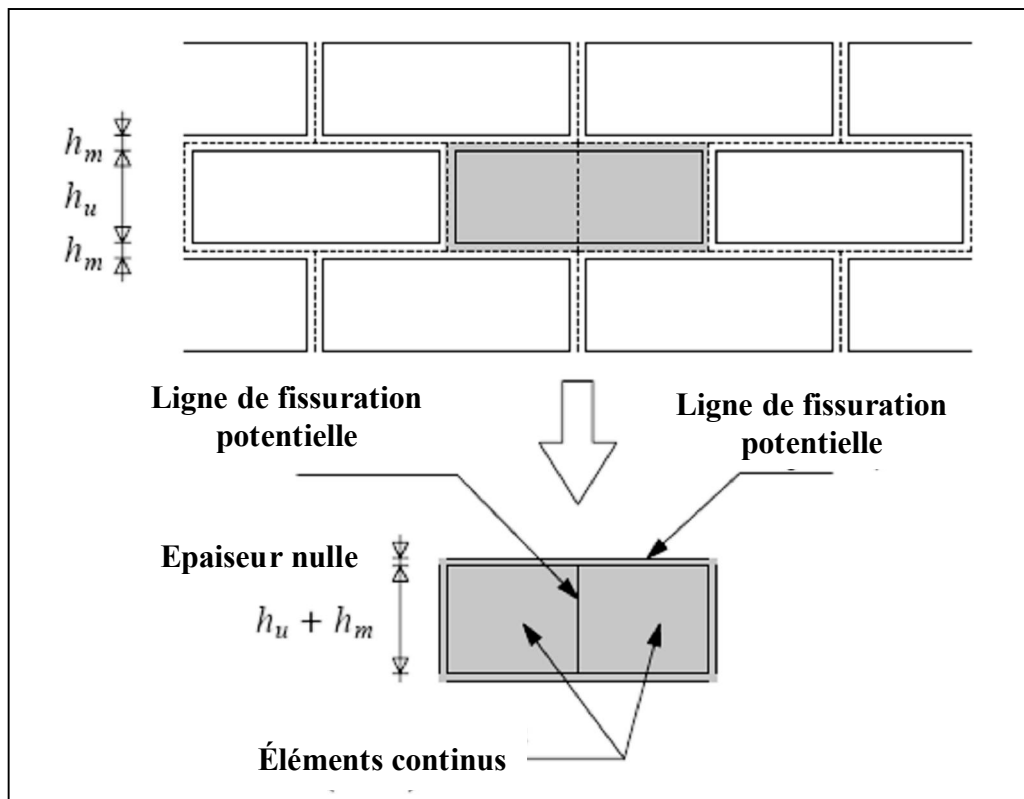


Fig. 3.3. Principe de la micro modélisation

À fin de conserver la cohérence de la modélisation, tous les aspects liés aux non linéarités (sauf ceux liés à la rupture en traction des blocs) font partie du comportement des joints [25].

De plus, pour des raisons de simplification, les mécanismes de fissuration par compression ou par compression combinée avec cisaillement sont quand même intégrés au comportement des joints à l'aide de modèle d'interface en plasticité noté « Cap ». Les blocs restent toutefois élastiques, fragiles en traction. Le modèle proposé est donc multi surface de charge [25].

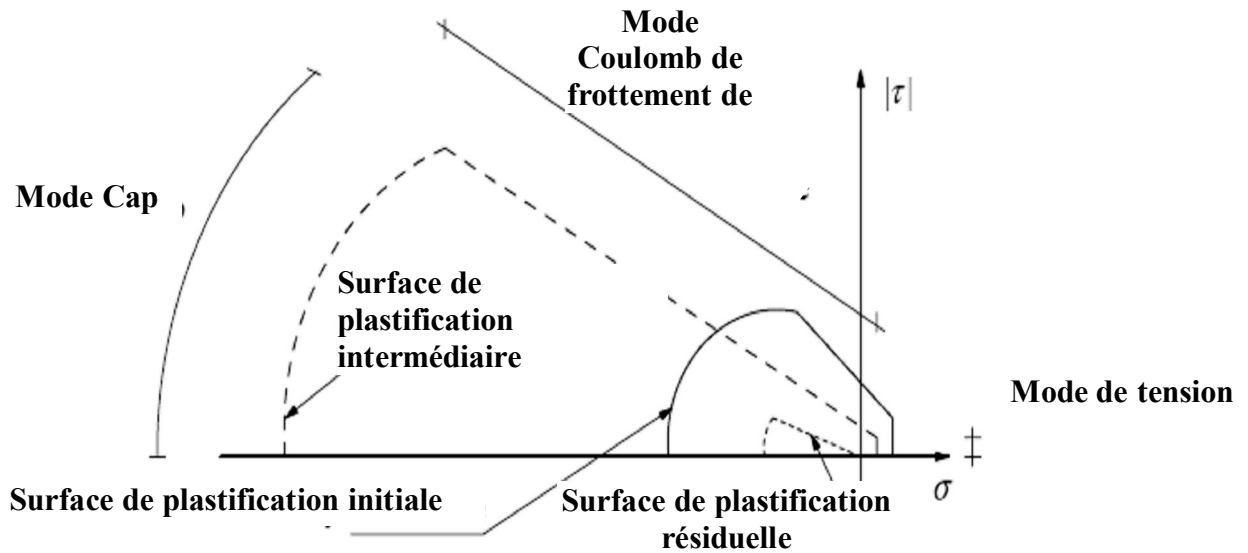


Fig. 3.4. Modèle Cap proposé pour les interfaces bloc - mortier

Il faut noter que la prise en compte des interactions entre les blocs et le mortier n'est plus nécessaire lorsque l'ouvrage à modéliser est de dimensions importantes, une approche différente peut être utilisée (Approche globale par exemple).

Cela veut dire que cette échelle de modélisation n'est plus pratique car elle demande trop de précision et aussi trop de temps, choses qui rendent le travail de l'ingénieur difficile à exécuter.

3.2.2 Échelle semi locale

Cette échelle d'étude permet de prévoir le comportement d'un composite à partir des propriétés des constituants. Une des techniques de cette échelle d'étude est de simplifier l'étude en se fondant sur une homogénéisation multicouche de matériaux suivant les axes définis par l'orientation des joints.

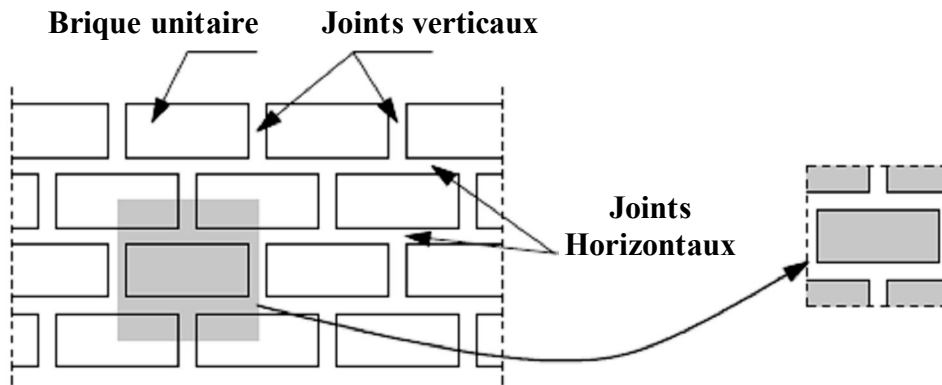


Fig. 3.5. Cellule de base de l'échelle semi locale

Le double intérêt de cette approche est d'une part, d'éviter la difficulté de réalisation des maillages où tout doit être discrétisé et un coût de calcul trop grand (Approche locale), et d'autre part, de n'avoir à déterminer que les caractéristiques des composants par des expériences moins coûteuses [1].

L'objectif final de cette approche est d'obtenir un matériau homogène à partir des propriétés mécaniques et de la géométrie des composants sans discrétisation effective de ceux-ci. Cette approche donne un modèle de matériau orthotrope en terme de contraintes et de déformations moyennes.

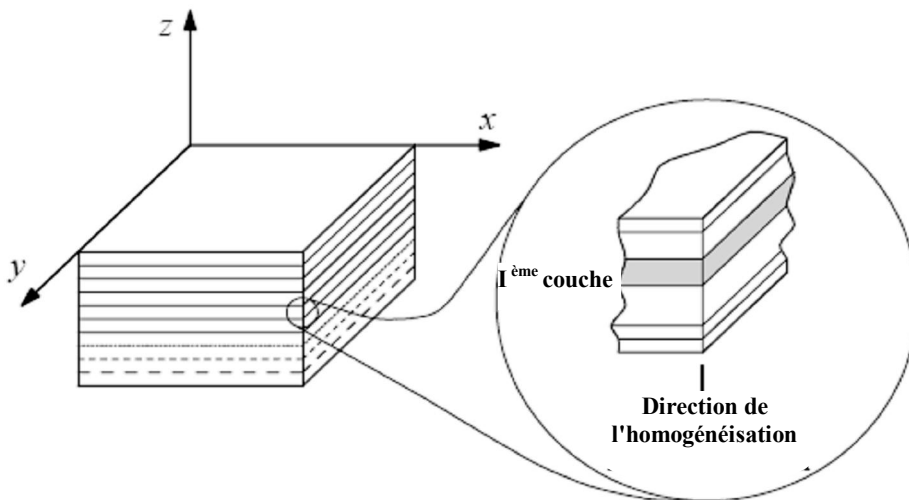


Fig. 3.6. Superposition périodique des couches constituant le matériau composite de la cellule de base

Le processus de l'homogénéisation passe par deux étapes :

- La première homogénéisation suivant l'axe horizontal du panneau de la maçonnerie.
- La deuxième se fait en inversant la direction de la première étape. (voir la figure suivante)

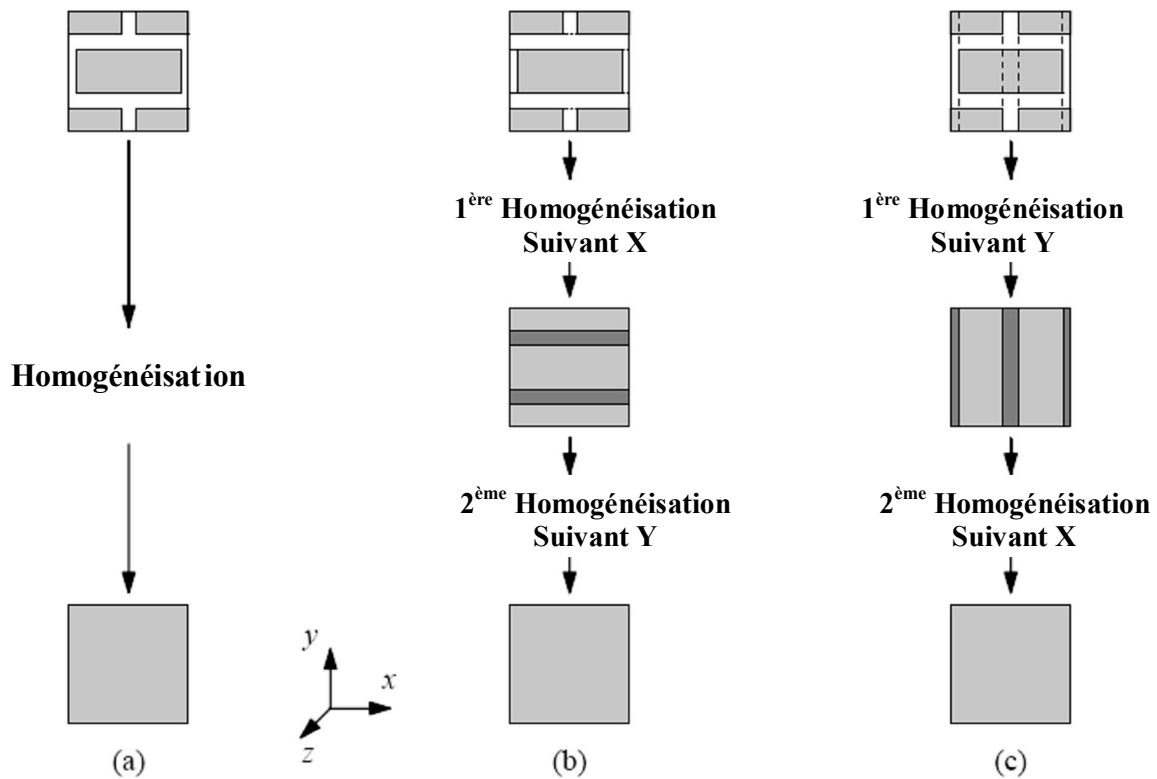


Fig. 3.7. Différentes directions d'homogénéisation : a- objectif de l'homogénéisation ; b- homogénéisation (xy) ; c- homogénéisation (yx)

Cette technique d'étude donne généralement des résultats corrects. Le temps de calcul est alors considérablement diminué, toutefois elle n'est valable que lorsque les contraintes ne varient pas brusquement d'une cellule à une autre [1].

Les formules empiriques suivantes donnent directement les valeurs homogénéisées de E^*_{11} .

$$E^*_{11} = (0,15 E_M + 0,90 E_B) - D (0,12 E_M + 0,05 E_B) \quad (3.3)$$

$$E^*_{22} = (0,27 E_M + 0,70 E_B) \sqrt{1 - D^\xi} \quad (3.4)$$

$$E^*_{12} = (0,06 E_M + 0,15 E_B) \sqrt{1 - D^\xi} \quad (3.5)$$

$$E^*_{33} = (0,11 E_M + 0,31 E_B) \sqrt{1 - D^\xi} \quad (3.6)$$

Avec

$$\xi = 1 + \frac{E_M}{15000} \left(\frac{E_M}{E_B} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

E_M et E_B représentent les modules initiaux du mortier et des blocs exprimés en Mpa.
Les calculs étant conduits en prenant le coefficient de poisson globalement égal à 0,2

3.2.3 Échelle globale

L'étude réelle des ouvrages en maçonnerie constitués d'un grand nombre de blocs et de joints ne peut être menée qu'avec des modèles globaux qui relient les contraintes et les déformations moyennes dans les panneaux.

En raison de l'arrangement géométrique des constituants, la maçonnerie présente un comportement anisotrope, même si ceux-ci sont pris comme étant isotropes.

L'utilisation d'un modèle globale nécessite l'identification de sept paramètres de résistance et de cinq paramètres inélastiques.

En se basant sur des essais de traction et de compression les quatre premiers paramètres de résistance sont identifiés (f_{tx} , f_{ty} , f_{mx} , f_{my}) et suffit de conduire ces expériences en déplacement contrôlé pour obtenir en même temps les cinq paramètres inélastiques du modèle (G_{fx} , G_{fy} , G_{fcx} , G_{fcy} et K_p) [25].

Avec

f_{tx} , f_{ty} : résistance à la traction suivant x et y respectivement.

f_{mx} , f_{my} : résistance à la compression suivant x et y respectivement.

G_{fx} , G_{fy} : énergie de fissuration en traction suivant x et y respectivement

G_{fcx} , G_{fcy} : énergie de fissuration en compression suivant x et y respectivement

K_p : déformation au pic en compression.

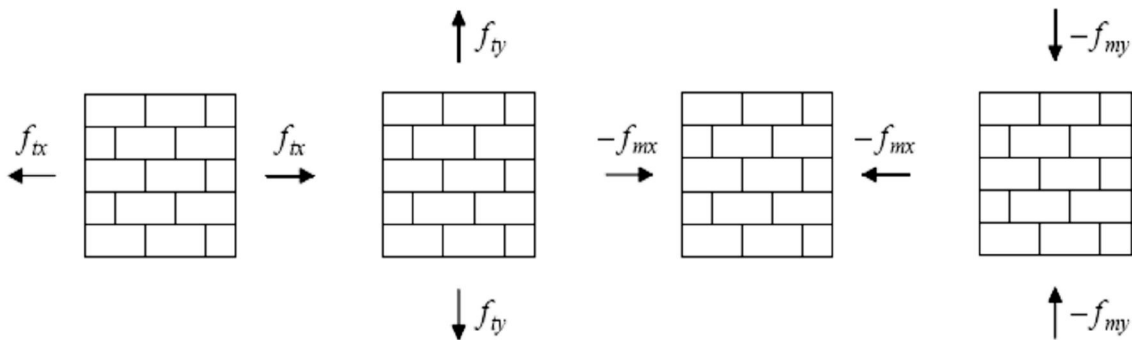


Fig. 3.8. Différents tests utilisés pour l'identification des paramètres de résistance

Les autres paramètres de résistance (α , β et γ) qui restent pour compléter l'identification du modèle global sont déterminés à partir des essais couplés supplémentaires (voir la figure suivante).

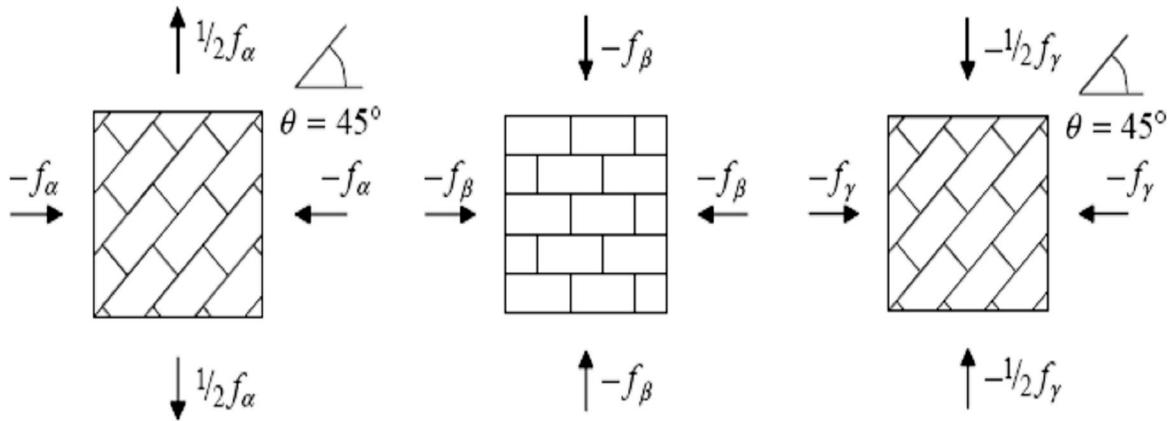


Fig. 3.9. Différents tests couplés utilisés pour l'identification des paramètres de résistance α , β et γ

Avec :

α : paramètre mesurant la contribution de la contrainte de cisaillement à la rupture en traction.

β : paramètre contrôlant le couplage entre les contraintes dans le cas de rupture en compression.

γ : paramètre mesurant la contribution de la contrainte de cisaillement à la rupture en compression.

Ces trois derniers paramètres sont calculés à partir des formules (3.8), (3.9) et (3.10) :

$$\alpha = \frac{1}{9} \left(1 + 4 \frac{f_{tx}}{f_{\alpha}} \right) \times \left(1 + 4 \frac{f_{ty}}{f_{\alpha}} \right) \quad (3.8)$$

$$\beta = \left[\frac{1}{f_{\beta}^2} - \frac{1}{f_{mx}^2} - \frac{1}{f_{my}^2} \right] \times f_{mx} f_{my} \quad (3.9)$$

$$\gamma = \left[\frac{16}{f_y^2} - 9 \left(\frac{1}{f_{mx}^2} + \frac{\beta}{f_{mx} f_{my}} + \frac{1}{f_{my}^2} \right) \right] \times f_{mx} f_{my} \quad (3.10)$$

L'approche globale de résolution n'a pas été largement diffusée en raison de la difficulté de formulation d'algorithmes numériques robustes capables de gérer toutes les particularités.

3.3 APPROCHE DES MACRO ÉLÉMENTS

Le macro éléments est un volume intermédiaire entre l'échelle locale détaillée et l'échelle globale complète. Il se situe au niveau semi locale pour les raisons suivantes : d'une part il permet de mener le calcul global de la structure sans détailler la géométrie locale et d'autre part, son comportement est construit à partir des propriétés locales détaillées de l'échelle inférieure. Les deux niveaux sont découplés ce qui permet d'allier la rapidité de l'analyse globale à la finesse de l'analyse locale.

L'application de cette approche s'appuie essentiellement sur deux étapes : la première consiste à choisir les macro éléments adéquats qui seront employés afin de représenter les géométries réelles des éléments structuraux qui forment l'ouvrage. La deuxième phase a pour but d'élaborer les lois de fonctionnement des macro éléments en fonction de paramètres stockés dans une base de connaissance.

Toute la difficulté réside dans l'élaboration des lois de fonctionnement non linéaires construites dans un processus qui décrit le comportement des macro éléments sur leurs trajets de chargement jusqu'à la rupture.

Dans cette approche on trouve plusieurs méthodes de calcul [**SAM** : Magenes et Calvi, **MAS3D** : Braga, Liberatore et Spera. **PEFV** : D'Asdia et Viskovic. **TREMURI** : Lagomarsino, Penna et Galasco] [26]. Parmi ces méthodes on a choisi celle de **SAM** qui sera traitée en détail dans les paragraphes suivants.

3.4. MÉTHODE « SAM »

3.4.1. Description de la méthode

La méthode SAM (Simplified Analysis of Masonry buildings) qui est proposée pour la première fois par Magenes et Calvi en 1996 consiste à simplifier l'analyse des ouvrages en maçonnerie en modélisant les panneaux par des éléments à 2 nœuds appelé macro élément. Ce modèle est formulé pour prendre en compte le comportement des panneaux dans leurs plans (cisaillement et basculement des panneaux dans leurs plans) [27].

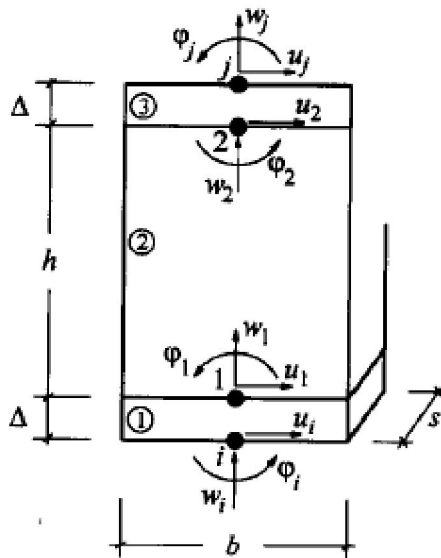


Fig. 3.10. Trois zones constituantes du macro élément

Lors des excitations horizontales, il était constaté qu'il existe des parties des murs présentant une flexibilité et d'autres parties rigides qui restent indéformables. (Test du prototype en Pavia, Magenes 1995). Cette constatation était l'idée de base pour proposer une sub-structure composée de trois parties dont deux sont considérées rigides (les zones d'extrémités) et la troisième (qui est la centrale) est considérée flexible [27]. Voir la figure (3.11)

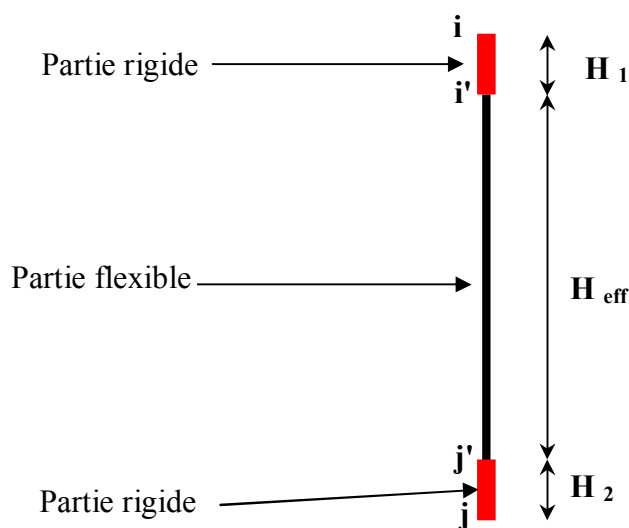


Fig. 3.11. Détails des parties composant le macro élément

3.4.2 Hypothèses de calcul

De façon générale, en utilisant cette approche, les éléments constituant l'ouvrage en maçonnerie peuvent être classés en deux groupes : Trumeaux et Linteaux.

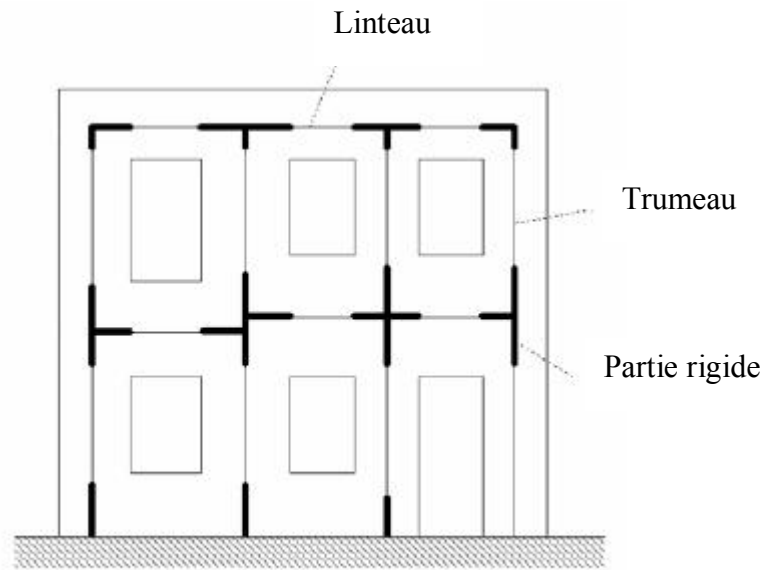


Fig. 3.12. Éléments principaux constituant un ouvrage en maçonnerie

- **Éléments trumeaux**

Représentent les éléments verticaux de l'ouvrage. Toujours dans le même contexte, ces éléments sont conçus de telle manière qu'ils contrôlent les trois mécanismes de rupture des panneaux dans leurs plans qui sont :

- **Mécanisme de rupture par flexion ou flexion composée**

Ce mode de rupture apparaît lorsque le moment fléchissant au niveau de la zone extrême de la partie flexible atteint ou dépasse la valeur ultime de résistance M_{ultime} .

- **Mécanisme de rupture par cisaillement en fissuration diagonale**

Ce mode qui se manifeste au milieu de la zone flexible apparaît lorsque l'effort tranchant atteint ou dépasse la valeur ultime V_{ultime} qui est égale à 90 % de la valeur maximale de résistance V_{max} . Voir la figure (3.13)

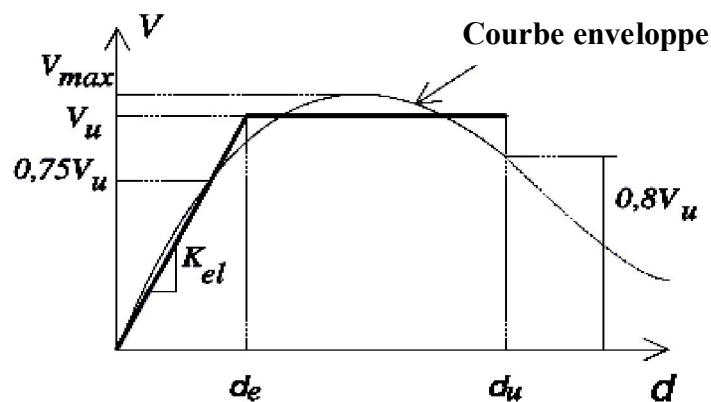


Fig. 3.13. Courbe de résistance caractéristique d'un panneau en maçonnerie

- **Mécanisme de rupture par cisaillement glissant**

Idem que le mode précédant sauf que ce mode dépend fortement de la contrainte de compression appliquée au mur. Si cette dernière est faible, ce mode aura une grande possibilité d'apparition.

• **Éléments linteaux**

Ces éléments représentent les éléments horizontaux de l'ouvrage et ils possèdent deux possibilités d'effondrement :

- **Mécanisme de rupture par flexion**

Identique avec celui des trumeaux sauf qu'ils se diffèrent aux valeurs ultimes de résistance.

- **Mécanisme de rupture par cisaillement diagonal**

Ce mode de rupture est le plus probable à apparaître dans les éléments linteaux ce qui donne l'idée à plusieurs auteurs à négliger carrément l'effet du premier mode de rupture.

3.4.3 Géométrie des éléments structuraux

La détermination des longueurs des zones rigides et les zones flexible est une étape très importante qui régit le comportement de la totalité de l'ouvrage.

En se basant sur plusieurs expériences, Dolce (1989) a pu sortir par une méthode géométrique simple par laquelle la détermination des zones efficaces des trumeaux devient plus facile et plus pratique [29]. Voir la figure (3.14)

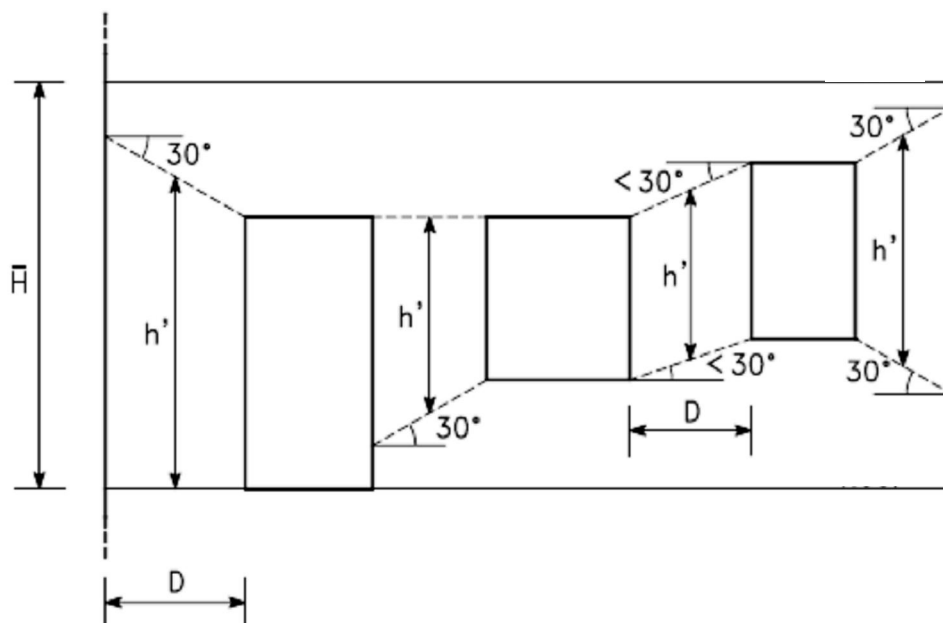


Fig. 3.14. Méthode simplifiée pour la détermination des longueurs - h' - des zones efficaces des trumeaux

En ce qui concerne les éléments linteaux, on ne trouve aucune difficulté car les zones flexible se situent directement au dessous des ouvertures (porte ou fenêtre), les autres zones sont considérées rigides. Voir la figure (3.15)

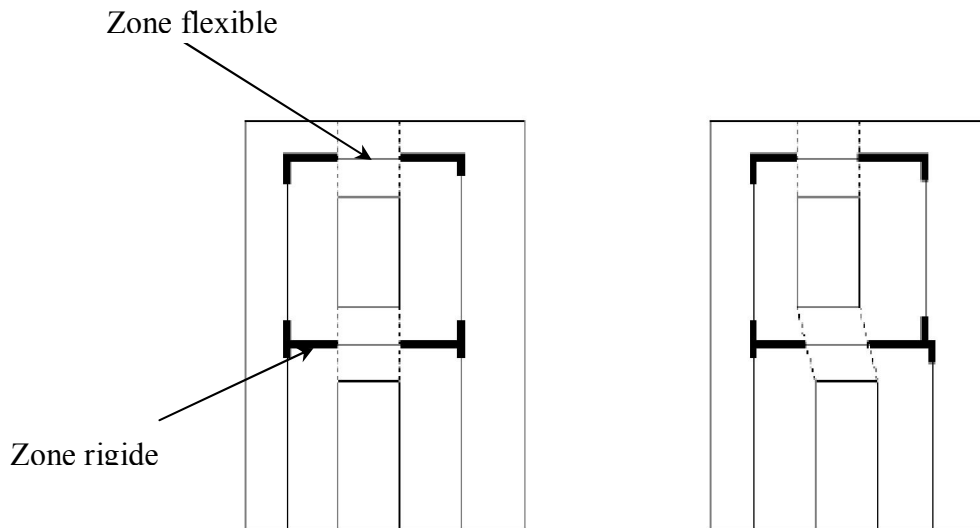


Fig. 3.15. Méthode de détermination des zones efficaces dans les éléments linteaux

3.4.4 Extension tridimensionnelle de la méthode SAM

La méthode SAM assure le contrôle du comportement des panneaux en maçonnerie dans leurs plans mais la question qui doit se poser : comment faire pour étudier les ouvrages en maçonnerie en trois dimensions ?

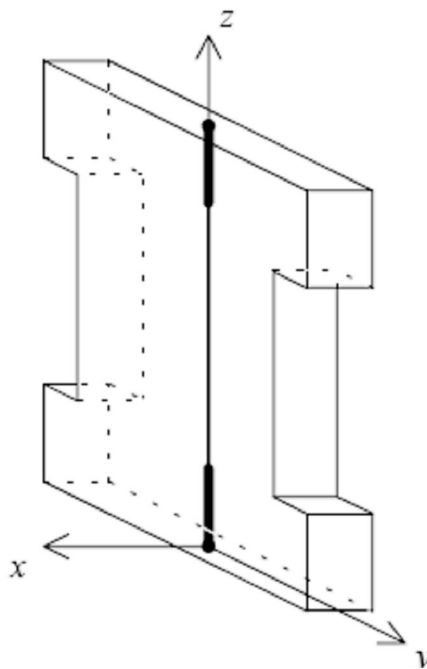


Fig. 3.16. Représentation tridimensionnelle d'un macro élément de base

La méthode SAM donne la possibilité, grâce à une technique simple, d'étudier les édifices en maçonnerie en trois dimensions.

Cette technique s'agit d'introduire des éléments rigides qui ont pour objectif d'assembler les macro éléments [29]. Voir les figures (3.17) et (3.18)

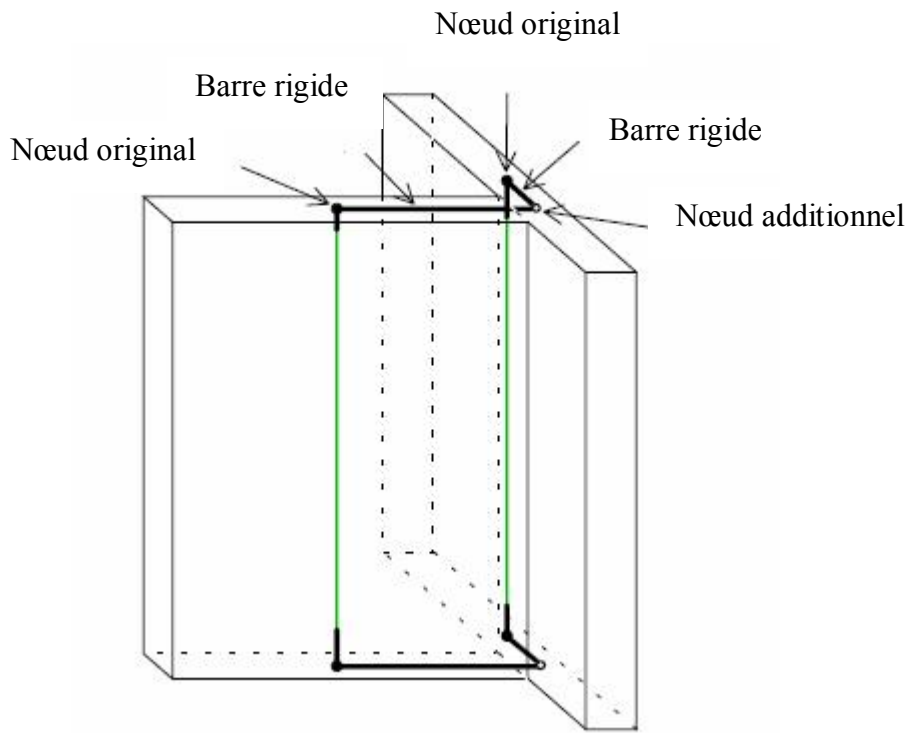


Fig. 3.17. Modélisation tridimensionnelle d'un croisement de deux murs en maçonnerie

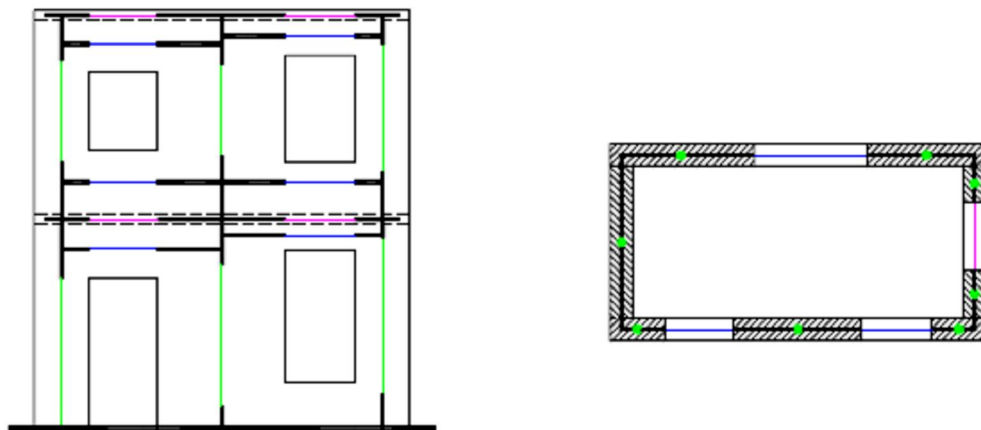


Fig. 3.18. Vue de face et vue en plan d'un édifice réel en maçonnerie

3.5. LOIS DE COMPORTEMENT

Ce sont les lois qui décrivent les réponses mécaniques (déformations ou rotation) des éléments structuraux sous des chargements quelconques jusqu'à la ruine. Ces lois qui prennent des formes complexes, peuvent être simplifiées en utilisant des lois de comportement simples, par exemple : loi élastique parfaite, élastoplastique, élastoviscoplastique...etc.

Ces lois dépendent essentiellement des matériaux des éléments, leurs géométries et aussi des contraintes appliquées.

Selon le chargement, ces lois peuvent être classées en deux groupes : lois de comportement du chargement monotone statique (étude statique) et du chargement cycliques (étude dynamique).

3.5.1 Chargement statique

A / Élément trumeau

- Loi de comportement des macro éléments vis-à-vis la flexion

Pour ce type de sollicitation, on adopte une loi élastoplastique parfaite qui décrit la rotation des macro éléments en fonction du moment fléchissant [29]. Voir figure (3.19)

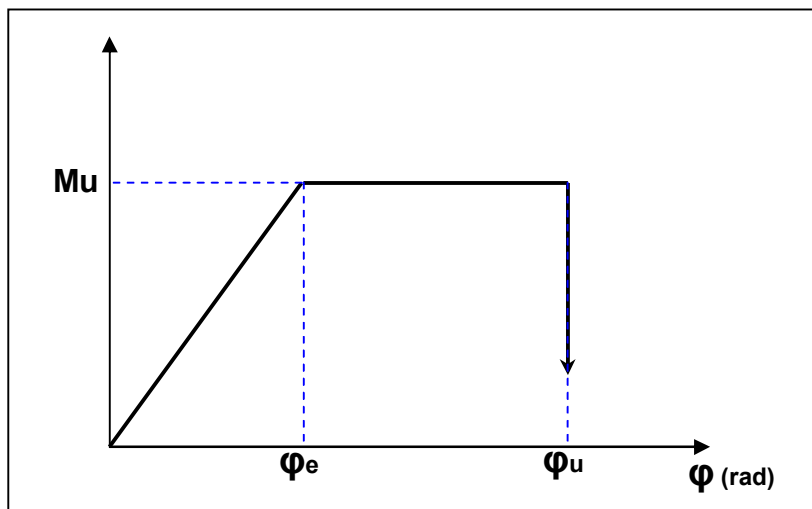


Fig.3.19. loi de comportement élastoplastique **moment – rotation**

Avec

M_u : le moment ultime de résistance.

ϕ_e : la rotation élastique.

ϕ_u : la rotation ultime.

Le moment ultime de résistance d'un macro élément est donné par la relation (3.11) [28].

$$V_{\max} \times H_0 = M_u = \frac{P \times D}{2} \left(1 - \frac{p}{\kappa \times f_u} \right) \quad (3.11)$$

Avec

f_u : la résistance à la compression de la maçonnerie.

κ : coefficient de forme égale à 0.85 pour la forme rectangulaire.

P : la force verticale de compression appliquée sur l'élément.

p : P/Dt

D : largeur du panneau.

t : épaisseur du panneau.

H_0 : la hauteur déformable du panneau.

La hauteur déformable du mur correspond à ses conditions d'appui. Voir la figure (3.20).

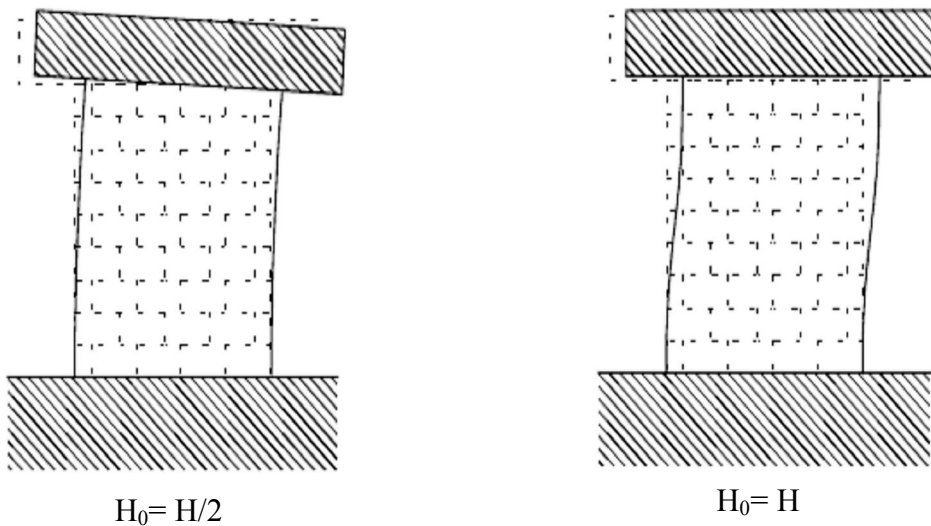


Fig.3.20. influence des conditions d'appui sur la hauteur déformable d'un panneau

La rotation ultime de l'élément Φ_u correspond à 0,8% de la hauteur déformable du trumeau moins la déflexion élastique δ_e [30].

- **Loi de comportement des macro éléments vis-à-vis l'effort tranchant**

On adopte aussi une loi élastoplastique parfaite qui donne l'effort tranchant V en fonction de la déflexion latérale du mur δ . Voir la figure (3.21)

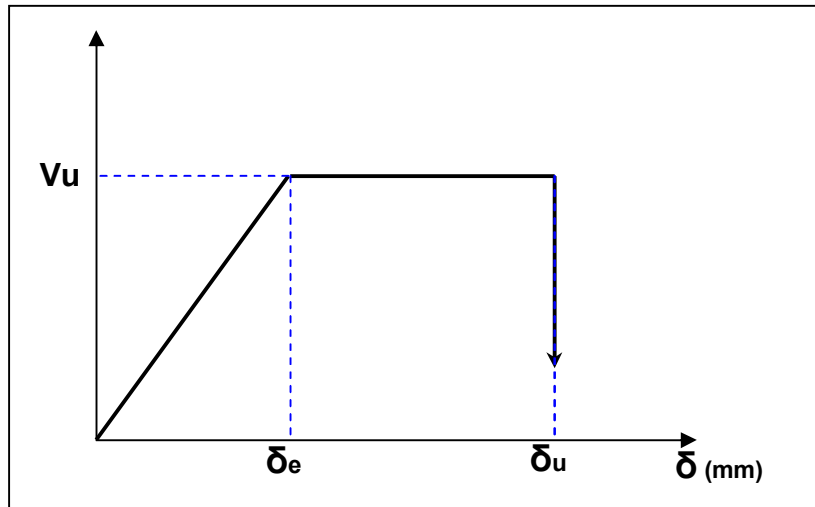


Fig.3.21. loi de comportement élastoplastique effort tranchant - déplacement

La valeur ultime de l'effort tranchant correspond au mode de rupture du trumeau. Pour le mode de fissuration diagonale, la valeur est donnée par la relation (3.12) [28].

$$V_u = 0,9 V_{max} \quad (3.12)$$

$$V_{max} = D t \tau_u \quad (3.13)$$

$$\tau_u = \min (\tau_{ws}, \tau_b) \quad (3.14)$$

$$\tau_{ws} = \frac{c + \mu \cdot p}{1 + \alpha_V} \quad (3.15)$$

$$\tau_b = \frac{f_{bt}}{2,3(1 + \alpha_V)} \sqrt{1 + \frac{p}{f_{bt}}} \quad (3.16)$$

Avec

c : la cohésion de la maçonnerie.

μp : coefficient de friction.

$\alpha_V = H / D$: coefficient de forme du mur

f_{bt} : résistance à la traction de la maçonnerie.

Les autres paramètres sont définis dans la relation (3.11)

Les caractéristiques mécaniques c et μp sont tirées à partir de la loi de Coulomb (3.17)

$$\tau = c + \mu\sigma \quad (3.17)$$

Le matériau est considéré non fissuré si

$$\tau \leq c + \mu\sigma_z \quad (3.18)$$

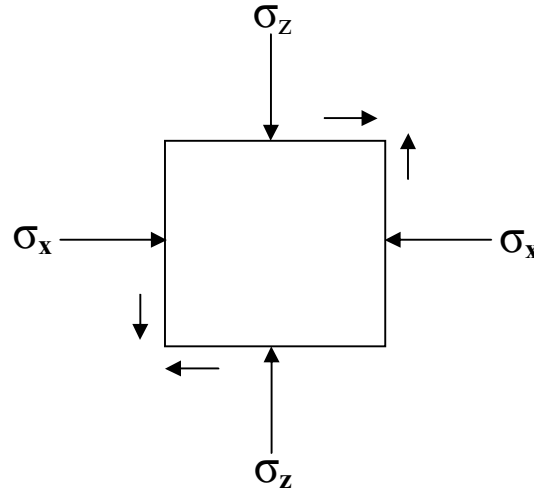


Fig.3.22. Représentation microscopique des contraintes appliquées sur un élément de base

Après faire une rotation des axes d'un angle α , - voir la figure (3.23)- la contrainte principale de compression est déterminée à partir de la relation (3.19)

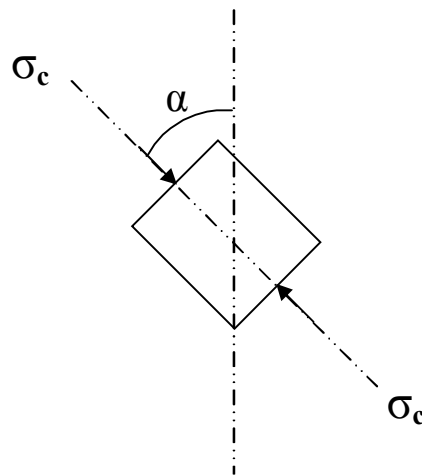


Fig.3.23. Rotation des axes, α : angle entre la premier axe et l'axe principale

$$\sigma_z = \sigma_c \cos^2 \alpha \quad (3.19)$$

D'où la contrainte de compression doit être inférieure à la valeur principale montrée dans la relation (3.20)

$$\sigma_c \leq \frac{c}{\cos \alpha \cdot (\sin \alpha - \mu \cos \alpha)} \quad (3.20)$$

Turnsek.V et Sheppard. P (1980) ont développé la formule (3.12) et l'effort tranchant ultime est calculé à partir de la relation (3.21)

$$V_u = \frac{1,5 \cdot f_v D t}{x} \sqrt{1 + \frac{p}{1,5 \cdot f_v}} \quad (3.21)$$

Avec

f_v : la résistance au cisaillement de la maçonnerie.

$x = \alpha_v$: coefficient de forme.

Les autres paramètres sont définis dans la relation (3.11)

La valeur ultime de l'effort tranchant qui correspond au mode de rupture par cisaillement glissant est calculée à partir de la relation (3.22)

$$V_u = D t \cdot \left[\frac{1,5c + \mu \cdot p}{1 + 3 \frac{c \alpha_v}{p}} \right] \quad (3.22)$$

Tous les paramètres de la relation (3.22) sont définis précédemment dans les relations (3.11) et (3.12)

Le déplacement latéral ultime du mode de cisaillement (par fissuration diagonale ou glissant) est estimé à 0.4% de la hauteur déformable du trumeau moins le déplacement latérale élastique [30].

Remarque

Dans les calculs et pour des raisons de sécurité ainsi de simplification on prendra la valeur minimale des deux valeurs ultimes de l'effort tranchant des deux modes de cisaillement.

B / Élément linteau

La sollicitation la plus importante à prendre en considération dans les éléments linteaux est celle de l'effort tranchant car l'effet de la flexion est négligeable [30].

Pour ce type de sollicitation sur les éléments horizontaux –trumeaux-, on adopte une loi élastoplastico-fragile [29]. Voir la figure (3.24)

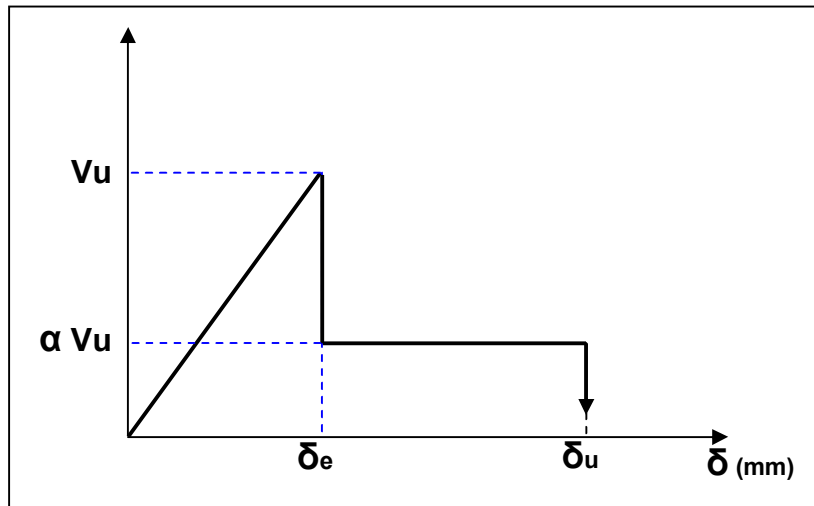


Fig.3.24. Loi de comportement élastoplastico-fragile **effort tranchant - déplacement**

La valeur ultime de l'effort tranchant est calculée à partir de la relation (3.23)

$$V_u = D.t.c \quad (3.23)$$

Les paramètres de la relation (3.23) sont définis dans la relation (3.11) et (3.12).

La résistance résiduelle exprimée par le facteur α est prise égale à $\frac{1}{4}$ de la rigidité ultime V_u .

3.5.2 Chargement cyclique

La réponse des éléments en maçonnerie sous des chargements cycliques quelconques est souvent représentée par des courbes appelées « courbes d'hystérésis ». Ces courbes décrivent le scénario de la réponse des éléments sous forme contrainte – déformation ou force - déplacement pendant toute la durée d'application du chargement. Voir figure (3.25).

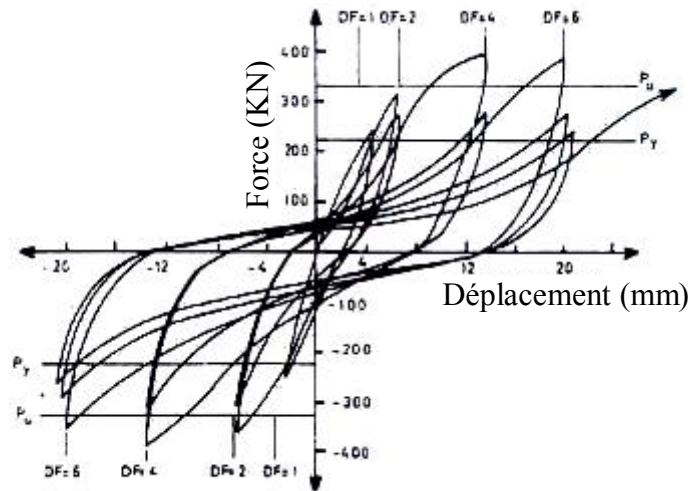


Fig.3.25. Exemple des courbes d'hystérésis d'un élément en maçonnerie

En fait, il existe plusieurs types de courbes d'hystérésis qui peuvent décrire la propagation de la dégradation des éléments structuraux jusqu'à la rupture. Pour les panneaux en maçonnerie, on adopte les courbes d'hystérésis avec pincement. Dans cette catégorie de courbe on distingue deux types, le premier type est employé lorsqu'on a une dégradation de la résistance de l'élément et le deuxième est employé lorsqu'on a une dégradation de sa résistance ainsi que de sa rigidité.

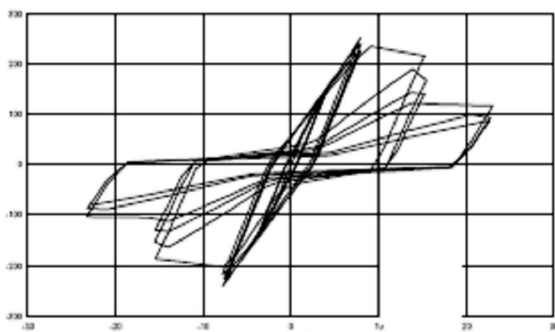


Fig.3.26. Détérioration de la résistance adoptée pour les systèmes fragiles

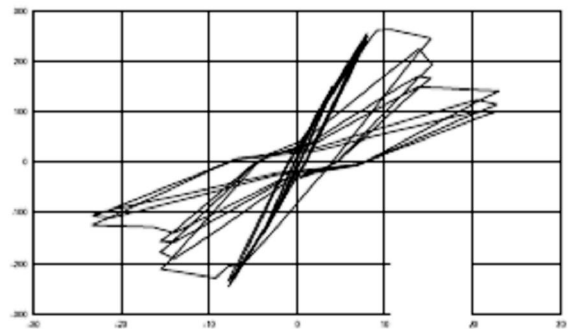


Fig.3.27. Détérioration de la résistance et de la rigidité adoptée pour les systèmes fragiles

Pour l'étude des ouvrages en maçonnerie, il est recommandé d'utiliser des lois de comportement élasto-plastiques d'endommagement car il est constaté, d'après plusieurs tests sur des panneaux en maçonnerie qu'ils peuvent rapprocher du comportement réel des systèmes fragiles [30]. Ce modèle de comportement peut décrire la détérioration de la contrainte et aussi la dégradation de la rigidité des éléments en maçonnerie.

À cause de la complexité de la méthode dynamique non linéaire, on ne prend dans les calculs que les zones très vulnérables. C'est pour cette raison qu'on ne modélise que les rotules issues du mode de cisaillement qui représente le mode de rupture le plus probable et aussi le plus nuisible [30].

Dans les calculs, l'indice d'endommagement est pris égal à 30% [30]. Voir la figure (3.28).

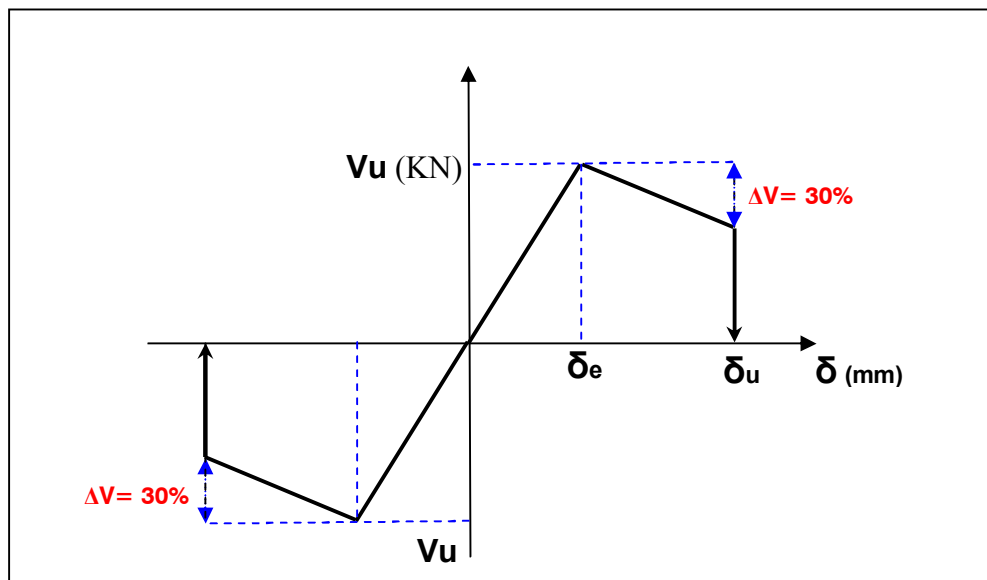


Fig.3.28. loi de comportement **effort tranchant - déplacement** élastoplastique avec endommagement adoptée pour le chargement cyclique

Ce type de loi de comportement cyclique peut être employé dans la modélisation des ouvrages en maçonnerie par des éléments « link multilinéaire plastique avec pivot »

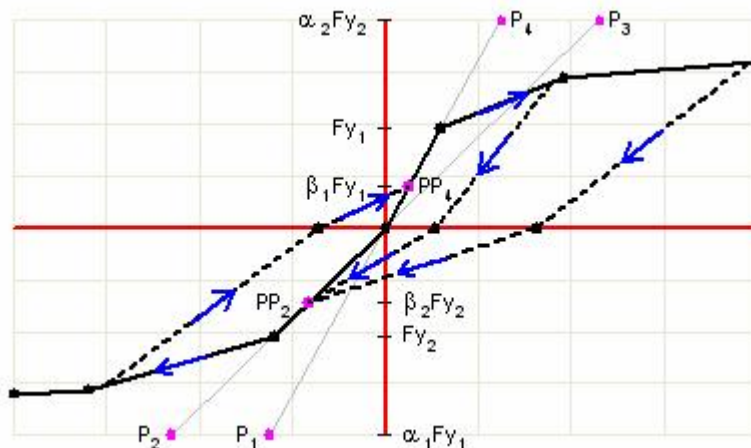


Fig.3.29. Modèle link multilinéaire plastique avec pivot (SAP2000 V.12.0)

Remarque

Les valeurs ultimes de l'effort tranchant ainsi du déplacement latéral des éléments structuraux sont calculées en utilisant les mêmes relations citées dans la partie du chargement monotone [30].

3.6 VALIDATION DU MODÈLE

Pour valider l'approche des macro éléments, on procède par une analyse statique non linéaire dont les résultats seront confrontés aux réponses obtenues expérimentalement dans des travaux de recherches antérieures [30].

3.6.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage traité représente un panneau d'une ancienne bâtisse en Italie d'une hauteur de 15.86 m et une longueur de 12.26 m. Ce panneau est construit en maçonnerie dont les caractéristiques sont les suivantes :

Tableau 3.1. Caractéristiques du matériau de l'ouvrage

Module de Young du matériau	$1,5 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$
Module de cisaillement	$2,5 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$
masse volumique	1900 kg /m^3
Résistance à la compression	$2.4 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$
Résistance au cisaillement (avec une pression verticale nulle)	$2 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$
Coefficient de friction	0,5

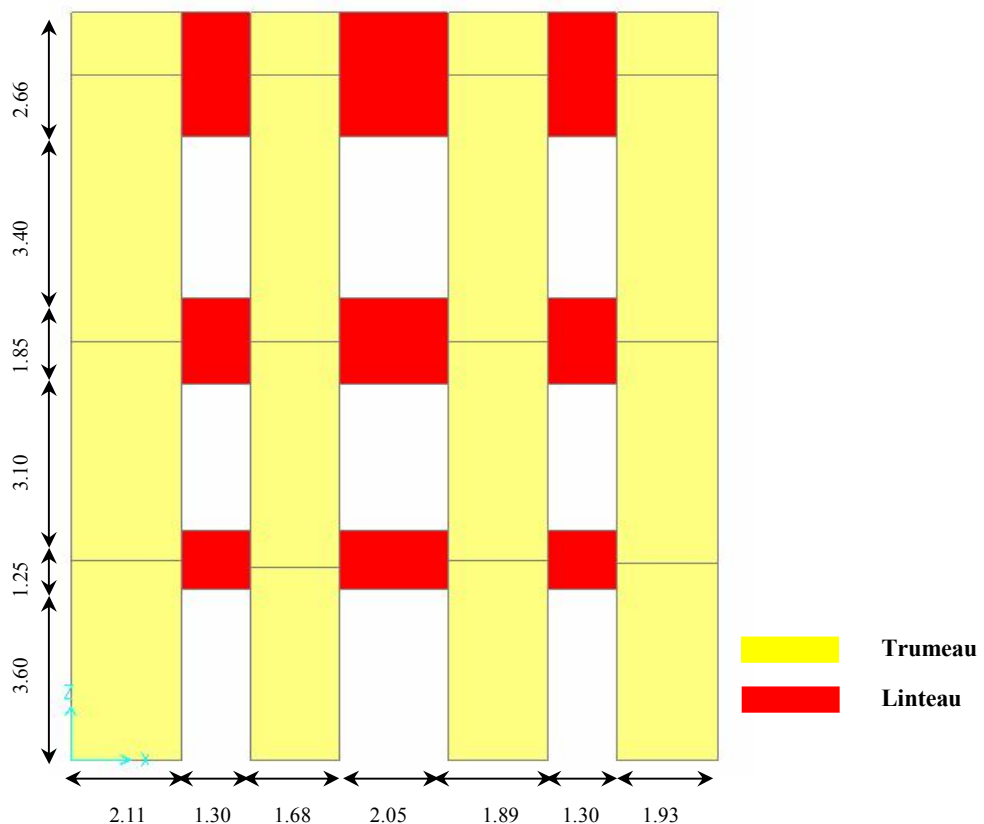


Fig.3.30. Vue en élévation du panneau en maçonnerie

3.6.2. Modélisation et loi de comportement

En appliquant la méthode de modélisation basée sur le macro - élément, le panneau aura comme modèle la forme suivante :

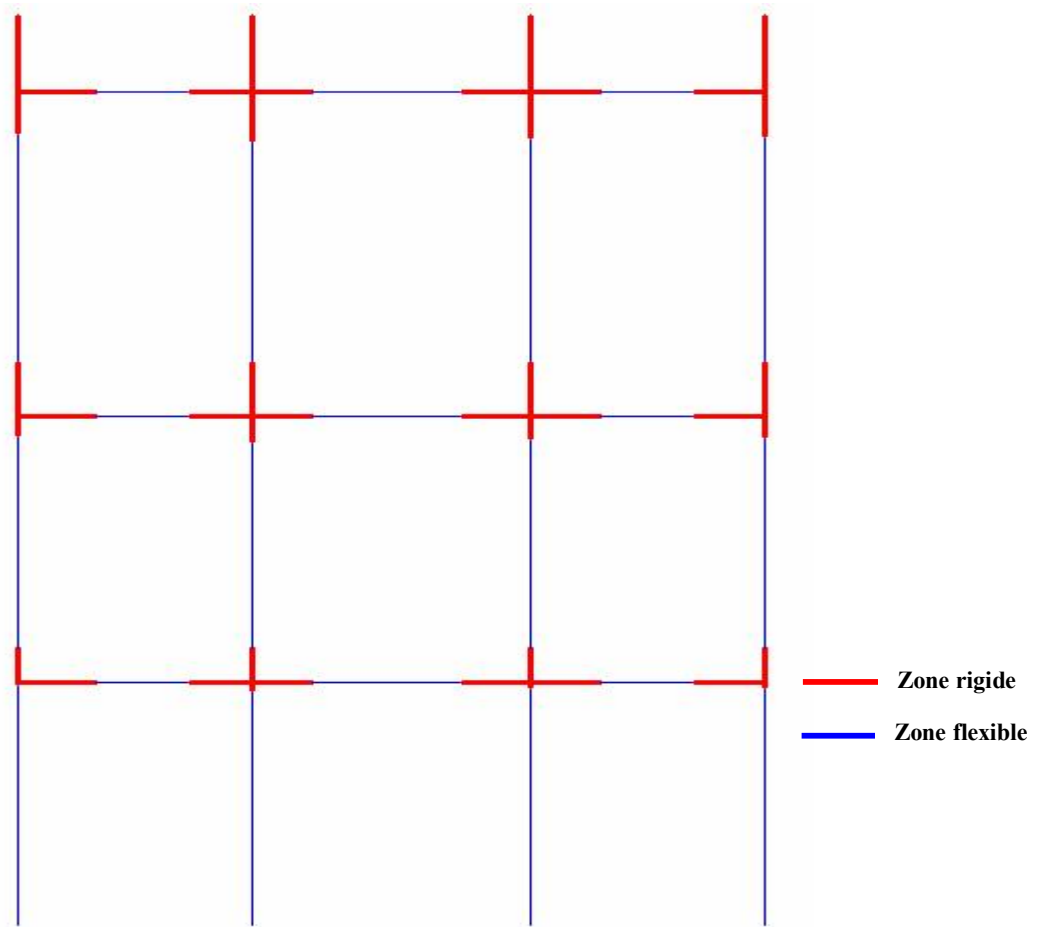


Fig.3.31. Vue en élévation du model adopté dans l'analyse

Chaque macro élément possède sa loi de comportement qui dépend de sa géométrie et ses efforts qui lui sont appliquées.

On distingue deux sortes de lois de comportement : une correspond à la rupture par cisaillement et l'autre à la rupture par flexion dans le plan du panneau.

Loi de comportement des éléments en maçonnerie :

Pour les éléments **trumeaux** on distingue deux types de rotules de comportement :

- **Rotule de la flexion** : on adopte une loi moment - rotation de type élasto- plastique parfait caractérisée par trois paramètres M_u , φ_e et φ_u (rad)

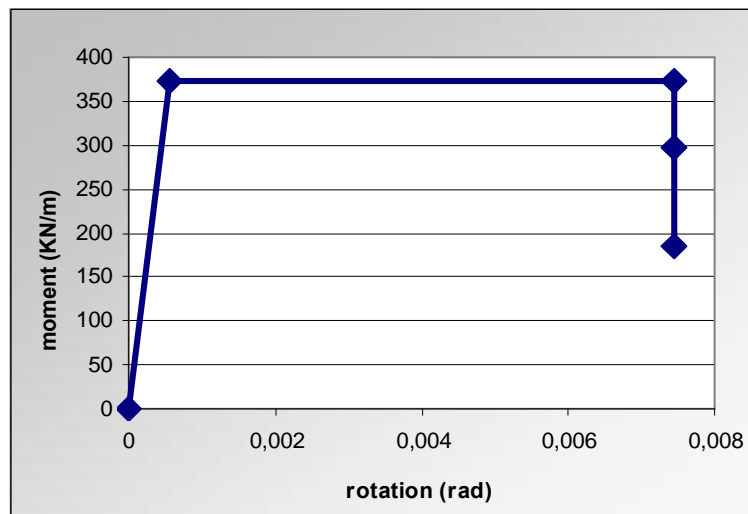


Fig.3.32. Exemple de loi de comportement **moment – rotation** de l'élément trumeau 1

- **Rotule du cisaillement** : on distingue deux types :

- Rotule caractérisant la fissuration diagonale
- Rotule caractérisant le cisaillement glissant

Le type choisi- parmi ces deux- sera celui qui possède les caractéristiques les plus défavorables. Dans les deux sous-types on adopte une loi de déformation force - déplacement de type élasto – plastique parfait caractérisé par trois paramètres V_u , δ_e et δ_u

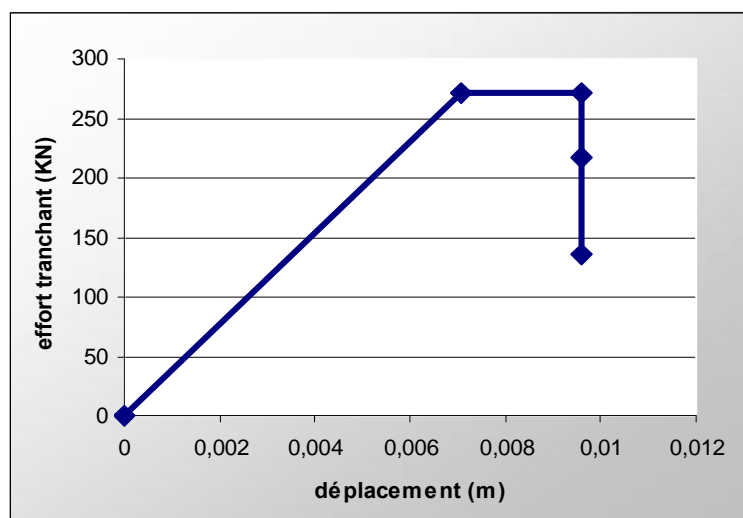
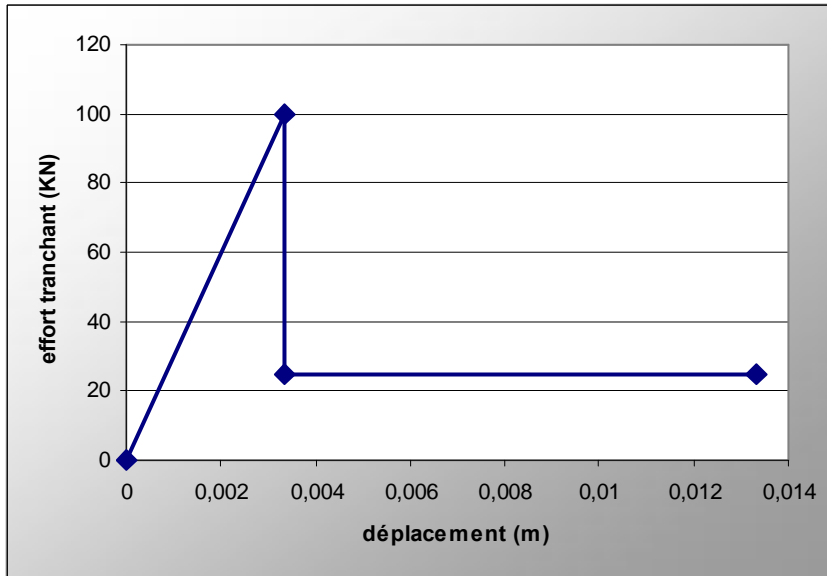


Fig.3.33. Exemple de loi de comportement **effort tranchant – déplacement** de l'élément trumeau 1

Pour les éléments **linteaux** on distingue un seul type de rotule :

- **Rotule du cisaillement** : qui caractérise la fissuration diagonale du linteau et qui est situé en milieu.

Pour ce type de rotule on adopte une loi de comportement force – déplacement de type élasto- plastique fragile caractérisé par trois paramètres **V_u**, **δ_e**, **δ_u** et **α**



3.6.3. Résultats : Interprétation et comparaison

Après l'affichage

Fig.3.34. Exemple de loi de comportement effort tranchant – déplacement de l'élément linteau 1 n des caractéristiques mécaniques et les lois de comportement de chaque élément du panneau, on lance une analyse statique non linéaire de poussée progressive « Push-over. »

Les tableaux suivants montrent les caractéristiques dynamiques intrinsèques du panneau en maçonnerie.

Tableau 3.2: Périodes et fréquences de l'analyse modale

Mode	Periode	Frequence
	Sec	Cyc/sec
1	0,356008	2,8089E+00
2	0,118054	8,4707E+00
3	0,093314	1,0716E+01

Tableau 3.3: Facteurs de participation modale

Mode	Periode	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,356008	0,83163	0,00000	5,961E-07	0,83163	0,00000
2	0,118054	0,13587	0,00000	5,615E-05	0,96750	0,00000
3	0,093314	6,953E-06	0,00000	0,89558	0,96750	0,00000

Le deuxième tableau montre que le premier mode possède un facteur de participation massique égal à **83,16 %** de la masse totale et il montre aussi que **96,75 %** de la masse totale participe avec des modes de translation suivant l'axe X (suivant le plan du panneau).

D'après ces deux remarques, on peut dire que :

- 1- la méthode push-over est parfaitement applicable car le facteur de participation modal du mode fondamental de vibration est supérieur à **70%** [32].
- 2- La modélisation par l'approche des macro éléments est aussi applicable car elle exige, comme hypothèse, que le panneau travaille principalement dans son plan.

Le tableau (3.4) montre les poids et la distribution des forces latérales à chaque niveau :

Tableau 3.4: Poids des étages et distribution des forces latérales

Niveau	Poids du niveau (KN)	Facteur de distribution (force sismique / effort tranchant à la base)
RDC	626	0,22
1	480	0,37
2	290	0,41

Les résultats de l'analyse push-over sont montrés sous forme d'un graphe qui exprime la variation de l'effort tranchant à la base du panneau en fonction du déplacement au sommet.

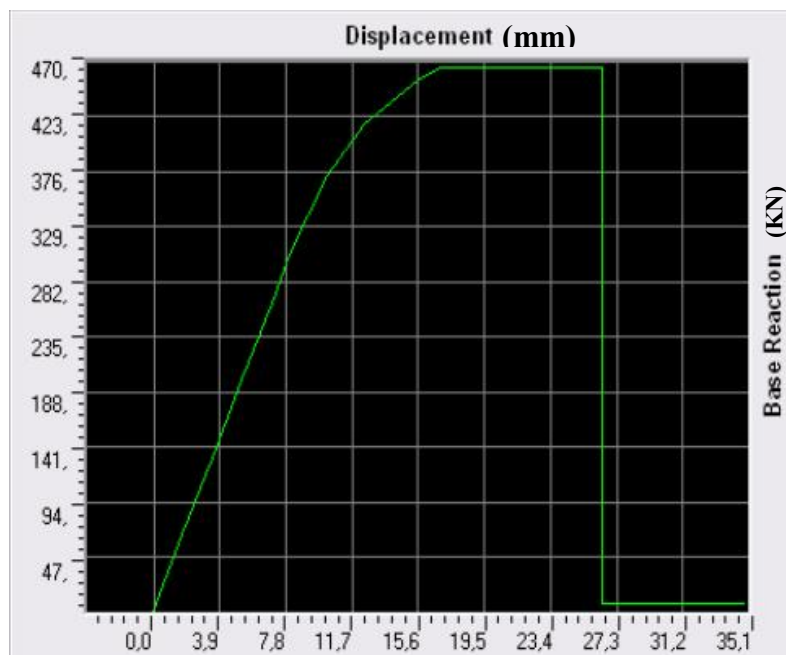


Fig.3.35. Courbe de Pushover effort tranchant à la base- déplacement au sommet

À ce stade, Il y a lieu de comparer les résultats obtenus avec ceux de G.Magenes et L.Pasticier obtenus empiriquement [30].

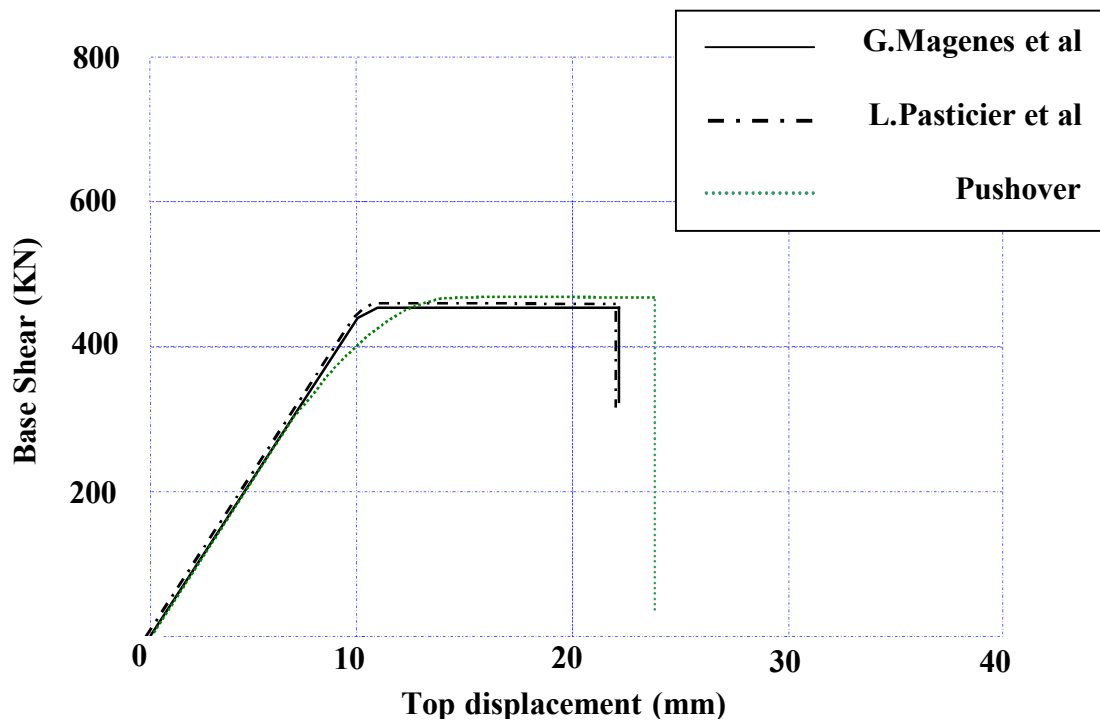


Fig.3.36. Validation : Comparaison des résultats obtenus par Pushover avec ceux de G.Magenes and al et L.Pasticier and al

La courbe de performance du panneau étudié a une phase élastique avec une pente égale à 39,167 KN/mm, qui coïncide parfaitement avec les courbes expérimentales. On constate aussi que le modèle prédit avec une bonne précision (97%) le seuil de résistance.

Le début de la phase post élastique est caractérisé par l'inclinaison de la courbe qui tend rapidement vers la limite de résistance. La figure (4.37) montre la propagation des rotules plastiques dans les éléments structuraux.

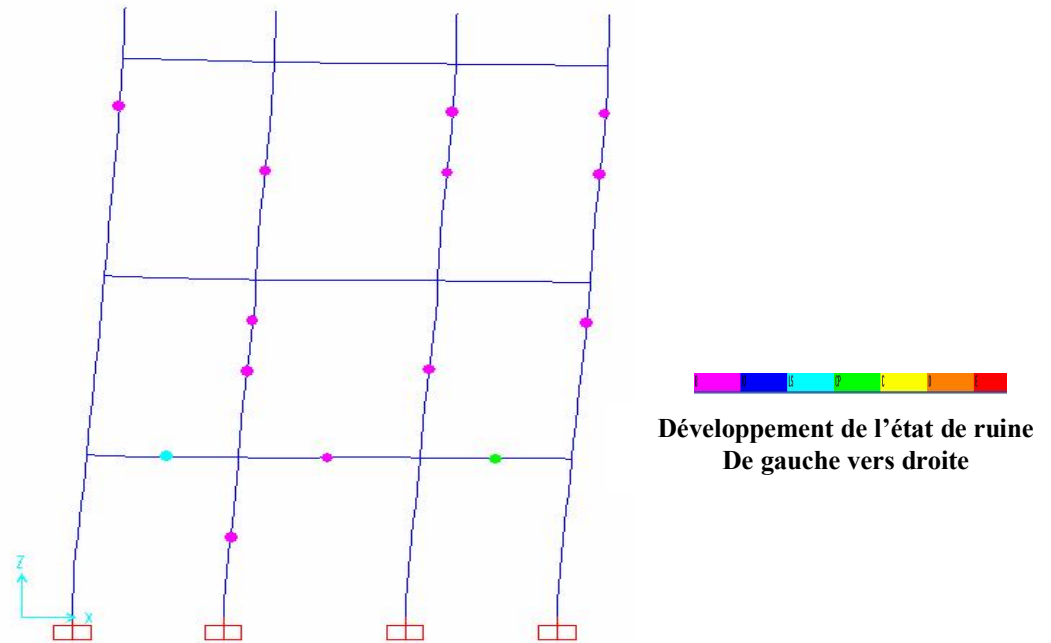


Fig.3.37. apparition des premières rotules de rupture

La courbe continue horizontalement, ce qui signifie que plusieurs zones atteignent leurs limites élastiques simultanément et le déplacement continue jusqu'à la limite globale ultime du panneau qui est égale à 26 mm (environ).

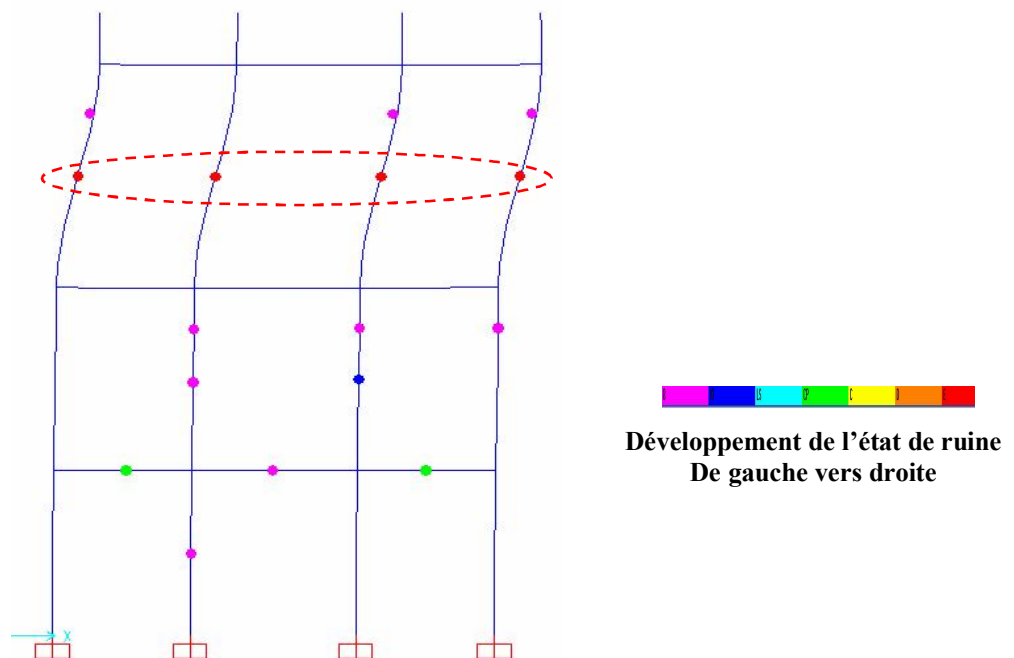


Fig.3.38. Etat de ruine de l'ouvrage cisaillement glissant du 2^{ème} niveau

Pour conclure cette analyse nous rappelons quelques constatations qui méritent d'être noté

- 1- D'après le graphe de la figure (3.35), l'ouvrage en maçonnerie présente une fragilité car on remarque un palier post-élastique très réduit et par conséquent une très faible ductilité, chose qui est commune pour la majorité des ouvrages en maçonnerie.
- 2- Les figures (3.37) et (3.38) montrent que les premiers éléments les plus affectés par les forces latérales sont les éléments verticaux de l'ouvrage (trumeaux).
- 3- La figure (3.38) montre la rapidité de l'apparition des zones fissurées dans les différents éléments qui traduit la brutalité des actions de rupture dans les ouvrages en maçonnerie.
- 4- La figure (3.38) montre que l'action la plus préjudiciable à l'ouvrage en maçonnerie est celle de l'effort tranchant qui a provoqué l'apparition des fissures au niveau des trumeaux et par conséquent l'effondrement de l'ouvrage par un mode de cisaillement.
- 5- La constatation précédente est très importante car elle représente une base justifiant la réduction des rotules non linéaires dans le calcul dynamique non linéaires où on ne modélise que les rotules plastiques du cisaillement.
- 6- Les éléments verticaux du deuxième étage ont subi le plus grand dommage sous l'action des forces latérales car les contraintes verticales appliquées sur ces éléments (dues aux poids propre et aux charges d'exploitation) sont plus faibles que les contraintes appliquées sur les trumeaux du RDC et du premier niveau ce qui diminue la résistance ultime des ces éléments.
- 7- Les réponses obtenues par le modèle numérique sont en bonne concordance avec celles obtenues expérimentalement par G. Magénes et Al et L.Pasticier et Al.

3.7. CONCLUSION

Dans le calcul des ouvrages en maçonnerie, le choix du modèle de calcul représente une tâche très importante et très difficile car elle doit pouvoir décrire fidèlement le comportement des ouvrages en maçonnerie qui présente une forte hétérogénéité et une forte anisotropie sans trop alourdir les calculs.

L'échelle locale de modélisation qui prend dans les calculs les interactions détaillées entre les blocs et le mortier n'est plus nécessaire lorsque l'ouvrage est important(en dimensions), dans ce cas une modélisation en macro élément s'avère plus pratique.

Le macro élément est une vision intermédiaire entre l'échelle locale détaillée et l'échelle globale complète.

Cette méthode consiste à simplifier le calcul en modélisant les éléments en maçonnerie par des éléments à deux nœuds formulés pour prendre en compte le comportement des panneaux dans leurs plans.

Toute la difficulté de la méthode réside dans l'élaboration des lois de comportement non linéaires qui décrivent le comportement des macro éléments jusqu'à la rupture.

L'application de cette méthode sur un exemple pratique nous a permis de valider le modèle à travers une comparaison avec des résultats des travaux de références d'autres auteurs.

En guise d'application, cette méthode sera utilisée pour le calcul d'un ouvrage réel en maçonnerie qui sera l'objet d'une étude de renforcement par la méthode de corsetage.

CHAPITRE IV

Etude d'une construction en maçonnerie et renforcement par corsetage

IV.1 Introduction

IV.2 Description de l'ouvrage

IV.3 Modélisation de l'ouvrage

IV.4 Analyse et interprétation des résultats

IV.5 Renforcement de la construction par corsetage

IV.6 Conclusion

Chapitre 4 ETUDE D'UNE CONSTRUCTION

EN MAÇONNERIE ET RENFORCEMENT PAR CORSETAGE

4.1 INTRODUCTION

La méthode SAM qui se base sur l'approche des macro éléments permet aux concepteurs d'étudier les ouvrages en maçonnerie non linéairement en évitant la lourdeur d'une étude raffinée à échelle locale détaillée des éléments structuraux.

L'objectif de ce chapitre est d'appliquer cette approche sur un ouvrage en maçonnerie et de l'étudier avec une analyse dynamique non linéaire avec accélérogramme. Les résultats obtenus sont comparés avec ceux obtenus par l'analyse statique non linéaire « push over ». Les résultats des deux analyses sont exploités afin d'estimer les aciers de renforcement par corsetage et pour comparer le comportement de l'ouvrage avant et après corsetage.

4.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage s'agit d'un R+1 constitué totalement en maçonnerie de pierre. Les caractéristiques du matériau de construction sont présentées dans le tableau (4.1)

Tableau 4.1. Caractéristiques du matériau de construction

Module de Young du matériau	$1,5 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$
Module de cisaillement	$2,5 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$
masse volumique	1900 kg /m^3
Résistance à la compression	$2.4 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$
Résistance au cisaillement (avec une pression verticale nulle)	$2 \times 10^2 \text{ KN/m}^2$
Coefficient de friction	0,5

Les figures (4.1), (4.2), (4.3) montrent les dimensions en plan et en élévation de l'ouvrage étudié.

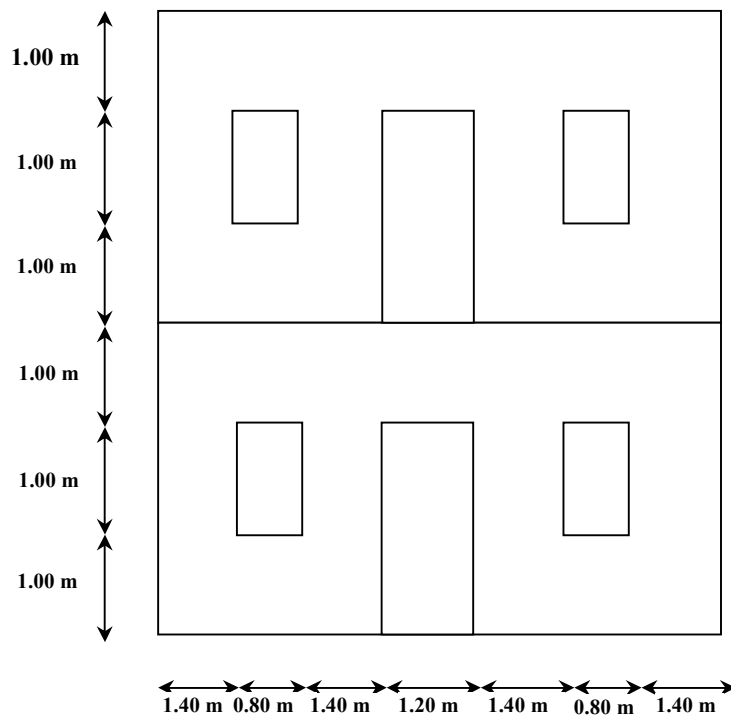


Fig. 4.1. Vue en élévation avec dimensions de l'ouvrage étudié.

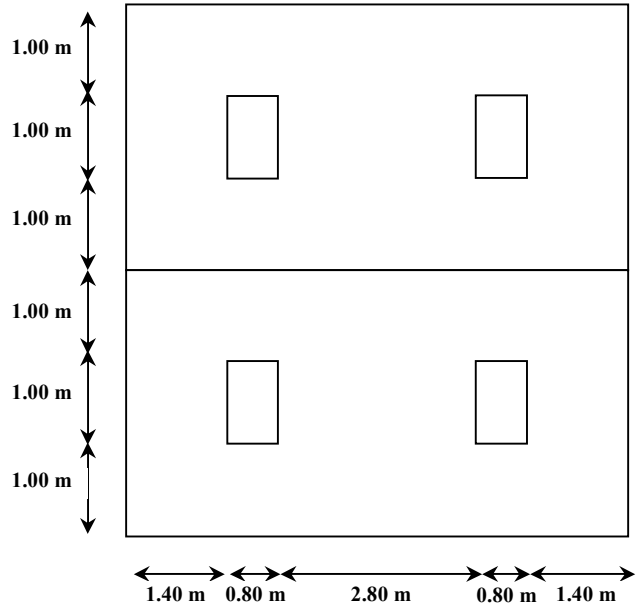
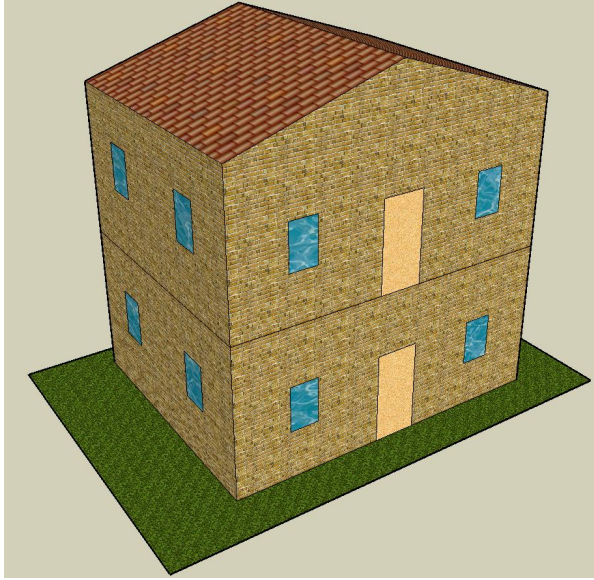


Fig. 4.2. Vue tridimensionnelle de l'ouvrage.

Fig. 4.3. Vue de profil avec dimensions de l'ouvrage.

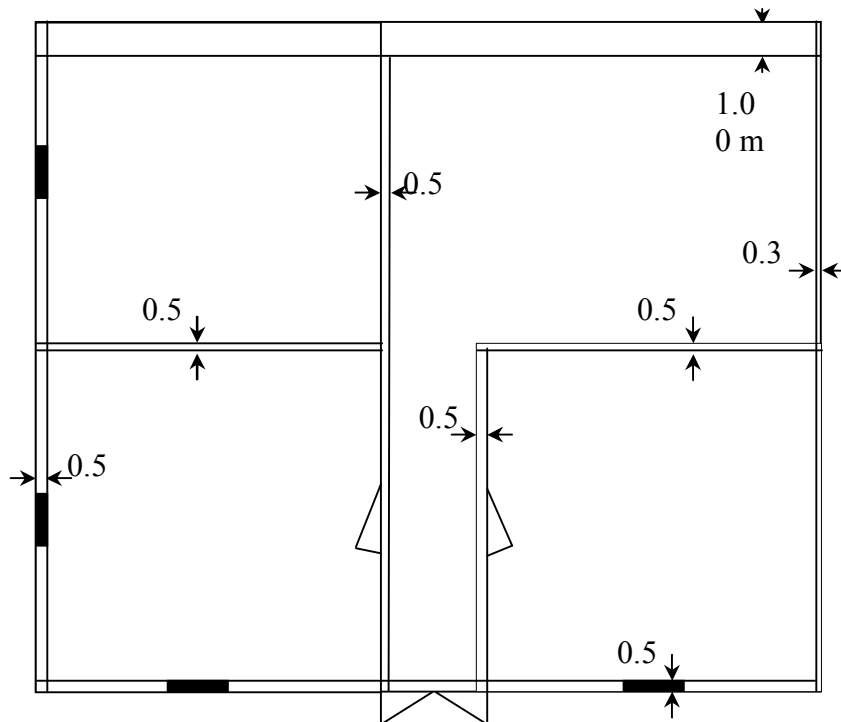
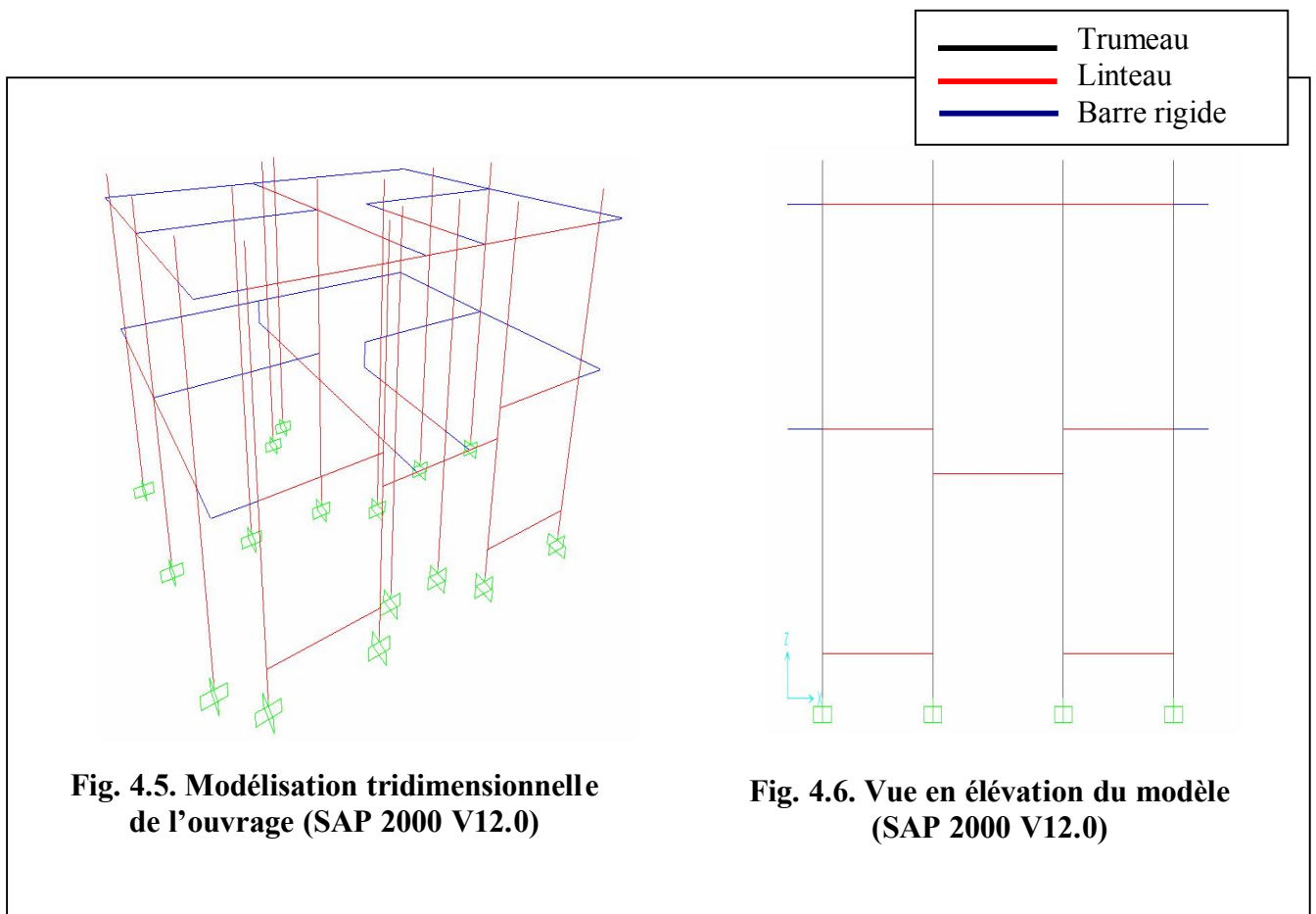


Fig. 4.4. Vue en plan avec épaisseurs des murs.
(Dimensions en m)

4.3 MODÉLISATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est modélisé en utilisant la méthode SAM dans sa version tridimensionnelle. Le plancher est flexible car dans les ouvrages en maçonnerie, en général, les planchers sont constitués en argile ou en béton reposant sur des éléments (barres) en bois ou en métal qui transmettent directement le poids total y compris les charges d'exploitation vers les murs en maçonnerie. Pour cette raison, le plancher sera pris dans la modélisation juste comme un chargement qui sera transmis sur les éléments porteurs [35].



4.4 ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

4.4.1. Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale de l'ouvrage sont figurés dans les tableaux (4.2) et (4.3)

Tableau 4.2. Périodes et fréquences propres de l'analyse modale

Mode	Périodes	Fréquence
	Sec	Cyc/sec
1	0.190851	5.2397
2	0.15923	6.2802
3	0.087203	11.468
4	0.064379	15.533
5	0.057385	17.426
6	0.052045	19.214
7	0.047116	21.224
8	0.046674	21.425
9	0.045483	21.986

Tableau 4.3. Facteurs de participation modale

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	Sec						
1	0.190851	0.09104	0.70676	0.09104	0.70676	0.35634	0.35634
2	0.15923	0.60523	0.13982	0.69627	0.84659	0.00931	0.36566
3	0.087203	0.16004	0.0065	0.85631	0.85309	0.51314	0.8788
4	0.064379	0.02964	0.07956	0.88594	0.93265	0.05094	0.92974
5	0.057385	0.06392	0.03547	0.94986	0.96812	0.00002542	0.92976
6	0.052045	8.149E-08	7.608E-09	0.94986	0.96812	2.072E-08	0.92976
7	0.047116	0.00068	0.0000068	0.95054	0.96812	0.00225	0.93202
8	0.046674	0.0002	0.000003961	0.95073	0.96813	0.00023	0.93224
9	0.045483	0.00016	0.0000414	0.95089	0.96817	0.00032	0.93257

L'étude dynamique modale de la structure nous a montré que ses deux premières périodes propres de vibration sont proches (0.19 sec pour le premier mode et 0.16 sec pour le deuxième mode) ce qui peut être expliqué de la forme en plan de la structure qui est presque carrée. Cela implique qu'il y aura un couplage des deux premiers modes de vibration dans la réponse globale de la structure.

Les résultats du tableau (4.3) confirment la première constatation et montre que les deux premiers modes de vibration sont des modes de translation suivant les deux directions principales et les facteurs de participation modale montrent aussi que les modes de translation suivant les deux directions principales sont presque égaux à 70% (70% pour la translation suivant Y et 69% pour la translation suivant X), ce qui justifie la possibilité d'employer la méthode push over dans deuxième étape dans l'étude statique non linéaire de la structure.

4.4.2. Analyse statique non linéaire « push over »

En appliquant la méthode SAM, la vérification du comportement statique non linéaire des panneaux en maçonnerie doit se faire pour chaque fil (transversal et longitudinal) de l'ouvrage.

Cette étape n'est pas impossible, mais il sera très utile et très pratique de faire la vérification d'un seul fil de l'ouvrage qui présente plus d'ouvertures. Avec ce choix, l'utilisateur s'assure de prendre dans son calcul le cas le plus défavorable de résistance des panneaux.

La méthode SAM est établie pour faire l'étude (non linéaire) des panneaux en maçonnerie dans leurs plans. Le problème qui se pose est comment mettre en évidence la disjonction des murs orthogonaux dans la modélisation? **Fig. (4.7)**

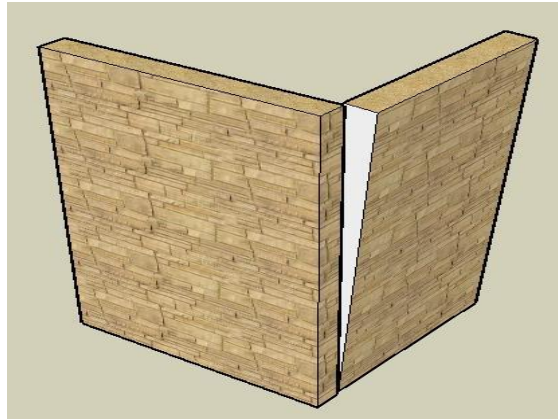


Fig. 4.7. Séparation de deux murs sous une action horizontale

La solution est de créer des ressorts élasto-plastiques infiniment petits ayant une limite égale à la limite de résistance de la jonction entre les murs orthogonaux.

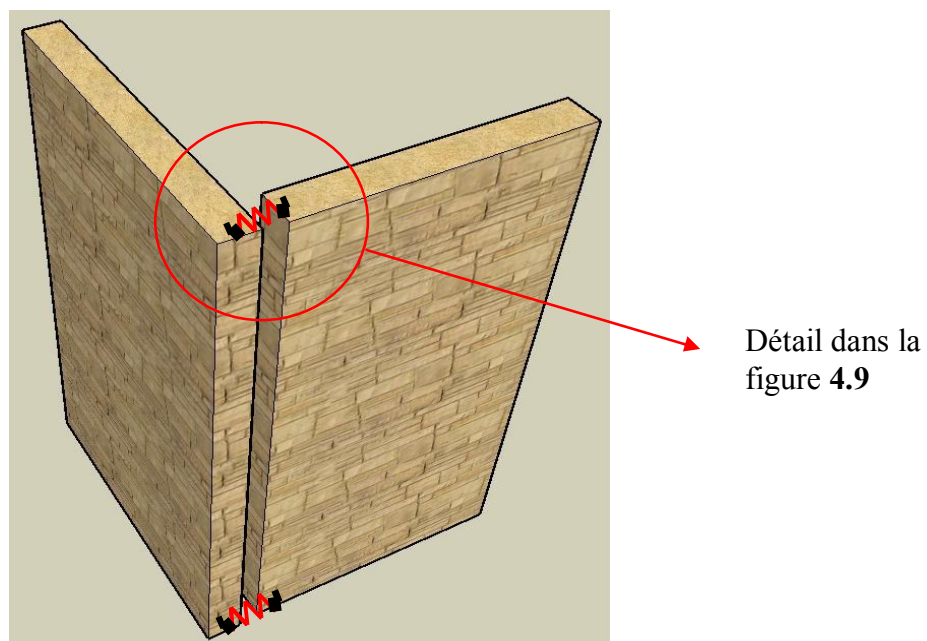


Fig. 4.8. Schématisation de la liaison entre deux murs orthogonaux

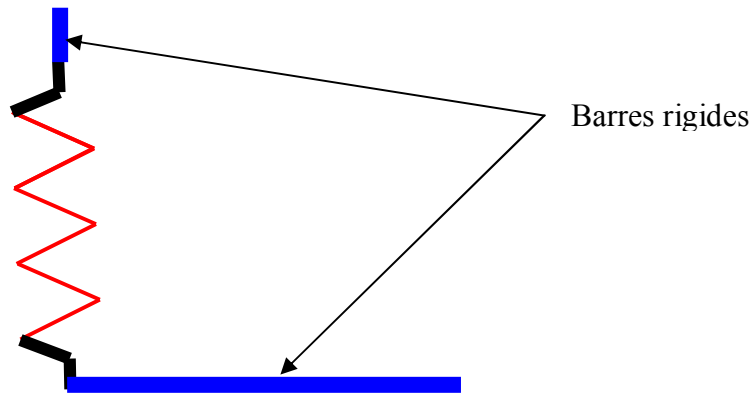


Fig. 4.9. Modélisation détaillée de la liaison entre deux murs orthogonaux

En réalité, la liaison interne entre les murs orthogonaux est assurée par une résistance à la traction et une autre au cisaillement. La résistance de la maçonnerie à la traction est très faible ce qui nous amène à la négliger et de ne prendre en calcul que celle du cisaillement.

Dans les calculs, on considère une demi-hauteur du mur inférieur et une demi-hauteur du mur supérieur qui participent par leurs résistances au cisaillement.

La résistance et la loi de comportement au cisaillement sont prises identiques avec celles définies précédemment dans l'élaboration des lois de comportement des éléments structuraux. (Voir chapitre 3.5). Dans les calculs, l'épaisseur de calcul sera prise égale à l'épaisseur du mur considéré.

L'application de l'analyse push over est faite sur le panneau de la façade principale de l'ouvrage. Les figures (4.10), (4.11) et (4.12) montrent les lois de comportement de deux éléments structuraux de ce panneau.

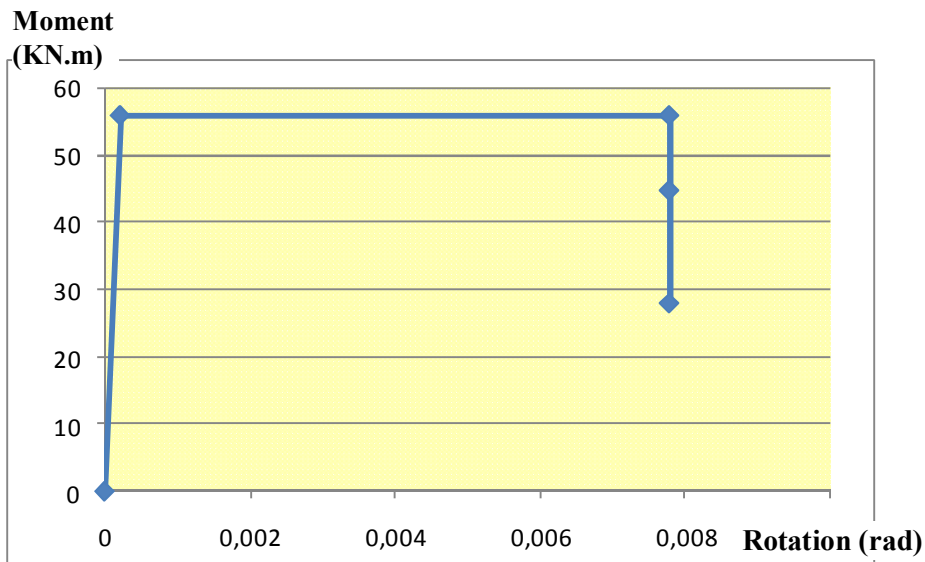


Fig. 4.10. Loi de comportement moment-rotation d'un trumeau du panneau étudié

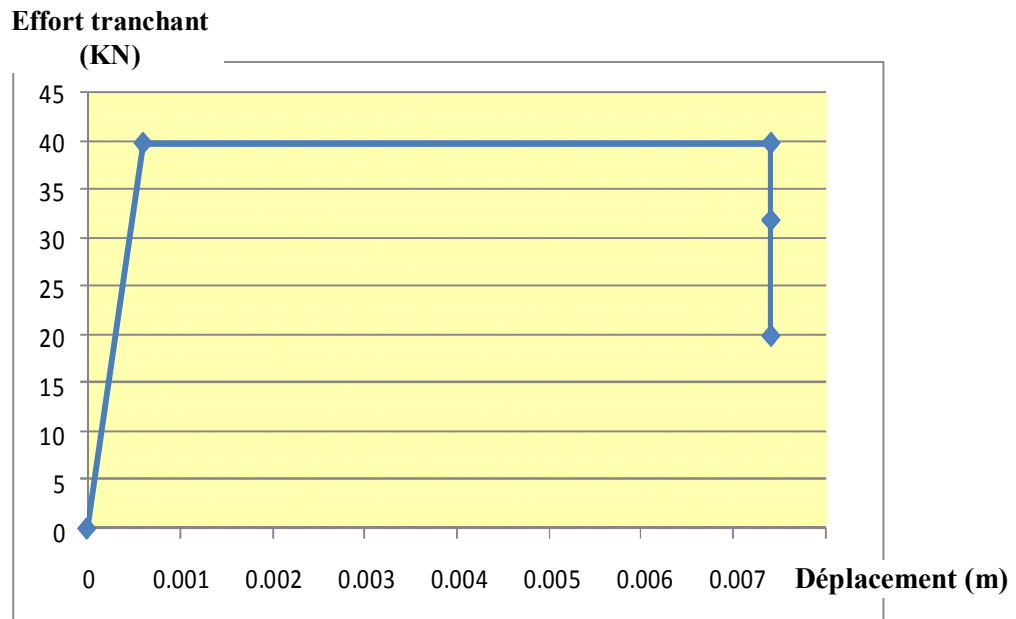


Fig. 4.11. Loi de comportement effort tranchant-déplacement d'un trumeau du panneau étudié

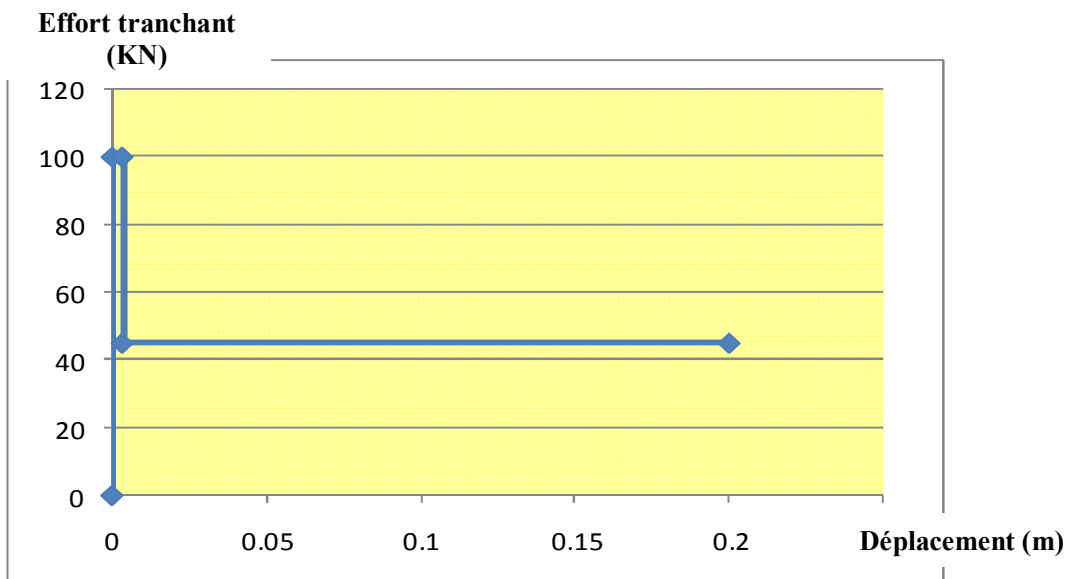


Fig. 4.12. Loi de comportement effort tranchant-déplacement d'un linteau du panneau

Après la définition des lois de comportement de tous les éléments structuraux de l'ouvrage y compris les liaisons entre les murs orthogonaux, on applique des forces statiques latérales équivalentes de l'action sismique sur chaque niveau de l'ouvrage.

La distribution des forces statiques latérales sur le panneau est montrée dans le tableau (4.4)

Tableau 4.4. Distribution des forces statiques dans chaque niveau du panneau

	La hauteur (m)	Le poids de l'étage(KN)	Facteur de distribution (force sismique / effort tranchant à la base)
RDC	3	663.15	0.47
Niveau 1	6	747.24	0.53

Les résultats de l'analyse statique non linéaire « push over » sont montrés dans le graphe de la figure (4.13) sous forme une courbe : effort tranchant à la base- déplacement au sommet.

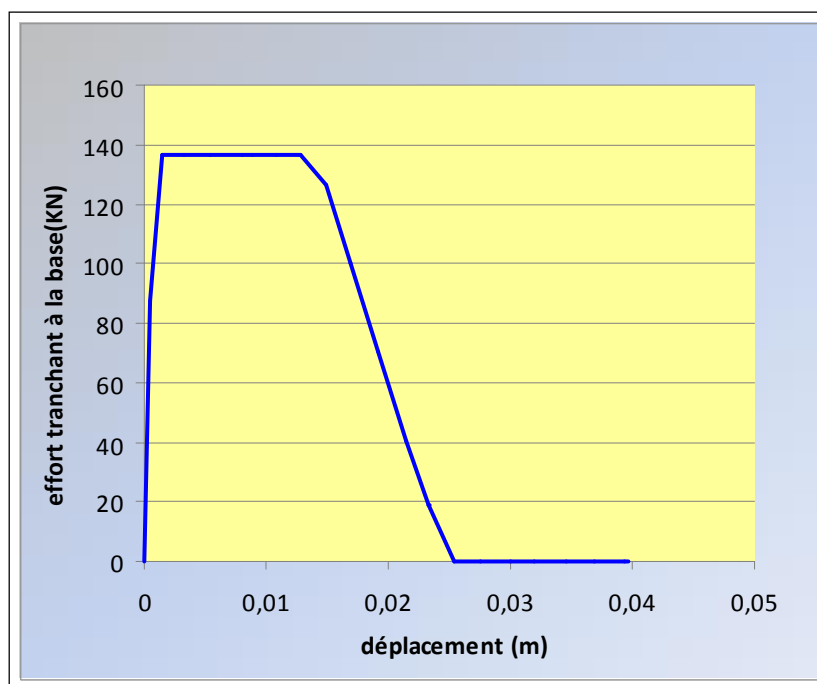


Fig. 4.13. Courbe de performance de l'ouvrage

Le problème des liaisons entre les murs orthogonaux est résolu en les substituant par des éléments links avec des lois de comportement non linéaires qui tiennent en compte du cisaillement entre les murs orthogonaux.

Dans la figure (4.13), le comportement élastique linéaire du panneau est caractérisé par une ligne droite qui continue jusqu'à une limite de l'effort tranchant à la base égale à **136 KN** avec un déplacement élastique au sommet égal à **1.41mm**. Cela veut dire que la phase élastique de ce panneau est très courte, chose commune dans les ouvrage en maçonnerie en général.

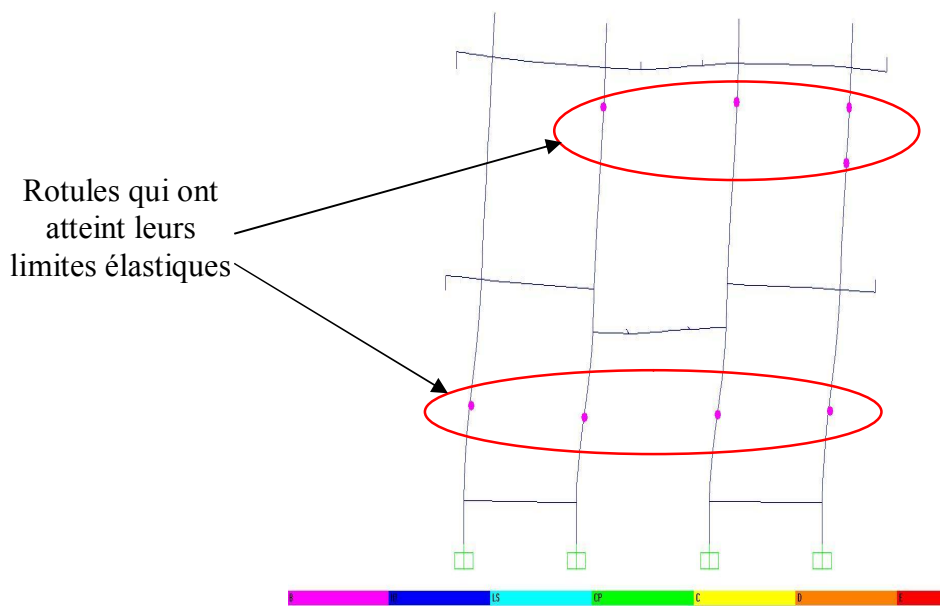


Fig. 4.14. Présentation en couleurs de l'évolution des fissures dans le panneau en maçonnerie

Après le dépassement de la limite élastique, la rigidité du panneau diminue de façon brusque et brutale, c'est le début d'apparition des fissures dans les éléments structuraux en maçonnerie.

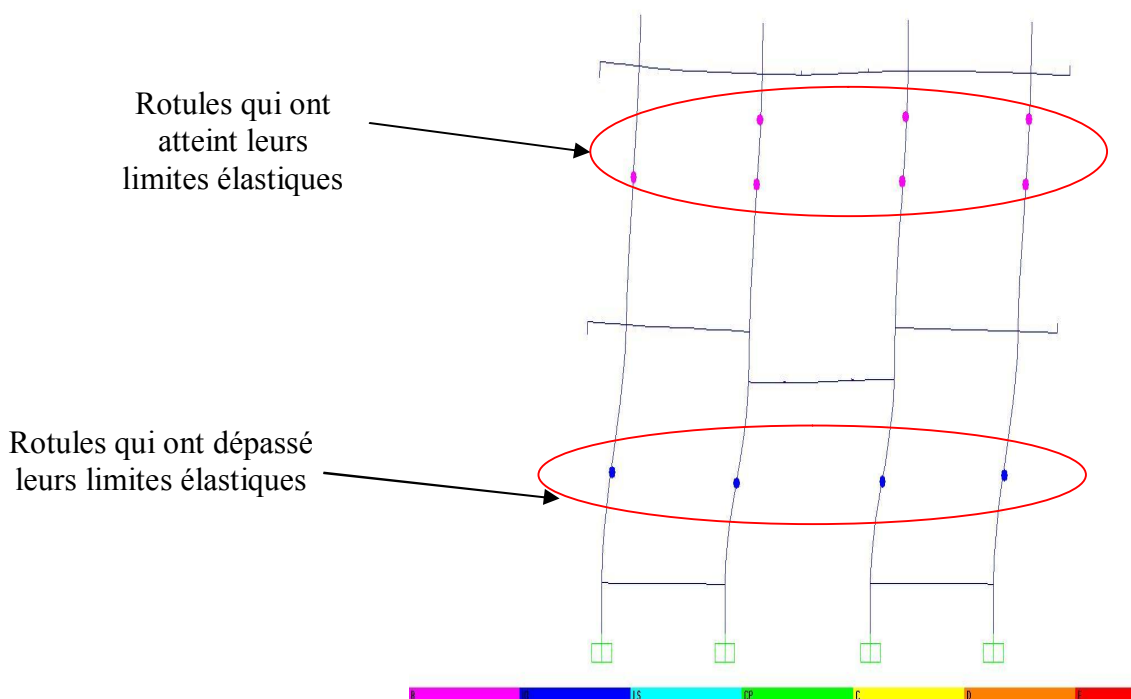


Fig. 4.15. Présentation en couleurs de l'évolution des fissures dans le panneau en maçonnerie

La courbe continue avec une ligne parfaitement horizontale jusqu'à atteindre la limite plastique du panneau qui est égale à **12.84mm**. Après cette limite la courbe chute vers zéro donc le panneau perd sa rigidité, c'est l'effondrement total.

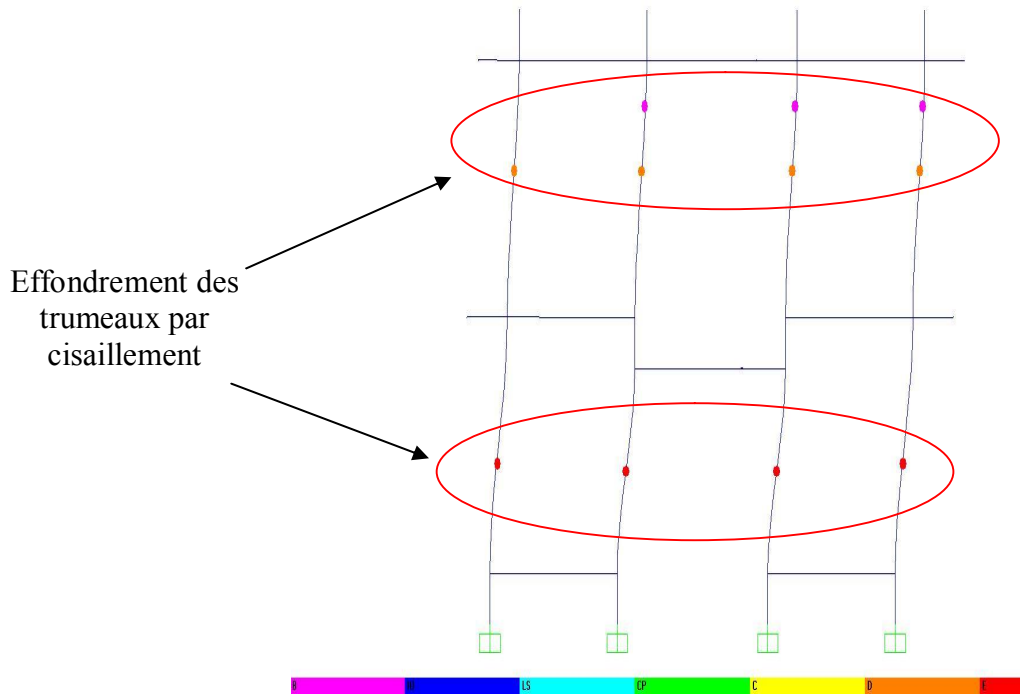


Fig. 4.16. L'étape finale de l'évolution des fissures dans le panneau

La figure (4.16) montre que l'ouvrage s'écroule avec un mode de rupture en cisaillement des trumeaux inférieurs du RDC.

Les courbes de performance nous a éclairé sur l'évolution du comportement de la structure jusqu'à sa limite de résistance mais on réalité l'effondrement de la structure se produit prématurément car les murs orthogonaux au sens d'application de la charge sismique se détachent et du fait de leur faible résistance hors plans ils s'effondrent en un mode de basculement hors plans qui représente le mode de rupture le plus défavorable.

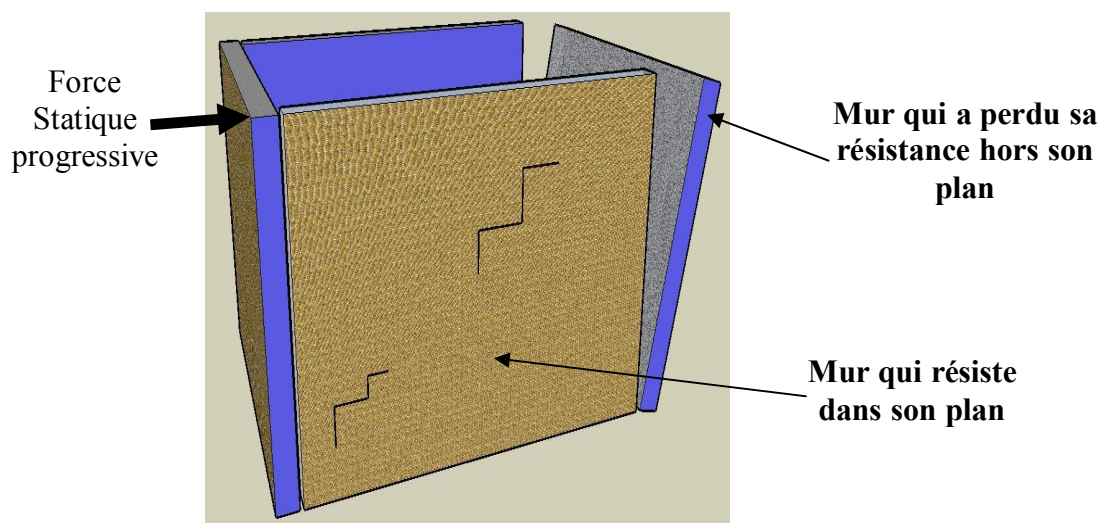


Fig. 4.17. Effondrement prématuré d'un mur sous une action perpendiculaire à son plan moyen.

Pour bien éclairer cette dernière constatation, on vérifie la variation de la force interne au niveau d'une liaison reliant le panneau avec un mur orthogonal.

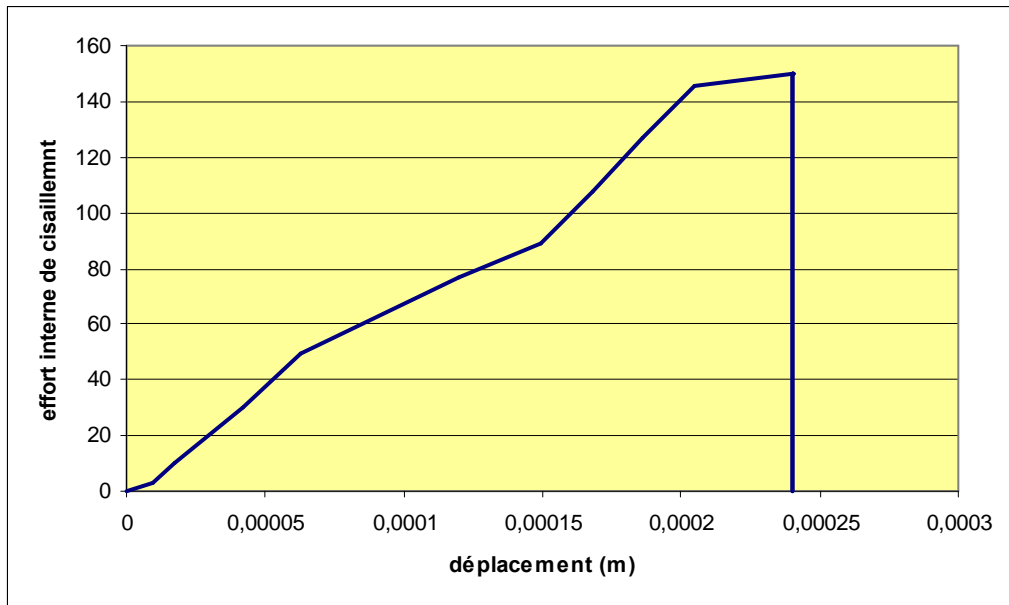


Fig. 4.18. Variation de la force interne au niveau de la liaison inférieure entre le panneau et le mur orthogonal.

La courbe de la figure (4.18) montre que la liaison qui relie le panneau avec le mur orthogonal a atteint sa limite de résistance dans avec un déplacement ultime égal à **0.24mm**. Cette limite est atteinte avant la limite de résistance du panneau dans son plan ce qui indique qu'il y a un effondrement prématuré de l'ouvrage en un mode de basculement du mur orthogonal hors son plan.

La courbe de la figure (4.19) montre l'effet de l'effondrement prématuré de l'ouvrage en un basculement des murs hors leurs plans présenté sur la courbe de performance du panneau.

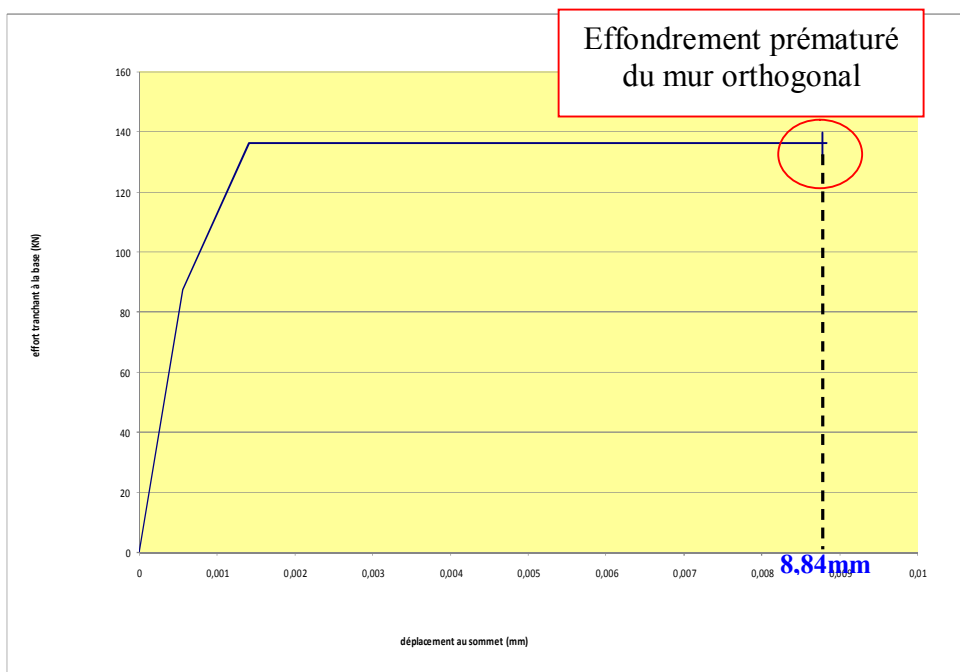


Fig. 4.19. Effondrement prématuré de l'ouvrage en un mode de basculement du mur orthogonal hors plan.

4.4.3. Analyse dynamique non linéaire par accélérogramme

Le mode de ruine le plus probable qui apparaît dans les panneaux en maçonnerie est celui du cisaillement, on ne prend alors dans l'analyse que les liaisons non linéaires de cisaillement qui se manifestent aux milieux des trumeaux. Ce choix judicieux facilite l'analyse dynamique non linéaire de l'ouvrage ce qui permet de réduire considérablement le temps de calcul.

Au milieu de chaque trumeau, on affecte la loi de comportement dynamique non linéaire qui régit avec les autres éléments le comportement global du panneau.

Les paramètres définissant la loi de comportement de chaque élément sont définis en fonction de la géométrie de l'élément, de son matériau de constitution et des conditions d'appui. (Voir chapitre 3.5.2).

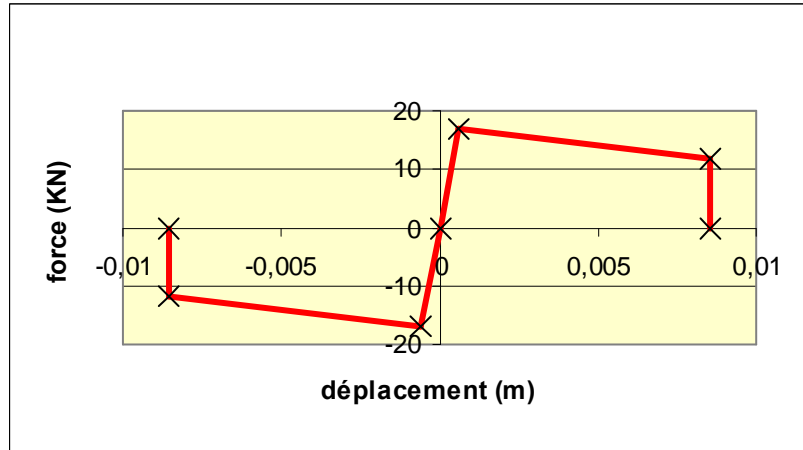


Fig. 4.20. Loi de comportement dynamique non linéaire d'un trumeau du panneau étudié

Cette loi de comportement définit la courbe enveloppe des courbes d'hystérésis de chaque liaison non linéaire dans le trumeau. Ce modèle prend en compte l'effet de la détérioration de la résistance et de la rigidité. Les liaisons qui relient les murs orthogonaux ont les mêmes lois de comportement définies dans l'analyse statique non linéaire.

Le chargement est introduit sous forme d'une accélération appliquée à la base de l'ouvrage. La composante E-O de l'accélérogramme enregistré lors du séisme du 21 Mai 2003 à Dar El Beida a été utilisée. L'accélération max (PGA) est de 0,33g avec une durée de dommage significatif de 30 secondes.

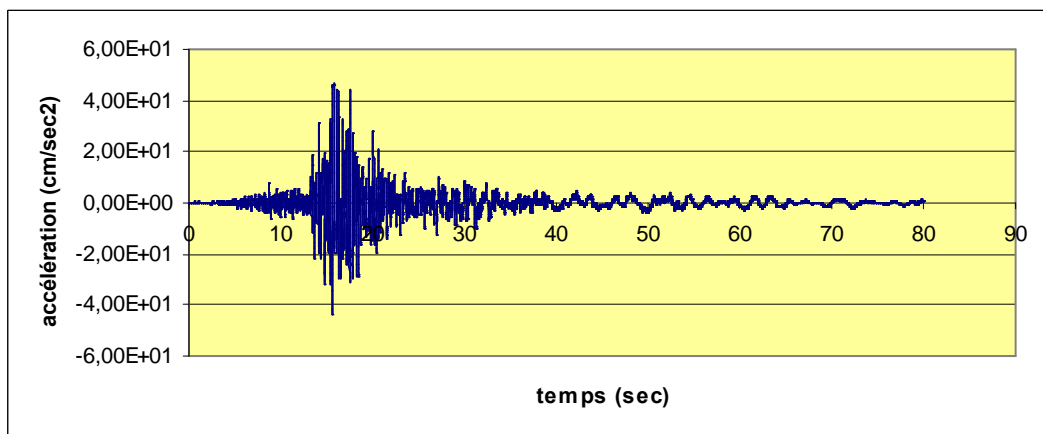


Fig. 4.21. Accélérogramme du séisme du 21 Mai 2003 station Dar El Beida

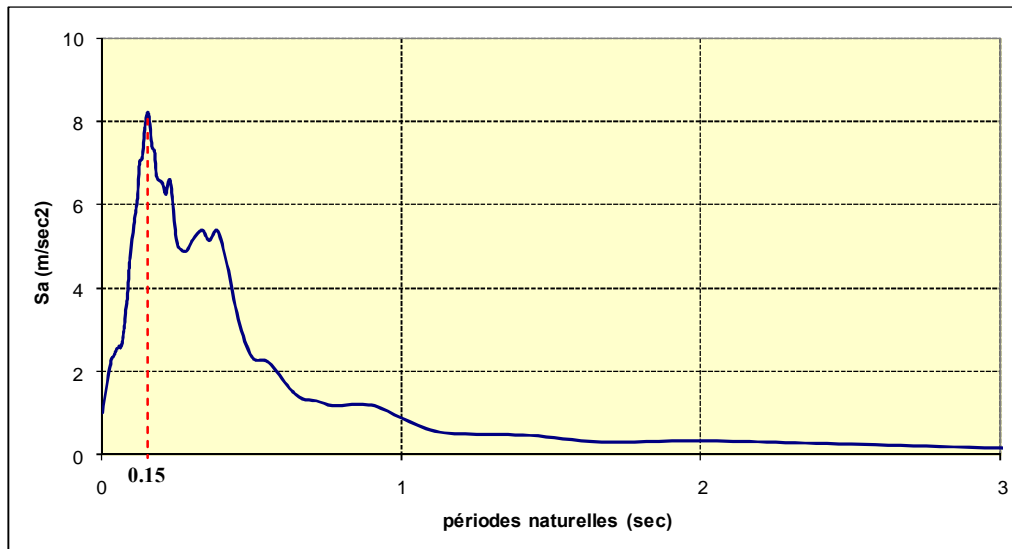


Fig. 4.22. Spectre élastique en accélération du séisme du 21 mai 2003. Station Dar El Beida

Le contenu fréquentiel du séisme utilisé montre que les périodes efficaces sont concentrées dans la bande des petites périodes (0,1 à 0,4 seconde) ce qui signifie que ce séisme est surtout nuisible aux constructions de petites hauteurs.

Une étude dynamique incrémentale a été effectuée dans le but d'investiguer la performance post-élastique de l'ouvrage. L'accélérogramme est pondéré par des coefficients multiplicatifs afin d'obtenir des seuils d'accélération maximales (PGA) variant de 0,1g à 1,32g qui permettent de balayer le domaine élastique et post-élastique jusqu'à l'effondrement total.

Les courbes d'hystérésis les plus représentatives qui montrent la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du panneau sont représentées sur les figures (4.23), (4.24) et (4.25).

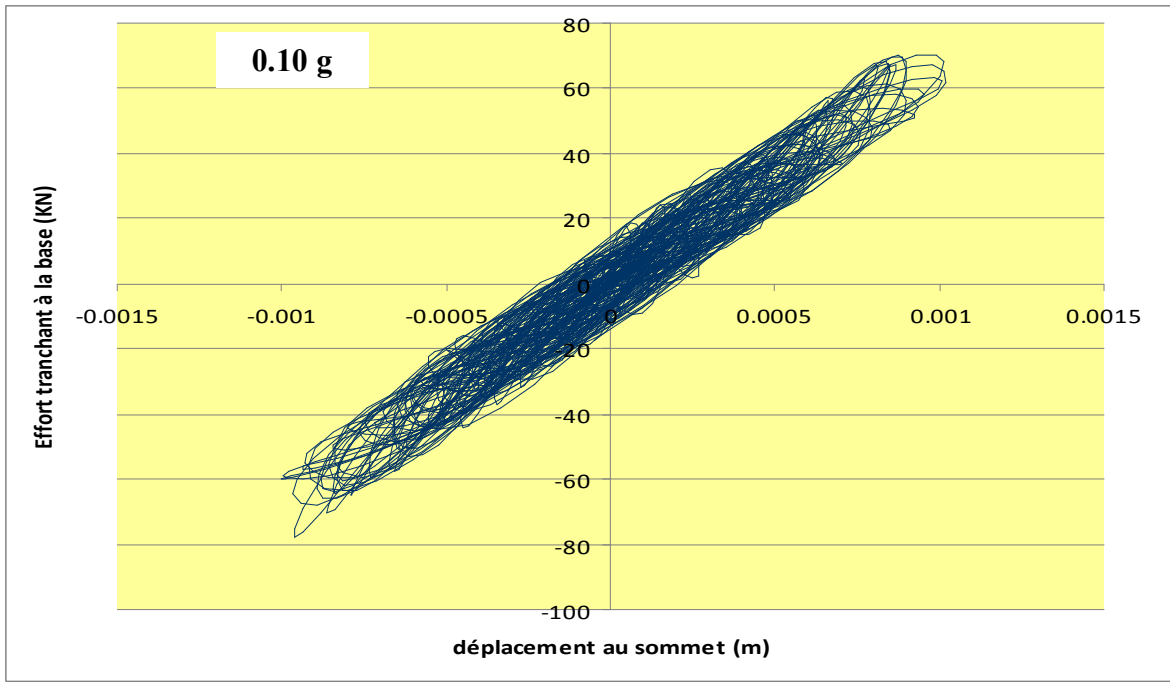


Fig. 4.23. Réponse dynamique non linéaire du panneau avec PGA=0.10g

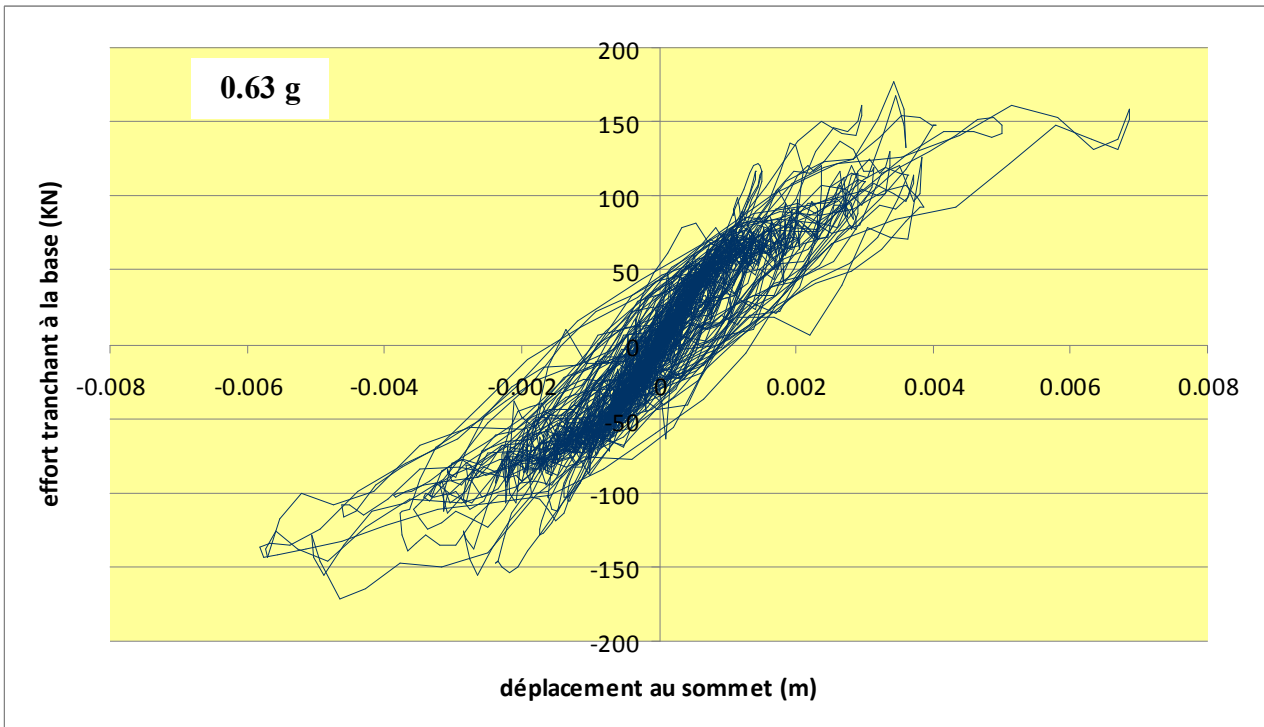


Fig. 4.24. Réponse dynamique non linéaire du panneau avec PGA=0.63g

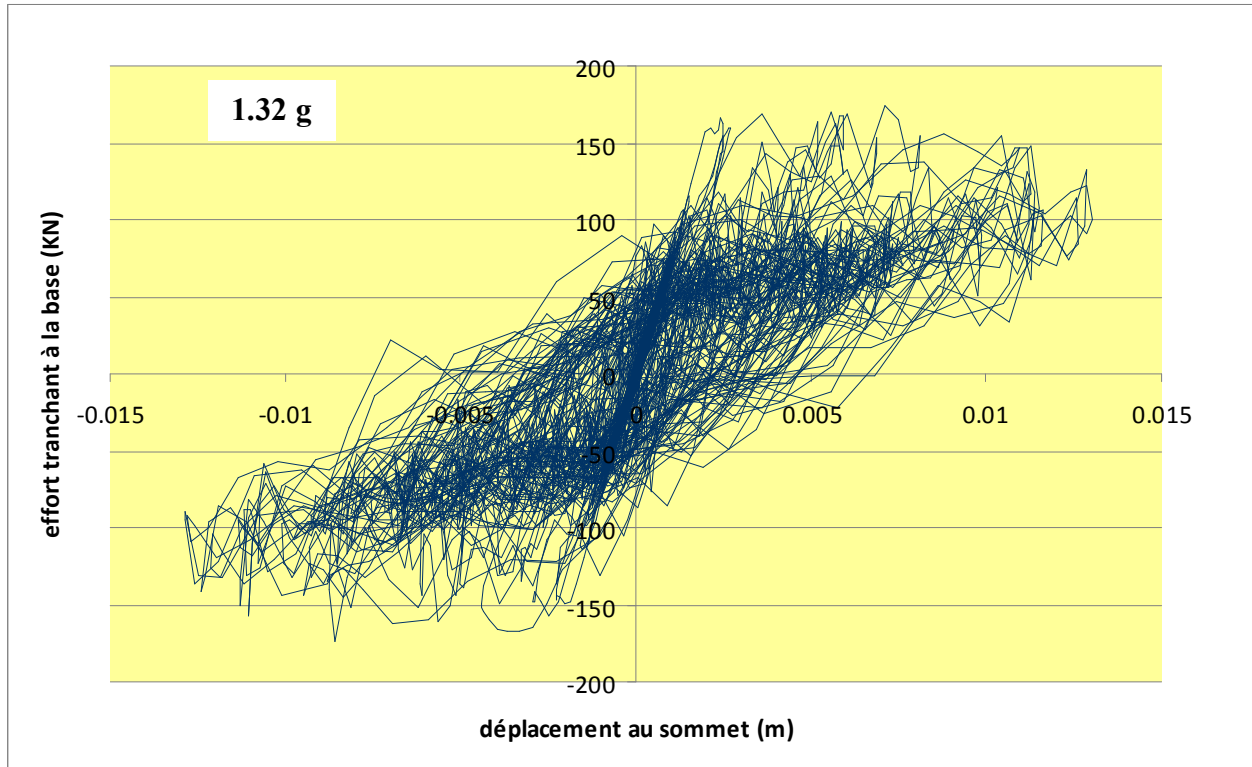


Fig. 4.25. Réponse dynamique non linéaire du panneau avec PGA=1.32g

La courbe (IDA) est obtenue en traçant les valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et les déplacements correspondants comme le montre la figure (4.26).

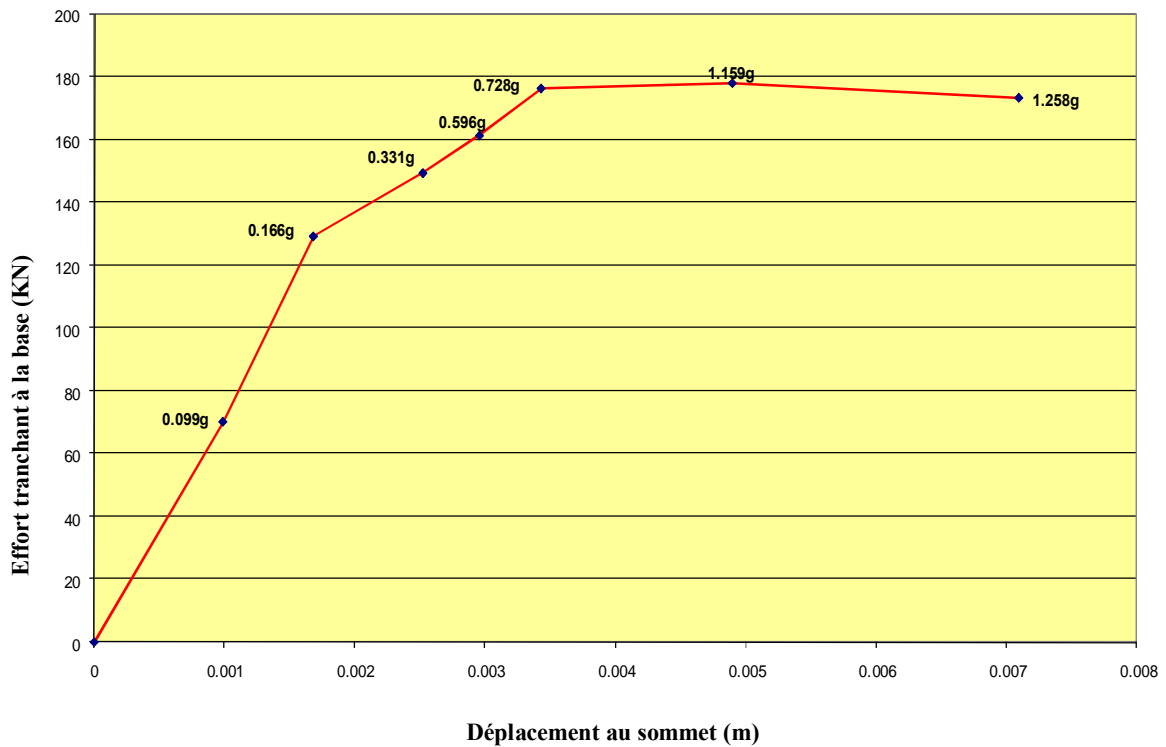


Fig. 4.26. Courbe IDA du panneau étudié

D'abord, il est pertinent de noter ici qu'à travers les résultats de l'analyse statique non linéaire on a constaté que l'effondrement est initié par l'apparition des mécanismes de ruine en un mode de cisaillement aux niveaux des trumeaux ce qui confirme l'hypothèse de ne prendre dans l'analyse dynamique non linéaire que l'effet du cisaillement aux mi-hauteurs des trumeaux.

Jusqu'à la limite de la phase élastique, les deux courbes obtenues par l'analyse statique et par l'analyse dynamique non linéaire sont en bonne concordance avec un léger décalage sans grande importance. La différence dans les résistances ultimes est cependant assez remarquable. Comme le montre la figure (4.27), la valeur prédite par l'analyse dynamique non linéaire est 30% plus grande que celle obtenue par l'analyse statique non linéaire, le palier de ductilité est par contre plus restreint, il est caractérisé par une limite précoce de la résistance.

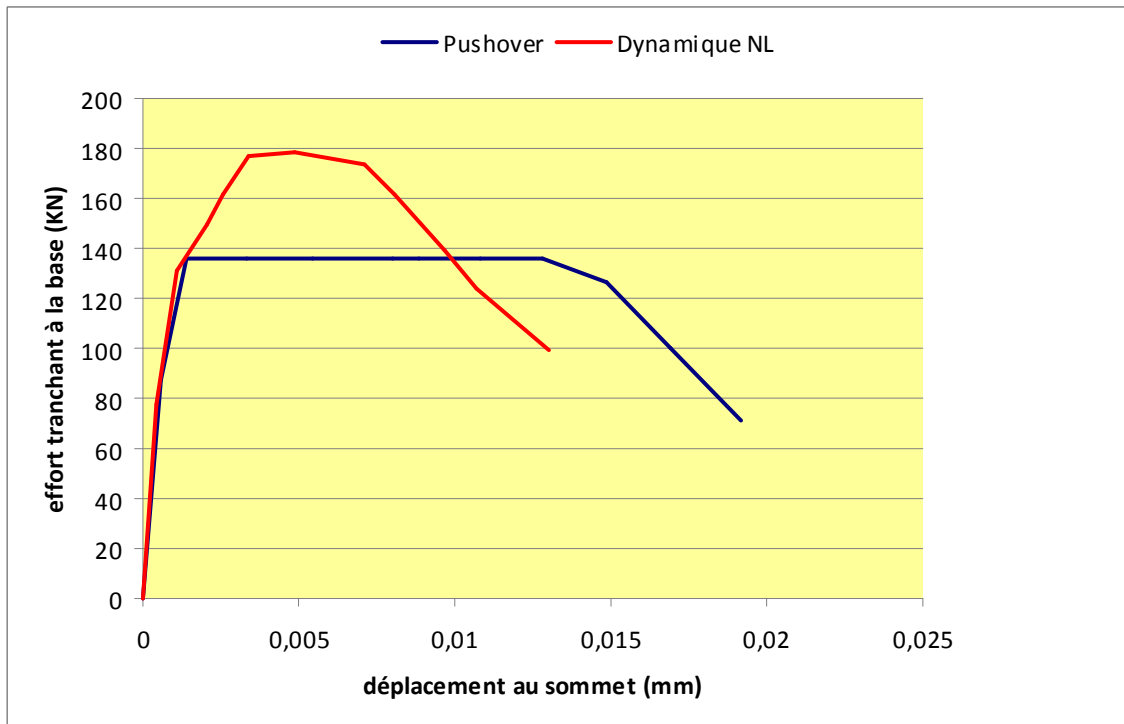


Fig. 4.27. Comparaison entre les résultats de l'analyse dynamique non linéaire et ceux de l'analyse statique non linéaire.

Cette différence peut être attribuée à l'effet de la réversibilité (alternance) de la charge dynamique qui permet de l'ouvrage de revenir à sa position d'équilibre ainsi de la participation des modes supérieures (principalement le deuxième mode) dans l'analyse dynamique, cette participation qui est négligé dans l'analyse statique non linéaire car elle ne tient compte que du mode fondamental.

4.5. Renforcement de la construction par corsetage

À cette étape, il est devenu évident la nécessité d'intervenir par un moyen de renforcement afin d'améliorer les capacités de l'ouvrage pour qu'il résiste mieux face aux actions sismiques.

Les résultats de l'analyse statique non linéaire et aussi de l'analyse dynamique non linéaire nous ont montré que le mode de ruine qui provoque un effet très préjudiciable à la structure en maçonnerie est celui du basculement des murs hors leurs plans. Ce dernier qui apparaisse généralement d'une manière prématurée avant les autres modes de rupture.

Pour y porter remède, la méthode de corsetage représente l'un des moyen les plus efficaces qui limite l'apparition du mode de basculement des panneaux hors leurs plans et qui garantit la solidarisation des panneaux lors de l'excitation dynamique.

Le but de l'étape suivante du travail est de d'estimer la section d'acier nécessaire qui assure l'intégrité de notre structure et d'étudier le comportement de la structure après le renforcement.

4.5.1. Principe de renforcement

Le principe du renforcement s'agit en premier lieu d'estimer l'intensité de l'effort maximale que peut supporter le panneau dans son plan et cela dans chaque niveau de la structure et puis de calculer la section d'acier nécessaire pour la reprendre. Le corsetage se fait de part et d'autre de chaque panneau de la construction.

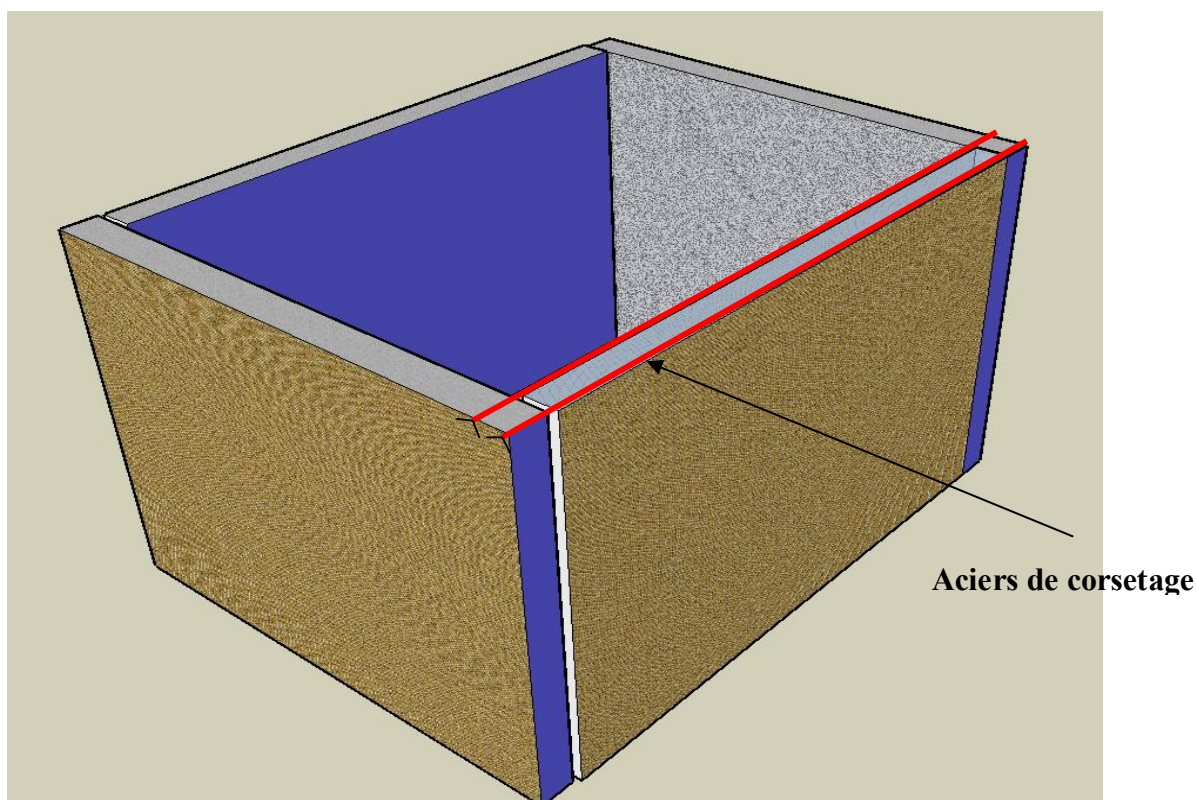


Fig. 4.28. Emplacement des aciers de renforcement pour un panneau de la construction

4.5.2. Application du corsetage sur le panneau étudié

L'effort tranchant maximal que peut supporter l'ouvrage est estimé égal à 136 KN. Cet effort sera distribué sur chaque niveau suivant le premier mode de vibration (distribution triangulaire inversée -voir le tableau (4.4)-). Pour tenir de la participation des modes supérieurs on ajoute à l'effort tranchant de chaque niveau une valeur $V_{\Delta} = V_{\text{Dynamique}} - V_{\text{Statique}}$ et pour chaque effort calculé on estime les sections d'acier nécessaire.

Le diamètre minimal du renforcement est déterminé à partir de la relation (4.1)

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{H_{\text{ultime}}}{n} \frac{4}{\pi} \frac{1}{f_y}} \quad (4.1)$$

Avec

H_{ultime} l'effort sismique ultime dans le niveau considéré.

n nombre des barres de renforcement.

f_y contrainte d'acier du renforcement.

Il est important de signaler ici que le diamètre minimal favorable à prendre dans le corsetage est égal à 20 mm et il est aussi conseillé d'appliquer un pré tension égale au maximum à la moitié de la contrainte admissible d'acier [35]. Si cette pré tension dépasse l'effort maximale du panneau les aciers doivent être introduits passifs.

Le tableau (4.5) récapitule les résultats du renforcement de notre panneau qui sera généralisé pour tous les autres panneaux qui constituent notre structure.

Tableau 4.5. Résultats de renforcement par corsetage

	Effort tranchant statique maximal à la base V_{Statique} (KN)	Effort statique dans chaque niveau du panneau (KN)	Effort tranchant dynamique maximal à la base $V_{\text{Dynamique}}$	$V_{\text{Dyn}} - V_{\text{stat}}$ (KN)	Effort tranchant de calcul dans chaque niveau (KN)	Section d'acier de renforcement par corsetage (cm ²) *Acier à haute adhérence de type 400*
RDC	136	136	178	42	156	4.48 (2 HA 20)
1 niveau		72.10			94.40	2.71 (2 HA 16)

4.5.3. Analyse du panneau après corsetage

Après la détermination des sections d'acier nécessaires dans chaque niveau du panneau, il y a lieu d'étudier ce panneau non linéairement et de voir l'effet du renforcement par corsetage sur son comportement local et global.

Les éléments de renforcement représentent des tiges en acier qui ne travaillent qu'à la traction. Ces éléments sont introduits dans le modèle comme des éléments câbles ou bien des éléments non linéaires « links » avec des lois de comportement élastiques.

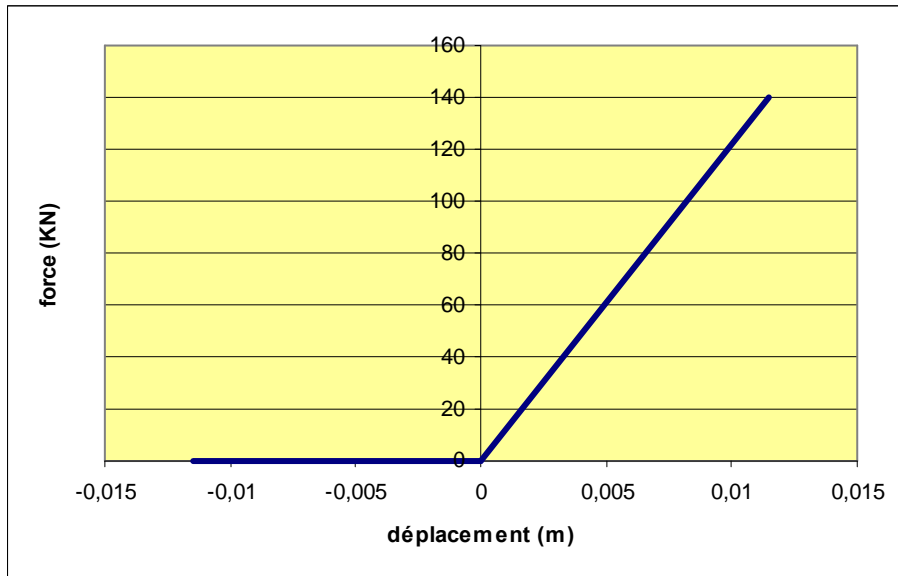


Fig. 4.29. Loi de comportement d'une tige de corsetage

La figure (4.30) montre la variation de l'effort interne dans la liaison inférieure reliant le panneau avec le mur orthogonal.

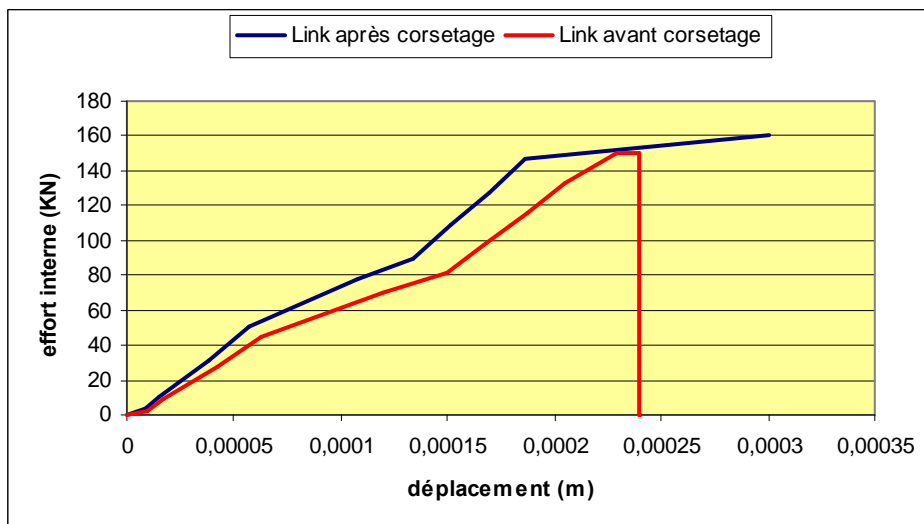


Fig. 4.30. Variation de l'effort interne dans la liaison inférieure avant et après corsetage

La figure (4.30) montre qu'après le corsetage que la liaison entre le panneau et le mur orthogonal reste dans le domaine élastique et sa ductilité locale est fortement améliorée. Cette amélioration locale de ductilité assure la cohérence de l'ouvrage lors de l'action sismique.

La courbe de performance du panneau obtenue après le renforcement est montrée dans la figure (4.31).

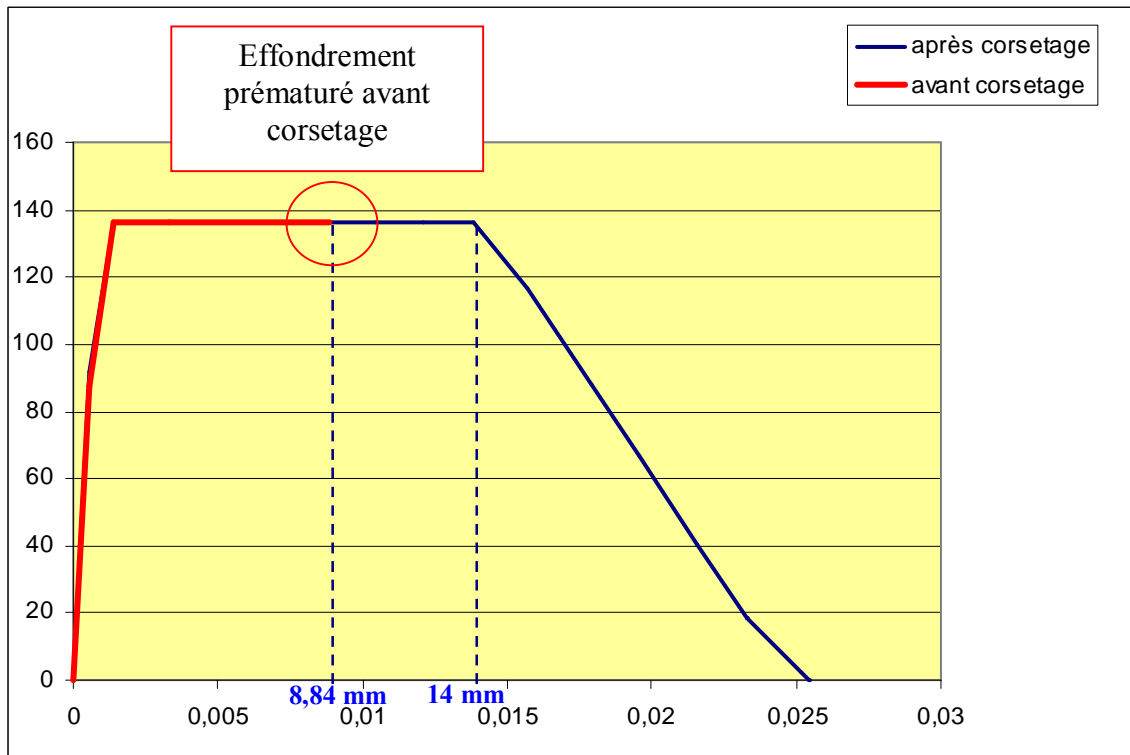


Fig. 4.31. Courbe de performance du panneau avant et après corsetage

La figure (4.31) montre que la rigidité globale du panneau après corsetage n'a pas augmenté significativement tandis que la ductilité globale est améliorée de **58,37%** de la ductilité avant le renforcement (déplacement ultime égal à 14 mm). Cela montre que le corsetage assure un monolithisme de l'ouvrage lors de l'action sismique afin d'éviter un effondrement prématuré en basculement des murs hors plan.

La figure (4.31) montre aussi que la rupture totale de l'ouvrage après corsetage s'est produit en un mode d'effondrement du panneau dans son plan qui est plus ductile est moins défavorable que celui d'effondrement du panneau hors son plan, donc le risque de détachement des murs orthogonaux lors de l'excitation sismique est évité. En revanche, le corsetage n'améliore pas la rigidité de l'ouvrage que s'il est combiné avec un renforcement vertical des panneaux par des cornières en charpentes métalliques ou avec un renforcement par des fibres en matériaux composites (voir chapitre 2).

4.6. CONCLUSION

L'approche des macro-éléments en utilisant la méthode SAM représente une issue puissante permettant d'étudier les ouvrages en maçonnerie tri dimensionnellement.

A travers une analyse statique non linéaire de l'ouvrage, on a pu évaluer le comportement non linéaire d'un panneau de cet ouvrage et de tracer sa courbe de performance. Cette analyse montre aussi que le panneau s'effondre avec un mécanisme de cisaillement aux mi-hauteurs des trumeaux.

L'analyse dynamique non linéaire par accélérogramme qui est la plus précise fournit des résultats proches de ceux obtenus par push over mais avec une certaine différence de déplacement et de l'effort tranchant ultime à la base dû à la participation des autres modes de vibration et de l'alternance de la charge dynamique qui permet de l'ouvrage de revenir à sa position d'équilibre.

La technique proposée pour modéliser les liaisons entre les murs orthogonaux par des éléments links nous a permis de mettre en évidence l'effondrement prématuré de l'ouvrage en un mode de basculement des murs orthogonaux hors leurs plans après leur détachement du panneau étudié.

Le renforcement par corsetage de cet ouvrage a amélioré la ductilité de l'ouvrage tout en assurant la cohérence de l'ouvrage lors de l'excitation sismique ce qui permet d'éviter l'effondrement prématuré des murs en un mode de basculement hors plan mais il n'améliore pas sa rigidité globale s'il n'est pas combiné avec le renforcement vertical ou diagonal des panneaux par des cornières métalliques ou par des fibres en matériaux composites. En fait cette étude constitue une méthodologie permettant d'estimer les sections d'acier nécessaires pour le renforcement qui étaient évaluées auparavant forfaitairement.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La plus grande partie du parc immobilier comporte des éléments en maçonnerie sous une forme ou une autre. Les anciennes constructions en particulier celles dont les éléments structuraux sont principalement en murs porteurs de maçonnerie sont réputées d'être très vulnérables aux séismes. Du fait, de l'hétérogénéité des matériaux qui constituent les murs, le comportement à l'échelle des panneaux comme à l'échelle globale de la structure sous l'effet des sollicitations latérales est complexe et présente plusieurs cas de ruine selon les caractéristiques de la maçonnerie et de mortier ainsi que les caractéristiques géométriques des panneaux. Par conséquent, l'analyse dynamique des ouvrages de ce type représente une tâche difficile et délicate. Cette étude se fixe comme objectif l'élaboration de techniques de modélisation et de calcul non-linéaires des constructions en maçonnerie avec et sans renforcement pour investiguer leurs performances sous les sollicitations sismiques, jusqu'à la limite de la ruine totale.

Dans le but de cerner, tous les détails relatifs à cet aspect, il est pertinent de passer en revue les cas d'endommagement et les différents modes de rupture locaux et globaux. Les mécanismes de ruine ont été identifiés et répertoriés selon les types de sollicitations qui les causent. Ensuite, tout un chapitre a été consacré aux techniques et méthodes de renforcement des constructions en maçonnerie telles que prescrites dans les codes sismiques de référence. Une gamme variée a été présentée allant de la plus simple réparation des fissures en surfaces jusqu'aux techniques les plus récentes intégrant les matériaux composites et les systèmes de dissipation d'énergie. Parmi toutes ces méthodes, le corsetage présente un intérêt particulier car il combine à la fois la simplicité et l'efficacité qui a été prouvée lors des séismes qui ont touchés plusieurs régions en Algérie et dans d'autres pays.

Ce type de renforcement structural consiste à consolider les éléments résistants afin d'assurer un cheminement en toute sécurité des efforts et en particulier les efforts sismiques à travers les murs porteurs vers les fondations. Il est composé de ceintures ou tirants métalliques capables d'absorber toutes les tractions qui naissent lors d'un mouvement sismique pour éviter la désolidarisation mur-mur et mur-plancher. En plus du rôle de chaînage, le système améliorera la ductilité globale de la structure et permettra à la structure de dissiper l'énergie induite par le séisme sans se rompre d'une manière prématurée et/ou brutale. Cependant, l'analyse des ouvrages en tenant compte de l'interaction maçonnerie-corsetage devient plus compliquée.

Dans cette optique, les principales méthodes de calcul des constructions en murs porteurs en maçonnerie ont été présentées. Il s'agit des techniques de modélisation à l'échelle des éléments constitutifs, des panneaux ou à l'échelle globale. La méthode qui s'adapte mieux à notre cas est la méthode appelée SAM qui est une méthode à échelle semi globale et qui consiste à modéliser les

panneaux par des éléments à deux nœuds appelés macroéléments. Ainsi, elle permet d'éviter les maillages raffinés où les éléments sont définis par les caractéristiques des composants. Toute la difficulté de cette méthode réside dans l'élaboration des lois de comportement non linéaires qui décrivent le comportement des macroéléments. Deux types de lois de comportement ont été considérés : la première concerne le chargement monotone et tient compte des mécanismes de rupture par flexion, cisaillement glissant et cisaillement par fissuration diagonale. La deuxième est employée pour le calcul sous chargement cyclique ou dynamique et n'intègre que le cisaillement car le mode de rupture par cisaillement est le mode le plus probable. En guise de validation de ce modèle, un calcul statique non-linéaire (push over) d'un panneau en maçonnerie a été effectué et les résultats obtenus ont été en bonne concordance avec ceux des essais expérimentaux qui existent dans la littérature.

Dans le but d'évaluer à la fois l'efficacité de la méthode SAM et le comportement d'un ouvrage réel avec et sans renforcement, un calcul statique et dynamique non linéaire est mené tout en comparant les réponses des deux approches pour le cas de la structure sans et avec renforcement.

Notons que la méthode SAM est généralement utilisée pour des structures en 2-D. Dans cette étude, il a été procédé à la modélisation de tous les murs y compris les murs orthogonaux en utilisant des liaisons non-linéaire de cisaillement. Cela nous a permis d'identifier le mode de ruine par basculement (détachement) des murs perpendiculaire à l'action sismique pour la structure non renforcée et d'estimer les efforts qui se développent dans les tirants du système de corsetage pour la structure renforcée. Signalons enfin, que la courbe de performance déterminée par la méthode dynamique non-linéaire surestime l'effort tranchant ultime par rapport à la méthode push-over mais avec un palier de ductilité plus court. Les résultats de l'étude montrent que le corsetage améliore la ductilité des ouvrages en maçonnerie ce qui permet d'éviter leur effondrement prématuré mais il n'augmente pas leur rigidité. Cette insuffisance peut être remplie en associant d'autres éléments de renforcement vertical des panneaux. La méthode utilisée démontre un potentiel remarquable pour l'analyse de ce type de structure et le suivi de l'évolution de l'endommagement et les séquences de formation des nœuds plastiques jusqu'à la ruine totale.

RECOMMANDATIONS ET TRAVAUX FUTURS

En raison de la subtilité du sujet et du temps imparti pour le réaliser, il nous semble pertinent d'évoquer d'autres aspects qui méritent d'être considérés dans des études futures :

- 1- Avec la méthode SAM, on n'attribue aux macro éléments que les lois de comportement du cisaillement et de la flexion du panneau dans son plan. Il sera intéressant de considérer un macro élément qui tient compte en calcul de la flexion du panneau hors son plan. Cette procédure permettra de rapprocher du comportement réelle des ouvrages en maçonnerie et de prédire son mécanisme de ruine le plus probable.
- 2- Les lois de comportement des éléments structuraux sont déterminées à partir de leurs caractéristiques géométriques et mécaniques ainsi de l'effort normal appliqué. Dans les calculs, l'effort normal est considéré comme constant, mais en réalité lors d'une excitation sismique il ne l'est pas. Pour cela on recommande l'élaboration d'un algorithme spécifique pour le calcul des ouvrages en maçonnerie qui tient compte cette variation en assurant une redistribution des efforts internes proche de la réalité.
- 3- Il est recommandé de combiner le corsetage avec un autre type de renforcement afin de rigidifier les panneaux et éviter par conséquent leur effondrement par flexion hors plan. Cela permettra aussi d'améliorer considérablement la performance de l'ouvrage.

Référence bibliographique

1. Calcul des ouvrages généraux de construction (livre). Michel Prat et Philippe Bisch Mestat. Edition HERMES. Paris 1997 (AFPC- Emploi des éléments finis en génie civil).
2. Structural elements design manual (livre). Trevor Draycott. Edition Batter worth Heinemann. ISBN 0-7506-0313-5. Great Britain.
3. Seismic strengthening of rocking-critical masonry piers (article). Durgesh C. Rai and Subbash C.Goel .10.1061/ (ASCE) 0733-9445 (2007) 133: 10(1445)
4. Design of masonry structures (livre). A.W.Hendry, B.P.Sinha and S.R.davies. 3rd edition: E and FN SPON. ISBN 0 419 21560 3. 1997 London U K.
5. Masonry wall construction (livre). A.W.Hendry and F.M.Khalaf. SPON press. London and New York Ccopy right 2001 By Taylor et Francis group.
6. Eurocode 6: ENV 1996. Calcul des ouvrages en maçonnerie. DD ENV 1996-1-1:1996. ISBN 0 580 26435 1
7. FEMA 356: Seismic Rehabilitation Prestandard. Part 3 and7. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY November 2000. Washington, D.C.
8. BS 5628. (British Standard): Reinforced and prestressed masonry.
9. Earthquake-Resistant masonry buildings (Rapport).By Usam Ghaidan. UNESCO (2002).
10. An integrated procedure for the assesement of seismic vulnerability of historic buildings. By D'ayala and E. Speranza. Edition Elsevier Science Ltd.
11. Displacement-Based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. By K.Doherty, M.C. Griffith, N. Lam and J.Wilson. Earthquake engineering and structural dynamics.
12. Areview of conventional seismic retrofitting techniques for URM. By M.El Gawady, P. Lestuzzi and M. Badoux. 13th international brick and block masonry Conference. Amesterdam, July 4-7, 2004.
13. Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique CGS. Algérie.

14. FEMA 273: Guide lines for the seismic rehabilitation of buildings.
15. Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structure.
16. SERC (2002) Formulation of Guide lines for assessment of strength and performance of existing buildings and recommendations on retrofitting schemes to ensure resistance to earthquakes.
17. Review of documents on seismic strengthening of existing buildings (rapport). Durgesh.C.Rai. Indian Institute of technology, Kanpur.
18. FRP-Steel strengthening of reinforced concrete masonry piers. Vanessa. E. Grillo (Master thesis).University of Florida (2003).
19. New materials for strengthening and seismic upgrading interventions. Antonio Borri,Marco Corradi and Andrea Vignoli. International work shop Ariadne, Czech Republic (2002).
20. Repairing and strengthening for new requirements: Use of mixed technologies. A.Mandara, M.Piazza, P.Perdikaris and C.Shaur.
21. Repair and strengthening of stone masonry (Web site). By Kuldeep S.Virdi, Rossen D. Rashkoff. City University, London.
22. The CAM System for the retrofit of masonry structures. By M.dolce, D.Nigro, F.C.Ponzo. 7th international seminar on seismic isolation, Passive Energy Dissipation and active control of vibrations of structures, October 2-5, 2001.
23. Modeling in plane micro-structure of masonry walls by rigid elements. By Siro Casolo. International Journal of solids and structures (January 2004).
24. Two aspects related to the analysis of masonry structures : size effect and parameter sensitivity. By P.B. Lourenço. Delft University of technology and University of Minho. (November 1997).
25. Computational strategies for masonry structures. By P.B. Lourenço. Delft University Press (1996).

- 26.** Masonry Building Design in Seismic Areas: Recent Experiences and Prospects from an European Standpoint . By Guido Magenes. First European Conference Earthquake Engineering and seismology. 3-8 september 2006 Geneva Switzerland.
- 27.** A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings. A.Brencich, L.Gambrotta and S.Lagomarsino. 11th European Conference on Earthquake Engineering ,1998 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 54 10 982 3.
- 28.** Considerazioni Sulla Modellazione Della Risposta Di Elementi Murari E Di Pareti Ad Azioni Nel Piano.Chap 2. By Guido Magenes. 2002
- 29.** Descrizione Del Metodo SAM E Prime Applicazioni. Chap 3. Guido Magenes.2002.
- 30.** Non linear Seismic Analysis. Laurent Pasticier. Earthquake Engineering And Structural Dynamics.2008 ; 37: 467-485. Published online 9 november 2007 in Wiley Interscience. DOI: 10.1002/epe.770.
- 31.** Dynamics of structures (livre). Ray W.Clough and Joseph Penzien. Third edition. Computer and structures, Inc. 1995 University Ave, Berkely, CA 94704. USA.
- 32.** FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, November 2000.
- 33.** Méthode en déplacement. Pierre Alain Nazé et Al. Association Française du Génie Parasismique. Cahier technique AFPS N° 26. Avril 2006.
- 34.** CSI (Computers and Structures Inc) SAP2000 V10. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Berkeley, California, USA.August 2005.
- 35.** Seismic upgrading of old brick. Marjana Lutman. Earthquake spectra 1996. Issue 3 V12: page 599-622.
- 36.** Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003. Règlement technique règlementaire DTR BC 248.

