

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Thèse de Magister

présentée par

DJAALALI Fouzia

Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Ecole Nationale Polytechnique

Pour obtenir le titre de

MAGISTER

en GENIE CIVIL

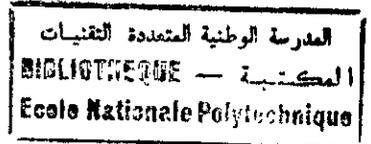
Thème

ETUDE DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES STRUCTURES EN MACONNERIE

Soutenue publiquement le 24 Décembre 1997 devant le jury composé de:

Président	: Mr B. TILIOUINE	Professeur	E.N.P
Rapporteurs	: Mr H. AFRA	Chargé de Recherche	C.G.S
	: Mr M.K. BERRAH	Maître de Conférence	E.N.P
Examineurs	: Mr M. BELAZOUGUI	Maître de Recherche	C.G.S
	Mr M. HAMMOUTENE	Chargé de Cours	E.N.P
	Mr B. BOUTEMEUR	Chargé de Cours	E.N.P

REMERCIEMENTS



En premier lieu, j'adresse mes remerciements à Monsieur Mohamed BELAZOUGUI, directeur du C.G.S, d'avoir bien voulu m'accueillir au sein du centre de recherche, et de bien vouloir examiner ce modeste travail effectué dans son établissement. Qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude et de ma reconnaissance.

Je tiens à remercier mon directeur de thèse Monsieur Hamid AFRA, chargé de recherche au C.G.S pour son aide ses encouragements et ses conseils judicieux.

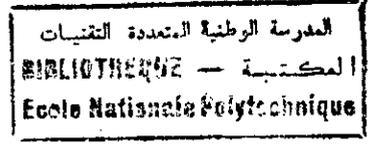
Je remercie également mon codirecteur de thèse Monsieur K. Mounir BERRAH, Maître de conférence et directeur de l'ENP d'avoir toujours été présent, pour sa compréhension et ses conseils qui m'ont été d'une aide précieuse.

Je suis profondément reconnaissante envers les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de présider ou d'examiner ce modeste travail.

Je remercie tous ceux qui de près ou de loin m'ont apporté leur aide pour l'élaboration de ce travail, en particulier, F. Bali et J. Souissi.

Enfin, je tiens plus que tout, à exprimer mes remerciements les plus chaleureux à ma chère famille dont l'amour et les encouragements m'ont été d'un apport sans égal.

DEDICACES



A mes parents, auxquels je dois tout.....

Fouzia

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE 0: INTRODUCTION GENERALE

I PROBLEMATIQUE ET PRINCIPAUX OBJECTIFS.....	1
II ORGANISATION.....	3

PARTIE A: ANALYSE DU COMPORTEMENT ET ETUDE DE LA VULNERABILITE DE STRUCTURES EN MACONNERIE PORTEUSE

INTRODUCTION.....	5
-------------------	---

CHAPITRE I: ANALYSE DU COMPORTEMENT ET MODELISATION DES STRUCTURES EN MACONNERIE PORTEUSE.....	6
---	---

I INTRODUCTION.....	6
---------------------	---

II- ANALYSE DU COMPORTEMENT DES MURS EN MACONNERIE.....	6
---	---

II-1 Fissuration par cisaillement.....	6
--	---

II-2 Fissuration par flexion.....	7
-----------------------------------	---

II-3 Caractéristiques inélastiques.....	7
---	---

II-3-1 Dégradation de résistance.....	7
---------------------------------------	---

II-3-2 Ductilité.....	8
-----------------------	---

III- METHODE DE DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT ET A LA FLEXION.....	9
--	---

III-1 Capacité des murs non armés.....	10
--	----

III-2 Capacité des murs armés.....	12
------------------------------------	----

III-3 Capacité des murs chaînés.....	13
--------------------------------------	----

III-4 Rigidité des murs en maçonnerie.....	14
--	----

IV- MODELISATION ET ANALYSE DES BATIMENTS EN MACONNERIE.....	15
--	----

IV-1 Modèles constitutifs.....	15
--------------------------------	----

IV-1-1 Modèle du trumeau rigide-linteau fissuré.....	16
--	----

IV-1-2- Modèle du trumeau fissuré-linteau rigide.....	16
---	----

IV-1-3- Modélisation par éléments finis.....	16
--	----

IV-2 Modélisation élastique linéaire de bâtiment en maçonnerie.....	17
---	----

IV-2-1 Modèle mathématique.....	17
---------------------------------	----

IV-2-2 Equation de mouvement.....	18
-----------------------------------	----

IV-2-3 Analyse de l'état de contrainte dans l'élément structural.....	19
---	----

V CONCLUSION.....	20
-------------------	----

CHAPITRE II: METHODOLOGIES D'ANALYSE DE LA VULNERABILITE SISMIQUE..... DES STRUCTURES EXISTANTES EN MACONNERIE.....	21
--	----

I- INTRODUCTION.....	21
----------------------	----

II- DEFINITION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE.....	22
--	----

III- METHODES D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE.....	23
--	----

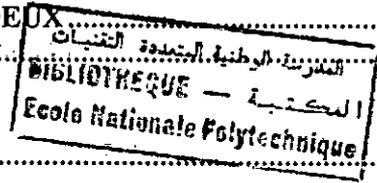
III-1 Méthodes analytiques.....	24
---------------------------------	----

III-1-1 Méthodologie d'IZIUS.....	24
-----------------------------------	----

III-1-2 Methodologie EPM.....	34
-------------------------------	----

IV CONCLUSION.....	41
--------------------	----

CHAPITRE III:ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES DEUX METHODOLOGIES IZIIS ET EPM.....	42
I- INTRODUCTION	42
II- CALCUL DES COEFFICIENTS C_s , C_b	43
III- EXEMPLE D'APPLICATION.....	44
III-1 Description de l'ouvrage	44
III-2 Description du bloc étudié.....	44
III-3 Modélisation de la structure.....	45
III-4 Caractéristiques des matériaux	46
IV- RESULTATS DE L'ANALYSE	46
IV-1 Calcul des coefficients C_b et C_s	49
IV-2 Calcul des coefficients de sécurité de chaque niveau de la structure.....	50
V- INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE	50
VI- CONCLUSION ET PRISE DE DECISION.....	51
VI-1 La Méthodologie EPM	51
VI-2 la Méthodologie IZIIS	52
VI-2-1 Analyse de la réponse dynamique de la structure.....	53
VI-3 Conclusion	58
VII INTRODUCTION DU MODELE BILINEAIRE.....	58
VII-1 Résultats de l'analyse.....	59
VII-2 Interprétation-Conclusion.....	60
VII CONCLUSION.....	61
CONCLUSION.....	62
REFERENCES DE LA PARTIE A	63



**PARTIE B: INVESTIGATION NUMERIQUE ET ESTIMATION DE
L'ENDOMMAGEMENT DES MURS EN MACONNERIE**

INTRODUCTION.....	66
CHAPITRE I: ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT DES MURS EN MACONNERIE ET MODELISATION.PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS.....	67
I INTRODUCTION.....	67
II TRAVAUX ANTERIEURS ET ETAT DE L'ART.....	67
II-1 Comportement en compression de la maçonnerie	67
II-2 Comportement de la maçonnerie sous charges de cisaillement et sous charges diagonales..	70
II-2-1 Sous charges de cisaillement	70
II-2-2 Sous charge diagonales.....	71
II-3 Comportement des murs sous charges latérales	72
II-4 Critères de rupture.....	72
III MODELISATION NUMERIQUES	73
IV MODELISATION DU MUR EN MACONNERIE PAR LA MEF	75
IV-1 Modélisation des éléments de maçonnerie.....	76
IV-2 Modélisation du joint de mortier.....	76
IV-2-1 Modélisation des interfaces.....	76
IV-2-2 Formulation de l'élément de type Goodman.....	80
IV-2-3 Critère de rupture.....	83

maçonnerie présente un comportement très complexe: l'hétérogénéité des matériaux présents et les techniques quasi-artisanales associées à sa production, en font un mode constructif complexe, un matériau très variable, difficile à normaliser et à caractériser.

La plupart des règlements existants simplifient le comportement de la maçonnerie dans le but de fournir des critères pratiques pour l'analyse et le calcul des structures. Ces critères se basent, en général, sur l'utilisation de modèles linéaires qui considèrent la maçonnerie comme un matériau homogène. Etant donné le coût et les difficultés des expériences en laboratoire et les caractéristiques particulières de la maçonnerie, il paraît utile de proposer un modèle numérique permettant d'identifier et d'étudier les variables qui déterminent son comportement. C'est pourquoi, nous nous sommes fixés dans le cadre de cette thèse les deux objectifs principaux suivants:

1 Etudier la vulnérabilité sismique de structures existantes en maçonnerie et ce en utilisant deux méthodologies analytiques, «M-IZIIS» et «M-EPM».

La première, développée à l'institut de génie parasismique et de sismologie, IEEES, de l'université de St Cyril (Skopje, Macedoine) permet d'estimer la vulnérabilité sismique de la structure en maçonnerie en évaluant sa capacité portante en terme d'effort et de déplacement et en analysant le comportement linéaire et non linéaire de la structure modélisée en un système d'oscillateurs à plusieurs degré de liberté, soumis à une sollicitation sismique. Ce qui permet une corrélation entre la demande du séisme (réponse de la structure) et la capacité de la structure en terme de déplacement et de ductilité.

La seconde, développée à l'Ecole Polytechnique de Milan (Italie) et améliorée dans le cadre de ce travail consiste à évaluer la capacité en terme d'effort de la structure et à établir la corrélation entre les résultats de l'analyse capacitaire et ceux donnés par le code parasismique en vigueur et donc estimer le facteur de sécurité de la structure.

Les méthodologies d'analyse de la vulnérabilité sismique de structures en maçonnerie considérées dans le cadre de cette étude permettent d'estimer l'état de résistance et de déplacement de chacun des niveaux de la structure. Toutefois, celles-ci ne permettent pas une analyse du comportement local de chacun des éléments structuraux à savoir l'état de fissuration des murs en maçonneries. C'est pourquoi une investigation numérique du comportement des murs en maçonnerie sous sollicitation planes est nécessaire.

2/ Estimer la vulnérabilité sismique des murs en maçonnerie (éléments poteurs de la structure étudiée) et apporter une contribution dans le domaine de la modélisation de la maçonnerie sous sollicitation plane statique et sismique. Cette contribution consiste en la proposition d'un modèle numérique qui tiendra compte des caractéristiques d'hétérogénéité de la maçonnerie et des différents mécanismes de rupture qui lui sont propres. Pour cela, une approche numérique basée sur la méthode des éléments finis a été adoptée. Le programme de calcul que nous avons élaboré permet d'une part, d'analyser le comportement (état de contrainte et de déformation ainsi que l'état de rupture) linéaire de murs en maçonnerie sous des sollicitations statique dans le plan, d'autre part permet de suivre le processus de rupture sous sollicitation sismique par une analyse linéaire par tronçon (modification des caractéristiques de rigidité dans le temps) du mur. Le modèle proposé permet ainsi d'étudier l'influence des paramètres qui modifient le comportement des murs soumis à des charges latérales. Le modèle permet aussi de considérer séparément les éléments constituant la maçonnerie: le mortier et la brique. Il tient compte, donc, des effets dus à l'existence des joints horizontaux et verticaux. En outre, le modèle permet de caractériser les différents mécanismes de rupture. Il permet d'estimer l'endommagement des murs en considérant deux paramètres de dommages l'un relatif à la rigidité scalaire et l'autre relatif au mode fondamental.

II ORGANISATION

La thèse est organisée en deux parties principales:

La première partie relative à l'estimation de la vulnérabilité sismique des structures existantes en maçonnerie porteuse, se compose de trois chapitres:

Chapitre I: Consiste à présenter une étude bibliographique se rapportant au comportement des bâtiments en maçonnerie sous sollicitation sismique, à la détermination de la capacité des murs en maçonnerie ainsi qu'à la modélisation des structures en maçonnerie porteuse.

Chapitre II: Présente deux méthodologies d'analyse de la vulnérabilité sismique des structures existantes en maçonnerie, à savoir celle d'IZIIS et celle de l'EPM.

Chapitre III: présente une étude comparative entre les deux méthodologies en considérant comme exemple une structure réelle qui rentre dans le cadre des études de la vulnérabilité sismique des bâtiments stratégiques de la capitale (Alger): « bâtiment de Cardiologie -A de l'hôpital Mustapha ».

La deuxième partie relative à l'investigation numérique sur le comportement et à l'estimation de l'endommagement sismique des murs en maçonnerie, se compose de trois chapitres:

Chapitre I: Présente une étude de la bibliographie se rapportant à la modélisation et au comportement de la maçonnerie sous sollicitation de compression de traction et de cisaillement.

Chapitre II: Présente une analyse linéaire sous sollicitations statique des murs en maçonnerie avec étude de l'influence de certains paramètres sur leur comportement.

Chapitre III: Présente une analyse sismique linéaire par tronçon (modification des caractéristiques de rigidité dans le temps) et estimation de l'endommagement des murs en maçonnerie.

Enfin, des conclusions et des suggestions pour des travaux future sont présentées.

PARTIE A:

**ANALYSE DU COMPORTEMENT ET ETUDE
DE LA VULNERABILITE DES STRUCTURES
EN MACONNERIE PORTEUSE**

INTRODUCTION

La première partie de ce travail de recherche portant sur l'étude de la vulnérabilité des structures en maçonnerie porteuse est relative à l'estimation de la vulnérabilité sismique des structures existantes en maçonnerie porteuse, se compose de trois chapitres et consiste à présenter:

- une étude bibliographique se rapportant au comportement des bâtiments en maçonnerie sous sollicitation sismique, à la détermination de la capacité des murs en maçonnerie ainsi qu'à la modélisation des structures en maçonnerie porteuse.

- deux méthodologies d'analyse de la vulnérabilité sismique des structures existantes en maçonnerie.

- une étude comparative entre les deux méthodologies en considérant comme exemple une structure réelle qui rentre dans le cadre des études de la vulnérabilité sismique des bâtiments stratégiques de la capitale (Alger): « bâtiment de Cardiologie -A de l'hôpital Mustapha ».

Une conclusion de cette première partie de notre travail sera présentée.

CHAPITRE I:

**ANALYSE DU COMPORTEMENT ET MODELISATION
DE STRUCTURES EN MACONNERIE PORTEUSE**

CHAPITRE I:

ANALYSE DU COMPORTEMENT ET MODELISATION DES STRUCTURES EN MACONNERIE PORTEUSE

I INTRODUCTION

L'analyse de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie nécessite auparavant une connaissance de leur comportement. C'est pourquoi, dans ce premier chapitre, nous allons essayer de présenter certains aspects qui reflètent le comportement de ce type de structure à savoir, les modes de rupture, la ductilité, la résistance, la capacité portante.....etc qui sont nécessaires à l'analyse de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie portante.

II- ANALYSE DU COMPORTEMENT DES MURS EN MACONNERIE

II-1 Fissuration par cisaillement

Un nombre important de tests statiques a été effectué dans le passé sur des murs porteurs en maçonnerie non armée pour établir ou vérifier les équations analytiques régissant la rupture. L'interaction entre les chargements latéral et axial a fait l'objet d'études par plusieurs chercheurs. La plupart de ces investigations se limitent à l'analyse du comportement des murs en maçonnerie sous chargement statique monotone, plutôt représentatif du vent que du chargement sismique.

Konig et al [1] ont analysé le comportement dynamique sous chargement cyclique de murs en maçonnerie non armée en post fissuration pour établir l'effet du chargement axial et la ductilité sur le mode de rupture de ces derniers lorsqu'ils sont soumis à une force sismique agissant dans leur plan. Ils ont montré que sous faible chargement axial, la fissure passe par le lit des joints en une diagonale à travers le mur; les parties individuelles issues de la fissuration peuvent ainsi glisser l'une sur l'autre en engendrant des déformations relatives importantes associées à une faible dégradation de la résistance en cisaillement avant la rupture globale. Sous chargement axial important, la résistance du lit de joints augmente proportionnellement à ce chargement. Si la contrainte principale locale est supérieure à la résistance caractéristique de traction de l'unité constitutive (pierre, brique...), la fissuration prend place au niveau des unités

résistantes. En conséquence, les parties séparées du mur tendent à glisser en aval le long des fissures diagonales les plus régulières associées à de faibles déformations relatives.

II-2 Fissuration par flexion

En l'absence de forces axiales de compression, les trumeaux dont le rapport hauteur/longueur est important ainsi que les linteaux en maçonnerie non armée ont un comportement élastique linéaire comparable à celui des poutres fragiles pour lesquelles l'apparition de la première fissure coïncide avec la rupture totale. La présence de forces axiales de compression joue un rôle déterminant dans la résistance de ces murs. Ces forces axiales contribuent à la stabilité de l'ensemble au delà de l'apparition de la première fissure due à la flexion. La résistance latérale des trumeaux augmente considérablement par cet effet. En conséquence la capacité portante en zones non fissurées devient le facteur limite de stabilité des trumeaux (et donc du mur).

II-3 Caractéristiques inélastiques

La détermination des caractéristiques inélastiques de l'élément structural soumis à l'excitation sismique constitue l'objet d'étude de nombreux chercheurs. Le comportement inélastique est généralement défini comme étant le comportement au delà de la limite élastique de résistance. Du point de vue conception, le comportement inélastique est extrêmement important vu que la plupart des constructions sont conçues pour résister à des séismes modérés sans atteindre pour cela la limite élastique.

Toutefois, le niveau de dégradation de ces constructions est très significatif lorsqu'elles sont sujettes à des séismes importants. Pour une analyse judicieuse du comportement inélastique, il est nécessaire de procéder à l'expérimentation ou de se baser sur les résultats de tests des murs ayant fait l'objet d'expérience.

II-3-1 Dégradation de résistance

La détérioration de résistance est une perte de capacité (charge utile) d'un élément particulier entre deux cycles successifs de chargement de même amplitude. Cette dégradation dépend du mode de rupture de l'élément testé.

1- Dégradation de la résistance associée au mode de rupture par flexion

Des résultats semblables de la dégradation de charge associée au mode de rupture par flexion ont été obtenus par Meli [2], Priestley et Bridgeman [3] et Priestley [4].

Meli [2] a remarqué que les murs en blocs de béton armé montrent une faible détérioration de charge avant que l'armature n'atteigne sa limite de résistance; une fois cette limite atteinte une dégradation significative de la rigidité est observée sans affecter la résistance de l'élément. Toutefois, pour des déformations importantes, une détérioration remarquable de la capacité portante se produit.

Pour les murs « cantilever », il a constaté le même comportement pour plusieurs cycles d'amplitudes constantes. Cependant, la partie non confinée des murs subit un écrasement progressif qui conduit à une détérioration brusque de la capacité portante.

Priestley et Bridgeman [3] ont remarqué que pour tous les murs à rupture par flexion, une dégradation brusque de charge se produit pour un chargement qui engendrerait un déplacement correspondant à une ductilité importante. Pour ces déplacements, des fissures verticales se développent aux extrémités des murs, les colonnes ainsi isolées subissent des déplacements horizontaux sous l'action combinée de cisaillement et de compression, ceci résultant de la perte d'adhérence. De ce fait l'acier proche de la zone écrasée devient incapable de reprendre les actions latérales, ce qui engendre une augmentation rapide de la dégradation de résistance.

Afin de supprimer la dégradation de charge associée au mécanisme de rupture par flexion, ces auteurs recommandent la mise en place de plaques métalliques très minces au niveau des joints de mortier situés à proximité des bouts comprimés du mur.

2- Dégradation de la résistance associée au mode de rupture par cisaillement

Meli [2] a observé que pour les murs comportant des armatures intérieures et se rompant par cisaillement, l'apparition de fissures diagonales engendrait une détérioration significative de la résistance. L'augmentation des armatures n'améliore pas ce comportement. Priestley [4] a noté que les murs dont le mode de rupture par cisaillement est prédominant présentent une dégradation importante de rigidité initiale et de la capacité portante suite à l'apparition de la fissure diagonale. Des dégradations supplémentaires sont observées à chaque cycle. Il en est de même pour les murs cantilever étudiés par Priestley et Bridgeman [3].

II-3-2 Ductilité

La ductilité est un terme utilisé dans les études expérimentales des structures aux séismes. C'est un indicateur des performances inélastiques des structures. Généralement, la ductilité est définie comme étant le rapport entre le déplacement maximal pour lequel la résistance ultime

est atteinte et le déplacement à la limite élastique. Pour les éléments structuraux en maçonnerie, le concept de ductilité doit être utilisé avec précaution.

D'après les résultats présentés par R.W Clough et R.L Mayes [5], la ductilité est aussi affectée de manière significative par le mode de rupture, la quantité et la répartition des armatures ainsi que de la nature du chargement (monotone ou cyclique). Dans ce qui suit la ductilité des murs sera discutée selon le mode de rupture.

1- Ductilité en mode de rupture par cisaillement

Selon Priestley [4], les rapports de ductilité des murs cantilever testés cycliquement et se rompant par cisaillement varient entre 1 et 2. Pour les tests monotones présentés par Meli [2], ces rapports de ductilité excèdent 1.75.

Il a aussi montré que si la rupture était due à une fissuration diagonale du mur, la ductilité était nettement moins importante que dans le mode de rupture par flexion.

Bien que Priestley et Bridgeman [3] n'aient pas donné de valeurs de ductilité, ils ont affirmé que pour les murs non chargés, la rupture était observée après la formation des fissures diagonales associée à des déplacements horizontaux importants dans la zone fissurée.

2- Ductilité en mode de rupture par flexion

La relation force-déplacement des murs armés cantilevers testés cycliquement par Priestley jusqu'à la limite ultime a montré un rapport de ductilité très important (pouvant varier entre 2 et 4). La perte de la capacité portante a été attribuée à une rupture par compression des extrémités des murs.

III- METHODE DE DETERMINATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT ET A LA FLEXION

La résistance ultime d'un spécimen de mur en maçonnerie est associée à son mode de rupture (rupture par cisaillement et/ou par flexion). Le mode de rupture présentant la plus faible résistance caractérise la résistance ultime de l'élément et régit le mécanisme de rupture de celui-ci.

Plusieurs méthodes d'évaluation ont été présentées chacune d'elles suppose que la résistance est affectée par l'effort normal de compression, la quantité des armatures, la résistance caractéristique du mortier ainsi que la résistance à la traction du mur. Les relations empiriques et théoriques qui permettent l'évaluation de la capacité portante de cisaillement établies par Sinha et Hendry ([70] dans [6]), Mayes et Clough [5], Meli [2] pour ne citer que certains,

présentent différents degrés d'exactitude et sont basées sur les méthodes communément utilisées pour les structures en béton armé.

1- Rupture par flexion

La maçonnerie est supposée capable de reprendre les efforts élastiques. Les fissures dues aux forces de traction se propagent jusqu'à ce que le mur se rompe par écrasement des zones comprimées; la résistance caractéristique à la compression est le paramètre gouvernant la rupture par flexion.

2- Rupture par cisaillement

Elle apparaît lorsque des fissures diagonales suivant le joint de mortier ou passant à travers l'unité résistante (brique ou pierre) se développent dans le mur; des fissures horizontales peuvent aussi apparaître avant que la rupture par cisaillement ait lieu. Dans ce cas la résistance caractéristique à la traction est le paramètre gouvernant la résistance au cisaillement de l'élément structural.

III-1 Capacité des murs non armés

III-1-1 Capacité en flexion

Dans ce cas les fissures qui se développent se propagent jusqu'à ce que le mur se rompe par compression. A cet instant le diagramme des contraintes peut être idéalisé par un diagramme rectangulaire (voir figure A-I-1) dont la résultante est égale à la charge verticale appliquée. En conséquence, l'effort normal ultime, [7] est donné par:

$$N = \alpha_1 \times t f_c \quad (\text{A-I-1})$$

Le moment ultime par rapport à la position de l'axe neutre (A-I-1)

$$M_u = N e_x + N (l/2 - x) = N x/2 (2 - \alpha_1) + N (l/2 - x) \quad (\text{A-I-2})$$

Le moment ultime corrigé par rapport au milieu de la section est donné par:

$$M_u = N \frac{N}{2\alpha_1 t f_c} (2 - \alpha_1) + N \left(\frac{l}{2} - x\right) \quad (\text{A-I-3})$$

$$M_u = \frac{\sigma_o t l'}{2} \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_c}\right) \quad (\text{A-I-4})$$

avec M_u la capacité flexionnelle, σ_o la contrainte de compression verticale moyenne due au chargement vertical ($\sigma_o = N/t$), f_c la résistance caractéristique de compression, t , l , h étant

respectivement l'épaisseur la longueur et la hauteur du mur. α_1 étant égal à 0.85 dans le cas de diagramme rectangle rectangulaire

III-1-2 Capacité de cisaillement

La relation entre la résistance de cisaillement ultime du mur à la rupture qui définit la capacité du mur en cisaillement et la contrainte verticale moyenne peut être exprimée au moyen de la résistance caractéristique de traction du mur par la relation [7]:

$$\tau_u = \frac{f_{wt,k}}{\xi} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_{wc,k}} + 1} \quad (\text{A-I-5})$$

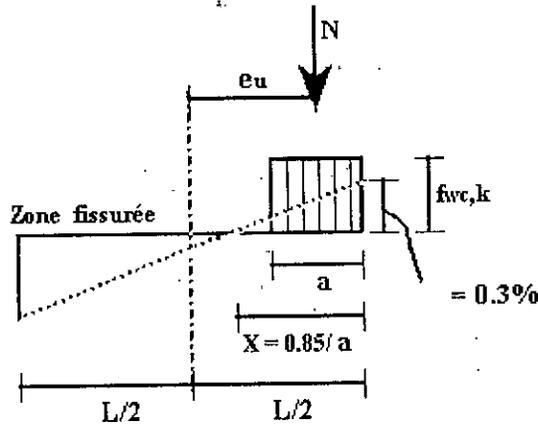


Figure A-I-1: Diagramme contrainte-déformation pour une rupture par flexion de la maçonnerie pure

La capacité de cisaillement finale du mur peut être obtenue en considérant le produit entre la valeur de la contrainte cisaillement finale moyenne et la section transversale horizontale du mur:

$$V_u = A \frac{f_{wt,k}}{\xi} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_{wc,k}} + 1} \quad (\text{A-I-6})$$

où V_u la capacité de cisaillement, τ_u la contrainte de cisaillement moyenne, A la section transversale du mur et ξ le coefficient de distribution des contraintes de cisaillement.

La valeur de " ξ " représente le rapport entre la valeur maximale et moyenne de la contrainte de cisaillement dans la section critique. Cette valeur varie de 1.5 dans le cas de murs élancés (le rapport hauteur/longueur est supérieur à 1.5) à 1.0 dans le cas de murs courts (rapport hauteur/longueur inférieur à 1.0).

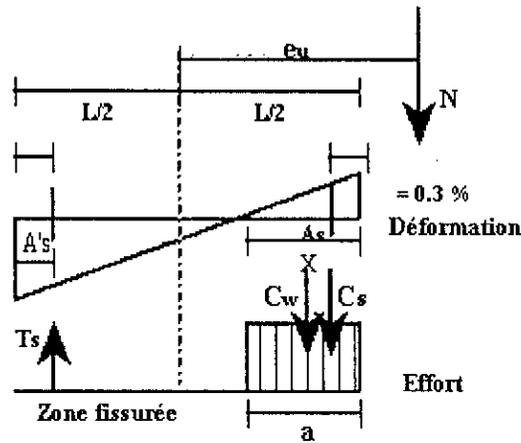


Figure A-I-2: Diagramme contrainte-déformation pour une rupture par flexion de la maçonnerie armée

III-3 Capacité des murs chaînés

III-3-1 Capacité en flexion

En considérant la figure A-I-3, on peut exprimer la résistance à la flexion des murs en maçonnerie chaînée. Cette capacité ultime est le produit de l'effort vertical par l'excentricité ultime e_u des forces verticales $M_u = N e_u$. Dans le cas de section rectangulaire, la valeur de e_u est donnée par:

$$e_u = \frac{0.85 \rho f_{cw,k}}{N} t a (l_s - a/2) + A_{c,c} (n - 1) (l_s - d/2) - X \quad (\text{A-I-11})$$

$$a = \frac{N + A_s t f_{s,y}}{0.85 \rho t f_{cc,k}} - \frac{A_{c,c} (n - 1)}{t} \quad (\text{A-I-12})$$

$$n = f_{wc,k} / 0.85 f_{cc,k} \quad (\text{A-I-13})$$

où a étant la longueur équivalente de la zone comprimée, n le coefficient d'équivalence de la résistance du béton comprimé relative à la résistance de la maçonnerie comprimée, $f_{cc,k}$ la résistance caractéristique du béton comprimé, $f_{wc,k}$ $f_{s,y}$ la contrainte admissible de l'acier, $A_{c,c}$ la section transversale de la colonne comprimée, A_{st} la section transversale de l'acier tendue, t l'épaisseur du mur, d la longueur du potelet, l_p la longueur du mur, l_s le bras de levier ou la longueur utile, ρ le coefficient de stabilité.

III-3-2 Capacité de cisaillement

La capacité de cisaillement d'un mur en maçonnerie chaînée est définie lorsque des fissures diagonales apparaissent. Elle est exprimée par la relation:

$$V_u = t l f_{wc,k} \left[\frac{h}{2l} + \sqrt{(h/2l)^2 + \frac{N}{A_{eqv} f_{wt,k}} + 1} \right] \quad (A-I-14)$$

avec V_u la capacité de cisaillement, l_d la longueur équivalente ($l_d = l + 4 d$) et A_{eqv} la section transversale équivalente du mur ($A_{eqv} = t.l_d$).

III-4 Rigidite des murs en maçonnerie

La rigidité élastique initiale des murs en maçonnerie a été déterminée expérimentalement; plusieurs chercheurs ont affirmé que cette rigidité dépendait en premier lieu des caractéristiques du matériau (module de Young E et module de cisaillement G), des dimensions ainsi que des conditions d'appuis de ces murs, et en second lieu du mode de rupture de l'élément structural. La rigidité élastique initiale est donnée par la relation A-I-10:

$$K = \frac{G}{1.2h} \frac{1}{1 + \alpha \frac{G}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^2} \quad (A-I-15)$$

où α : 0.83 dans le cas de murs bi-encastés

α : 3.33 dans le cas de murs cantilever (encastés à la base et libres au sommet)

α est défini [8] comme étant le rapport entre la rigidité théorique élastique latérale d'un poteau et la rigidité sécante expérimentale

Cette rigidité initiale demeure constante tant que l'élément structural est en phase élastique. Elle subit des dégradations dans le domaine post élastique. La loi de comportement de cette dégradation est directement liée aux hypothèses ainsi qu'aux modèles mathématiques adoptés

[8].

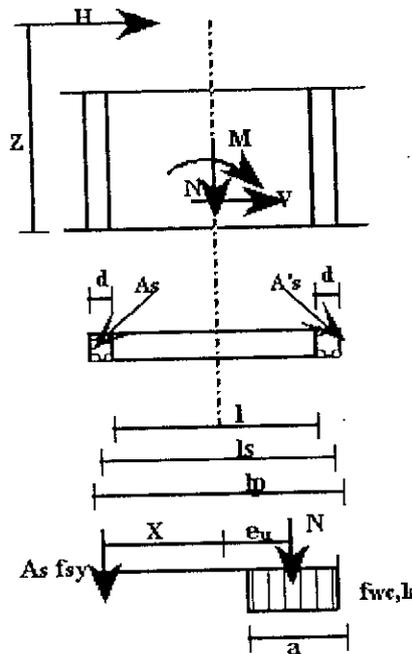


Figure A-I-3: Diagramme contrainte-déformation pour une rupture par flexion de la maçonnerie chaînée

IV- MODELISATION ET ANALYSE DES BATIMENTS EN MACONNERIE

IV-1 Modèles constitutifs

La compréhension du modèle constitutif caractérisant le comportement sismique de la maçonnerie en considérant sa nature hétérogène associée aux interactions complexes inhérentes au "mortier-brique" et aux dispositions constructives reste difficile.

Mengi, Sucuoglu et McNiven [9] ont établi des modèles constitutifs permettant l'analyse linéaire de la réponse en plan. Leurs investigations ont permis d'affirmer que les modèles mixtes et les modèles du module équivalent sont coûteux et difficiles à exploiter et recommandent l'utilisation de modèles isotropes et symétriques. Par ailleurs, Mengi et McNiven [10] ont proposé un modèle linéaire équivalent qui tient compte de la non linéarité par une variation directe du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement [8].

Un modèle hystérétique applicable aux murs non armés a été proposé par Benedetti et Benzoni [11]; le modèle a été établi par superposition de trois courbes bilinéaires hystérétiques représentant la relation contrainte-déformation des éléments, en maçonnerie testés. Les paramètres décrivant l'enveloppe hystérétique ont été calibrés en se basant sur les résultats expérimentaux.

IV-1-1 Modèle du trumeau rigide-linteau fissuré

Dans ce modèle, on suppose que les linteaux se fissurent sous faibles intensités de chargement, la résistance vis-à-vis des charges latérales est assurée uniquement par les trumeaux; cette approche n'est pas différente de celle recommandée par certains chercheurs pour l'analyse des murs en maçonnerie armés qui présentent un grand nombre d'ouvertures. Si les linteaux sont peu profonds ou mal reliés aux trumeaux, il est supposé que la structure a atteint son état de fissuration, on néglige ainsi le large potentiel de déformation et de résistance de celle-ci avant ce stade.

IV-1-2- Modèle du trumeau fissuré-linteau rigide

Si le linteau est profond et/ou de faible longueur, le trumeau se rompt en premier suite à l'apparition de fissures dues à un dépassement de la résistance en flexion, en cisaillement (traction diagonale) ou par écrasement de la zone comprimée. Les équations constitutives des matériaux sont généralement utilisées pour définir le critère de rupture par cisaillement qui est directement relié à la résistance en traction diagonale de l'élément structural. Cette approche suppose implicitement que la résistance en cisaillement est à l'origine de l'apparition de la première fissure. Ceci ne constitue pas une condition d'apparition des fissures par flexion; des équations ont été proposées par ABK [12] (méthodologie établie en 1980 par la collaboration de trois firmes d'engineering Américaines, Agbabia, Barnes et Kariotis) et Priestley [4], pour évaluer la résistance ultime en flexion des trumeaux fissurés mais n'ayant pas encore atteint leur capacité ultime en cisaillement.

D'autres auteurs suggèrent que la résistance à la compression aux extrémités des murs fissurés par flexion est atteinte avant l'apparition des fissures dues aux moments de renversements ou à la traction diagonale qui peuvent engendrer la rupture par basculement et par cisaillement.

IV-1-3- Modélisation par éléments finis

L'analyse du comportement élastique linéaire par la méthode des éléments finis (M.E.F) permet d'établir l'état de contrainte des structures en maçonnerie non armées. L'analyse élastique linéaire permet d'évaluer le mode de rupture, la capacité élastique, les fréquences naturelles de vibrations, les modes propres ainsi que les facteurs de participation modaux pour les bâtiments en maçonnerie à l'état non fissuré. Vu les limites de l'approche linéaire, certains chercheurs se sont penchés sur l'analyse non linéaire à l'état fissuré par la MEF pour étudier le comportement sismique à l'état ultime des structures; en effet deux nouvelles formulations

traitant la fissuration "concentrée" et la fissuration "répartie" ont été établies par Chiostini et Vignoli [13] il est important de signaler qu'il est nécessaire d'identifier la fiabilité et le domaine d'application de ces modèles. Par ailleurs, vu l'hétérogénéité du matériau il est nécessaire de tenir compte des effets de l'interaction entre l'élément résistant (brique ou pierre) et le joint (mortier) pour une analyse correcte des murs en maçonnerie. Il est évident que pour tenir compte de cette interaction il est nécessaire de considérer des éléments d'interface qui tiennent compte des effets de glissement et de décollement (contraintes de cisaillement t et normales s) [14] ou d'assimiler le mur au modèle "du module équivalent" proposé par McNiven et Mengi [8] qui tient compte de l'hétérogénéité du matériau et permet donc l'analyse en plan du comportement linéaire des murs en maçonnerie. Notons que le traitement de la maçonnerie par la MEF sera considéré ultérieurement.

IV-2 Modélisation élastique linéaire de bâtiment en maçonnerie

Selon A. S. Arya et al [15] il est possible d'analyser la réponse sismique des bâtiments en brique à plusieurs étages en considérant un certain nombre de variables qui représentent les propriétés physiques du système structural. On peut donc considérer le nombre d'étages, l'épaisseur des murs qui varie en élévation ainsi que la valeur du pourcentage d'amortissement critique (5 à 15%) [11].

La structure étudiée est modélisée par un oscillateur à plusieurs degrés (figure A-I-4) de liberté où la masse des différents niveaux est concentrée à chaque étage et le plancher est assimilé à un diaphragme rigide. Deux ou plusieurs niveaux d'accélération du sol peuvent être choisis pour l'évaluation de la réponse sismique du bâtiment.

IV-2-1 Modèle mathématique

Les éléments non structuraux ne sont pas pris en considération car ils ne contribuent pas à la résistance de l'ensemble. Les hypothèses à considérer sont:

- 1- le matériau est supposé élastique, homogène; les déformations qui se développent ne doivent pas engendrer des fissurations dans les murs
- 2- le bâtiment est soumis à une seule composante de l'action sismique
- 3- la vibration latérale conduit à un comportement en cisaillement des murs:
 - les déformations axiales dans les trumeaux sont relativement faibles comparées à celles engendrées par la flexion et le cisaillement

- les déplacements latéraux au sommet des trumeaux sont égaux; cette dernière hypothèse est basée sur les observations faites par Chandra et Thakkar suite au séisme de 1970 en Turquie.

4- seuls les murs pour lesquels l'action sismique agit parallèlement à leur plan contribuent à la résistance

5- l'amortissement entre les différents niveaux est de type visqueux, la valeur du coefficient d'amortissement du matériau constitutif selon certains auteurs, Benedetti et Benzoni [11] (4%-12 %), Prawel et Lee ([55] et [56] dans [6]) (4%-13 %), dépend aussi bien de la qualité que du taux de déformation du mortier.

6- afin de permettre une modélisation simple, le bâtiment est supposé symétrique par rapport à ses axes principaux, toutefois les effets de torsion sont évalués et ajoutés dans le cas de structure non symétrique.

7- un seul degré de liberté est à considérer.

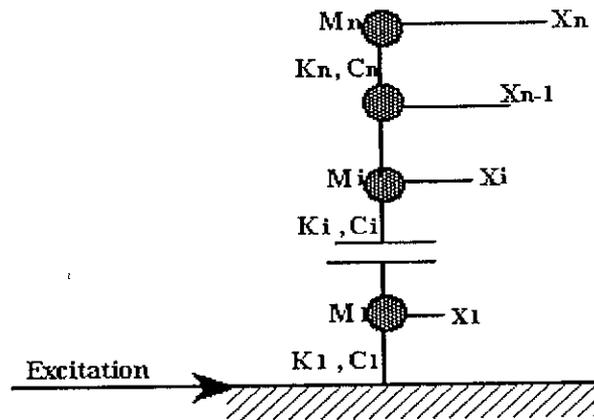


Figure A-I-4: Structure modélisée en un oscillateur à plusieurs degrés de liberté

IV-2-2 Equation de mouvement

l'équation de mouvement du système à plusieurs degrés de liberté soumis à l'action sismique

$$[M]\{\ddot{Z}\} + [C]\{\dot{Z}\} + [K]\{Z\} = -[M]\{1\}\ddot{Y}(t) \quad (\text{A-I-16})$$

où $[M]$, $[C]$, $[K]$ sont respectivement la matrice de masse (diagonale), d'amortissement visqueux et de rigidité (tridiagonale); $\{Z\}$ le vecteur déplacement relatif de la masse par rapport au déplacement du sol $Y(t)$. La rigidité de l'étage est:

$$K_{st} = \sum_{i=1}^{N_m} \sum_{j=1}^{N_{em}} K_{ij} \quad (\text{A-I-17})$$

où N_m le nombre total de mur au niveau considéré, N_{em} le nombre d'élément dans un mur (trumeaux), K_{ij} la rigidité latérale de l'élément structural en considérant l'effet de cisaillement et de flexion.

l'équation (A-I-11) représente l'équation différentielle linéaire couplée du second ordre régissant le comportement élastique linéaire dynamique du bâtiment; le découplage du système amorti nécessite l'introduction de la coordonnée normale β et l'hypothèse d'amortissement proportionnel.

$\{Z\} = [\phi]\{b\}$; où $[\phi]$ représente la matrice modale du système non amorti. L'équation relative au mode r s'écrit:

$$\ddot{\beta}_r + 2\xi_r \omega_r \dot{\beta}_r + \omega_r^2 \beta_r = -Q_r \ddot{Y} \quad (\text{A-I-18})$$

La solution peut être obtenue par intégration directe de l'équation de Duhamel:

$$\beta_r = \frac{Q_r}{\omega_d} \int \ddot{Y}(\tau) \exp\{-\omega_r \xi_r (t - \tau)\} \sin \omega_d (t - \tau) d\tau \quad (\text{A-I-19})$$

$\omega_r \xi_r$ étant la pulsation naturelle et le pourcentage d'amortissement critique relatif au mode r ;

Q_r , ω_d sont respectivement le facteur de participation du mode r et la pulsation amortie.

Le déplacement relatif pour chaque mode est obtenu par superposition modale:

$$\{Z\} = \sum_{r=1}^N \{\phi_r\} \{\beta_r\} \quad (\text{A-I-20})$$

où $\{\phi_r\}$ représente le vecteur colonne de la matrice modale $[\phi]$ et N le nombre de mode considérés dans l'analyse

IV-2-3 Analyse de l'état de contrainte dans l'élément structural

Ayant pour chaque mode la valeur absolue de l'accélération des différents niveaux de la structure, l'effort latéral est calculé en considérant le produit de l'accélération par la masse du niveau; l'effort résultant à chaque instant est obtenu par superposition des effets relatifs à chaque mode. Pour des structures non symétriques, le moment de torsion est calculé par des procédures classiques; l'effort latéral de translation et de rotation pour chaque mur est évalué et distribué à ces derniers proportionnellement à leurs rigidités. L'état de contrainte de chaque élément structural peut être évaluée en utilisant la méthode proposée par A. S. Araya dans [15] ou par la méthode des éléments finis après modélisation. Les contraintes maximales induites

par l'action sismique sont comparées à la capacité offerte par la structure ce qui nous permet d'estimer le niveau de sécurité de celle-ci.

V CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de passer en revue d'une part certains aspects du comportement des structures en maçonnerie à savoir leurs comportement vis-à-vis des actions latérales, leurs capacité de résistance et de déformation

La détermination de la résistance ultime d'un élément porteur (mur en maçonnerie), définie comme étant sa capacité, est associée à son mode de rupture (rupture par cisaillement/par flexion). Le mode de rupture présentant la plus faible résistance caractérise la résistance ultime de l'élément porteur et régit le mécanisme de rupture de celui-ci.

Les méthodes d'évaluation de la capacité portante (au cisaillement et à la flexion) présentées permettent de noter que la résistance est affectée par l'effort normal de compression, la quantité d'armature, la résistance caractéristique du mortier ainsi que la résistance à la traction.

Par ailleurs, les structures en maçonnerie porteuse présentent en général des formes régulières et peuvent être assimilées à des boîtes rigides. C'est pourquoi, la modélisation de ces structures par des oscillateurs à plusieurs degrés de liberté est possible.

Il est important de noter à ce stade que l'évaluation de la capacité portante et la modélisation constituent des phases importantes dans l'analyse de la vulnérabilité des structures en maçonnerie qui est traitée dans la chapitre suivant.

CHAPITRE II:

**METHODOLOGIES D'ANALYSE DE LA
VULNERABILITE SISMIQUE DES
STRUCTURES EXISTANTES EN MACONNERIE**

CHAPITRE II:

METHODOLOGIES D'ANALYSE DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES STRUCTURES EXISTANTES EN MACONNERIE

I- INTRODUCTION

Les monuments historiques représentent des structures à valeur architecturale, archéologique, culturelle, et historique inestimable. Il en est de même pour les édifices stratégiques qui doivent rester opérationnels en toutes situations. Etant construits en zones sismiques actives, la plupart des constructions sont soumises à un risque sismique permanent. Leur système structural est constitué de murs porteurs en pierre ou en brique, et les expertises faites ont prouvé qu'ils présentaient un système structural fortement vulnérable à l'action sismique.

Les constructions en maçonnerie existent en grand nombre aussi bien en zone rurale qu'urbaine; leurs murs porteurs sont caractérisés par une résistance élevée à la compression, une résistance insuffisante à la traction et au cisaillement, une faible ductilité ainsi qu'une faible liaison entre murs porteurs. L'absence de liaison ainsi que la faible résistance en traction et en cisaillement des murs porteurs ont fait que ces constructions sont incapables de reprendre les efforts horizontaux induits par le séisme.

Pour rassembler les conditions nécessaires à une analyse rigoureuse de la vulnérabilité sismique des structures existantes, il est nécessaire d'avoir une idée des caractéristiques de déformation, de portance des murs sous chargements combinés (verticaux et horizontaux), et d'établir leurs lois de comportement.

Il est important de noter que le choix du niveau d'aléa sismique pour l'analyse de la résistance de la structure constitue en soi un point crucial de l'analyse; en effet il n'est pas aisé de connaître la probabilité d'occurrence d'un séisme de magnitude donnée. La figure A-II-1 permet de regrouper les paramètres nécessaires pour une analyse judicieuse de la vulnérabilité sismique.

II- DEFINITION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE

La définition de la vulnérabilité sismique d'une structure varie d'un auteur à un autre. En effet, Ambraseys ([21] dans [16]) la définit comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude...) à une construction donnée ainsi qu'à l'assise. En d'autres termes, c'est une mesure des proportions perdues suite à un séisme donné, c'est aussi une mesure du pourcentage d'endommagement relatif à chaque élément structural de manière globale exprimée dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité»(perte totale de l'élément).

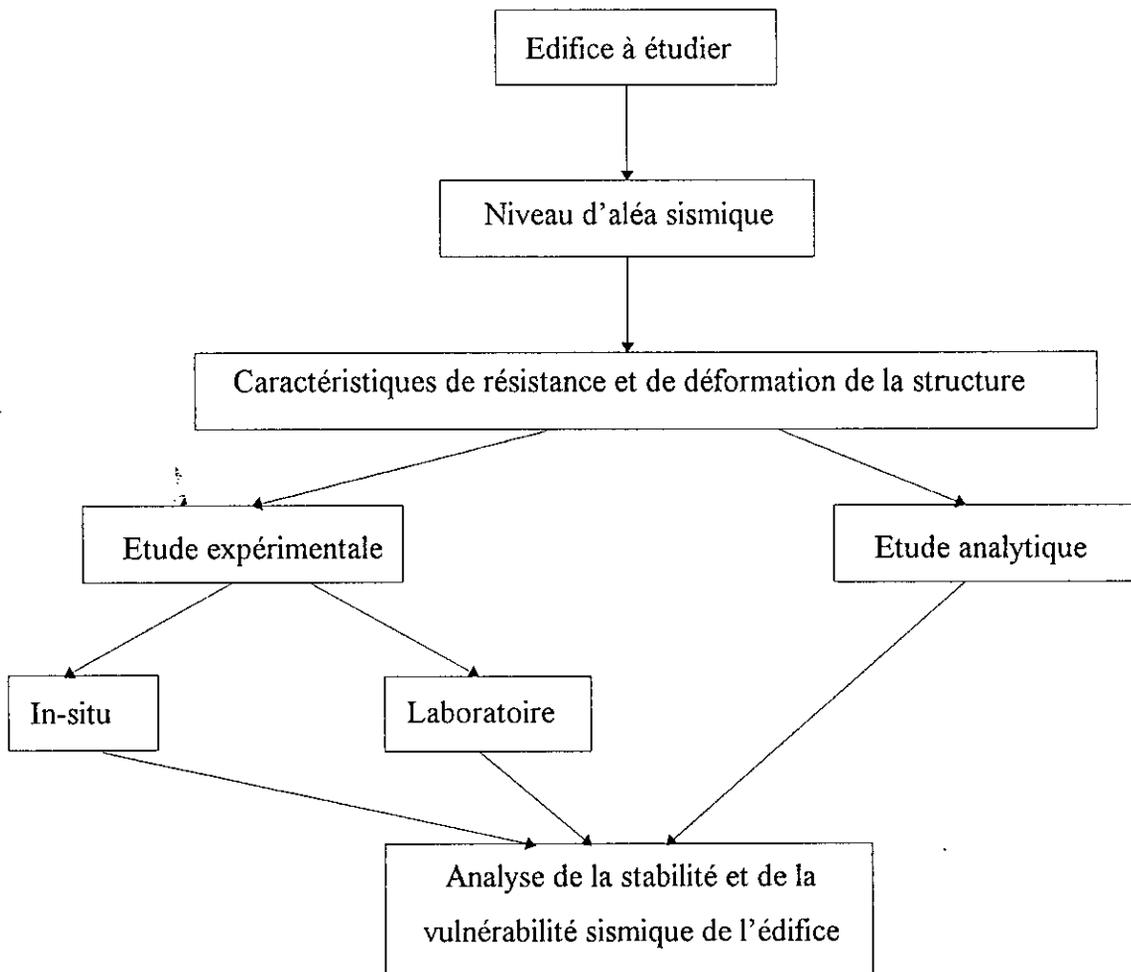


Figure A-II-1: Etude de la vulnérabilité sismique

Selon Sandi [17], il est nécessaire de faire une distinction entre la vulnérabilité observée V_o et la vulnérabilité prédite V_p . La vulnérabilité observée est évaluée à partir de l'observation de l'effet du séisme sur une construction. En revanche, la vulnérabilité prédite est estimée à partir de la prédiction de l'effet qu'induirait un séisme futur sur une construction. Elle est en fait

basée sur l'analyse du comportement de celle-ci en tenant compte des caractéristiques propres de la structure. La vulnérabilité observée sous-entend endommagement; les catastrophes sismiques offrent un champ d'observation pour les chercheurs, leur permettant ainsi de développer des relations empiriques. Ces dernières sont nécessaires dans le cas où l'on étudie une vulnérabilité d'ensemble (une "population de bâtiments") ou dans le cas où les caractéristiques des matériaux constitutifs ainsi que les règles de conception et de construction sont mal connues pour les structures existantes.

Selon Madelaigne [18], Nocevski [19], Petrovski et Milutinovic [20] une définition plus large de la notion de "vulnérabilité" peut être adoptée. Pour exprimer la vulnérabilité d'une construction on doit tenir compte: des caractéristiques intrinsèques de celle-ci (capacité, déformation, caractéristiques des matériaux...), d'un ou plusieurs paramètres relatifs au séisme (intensité, magnitude...), ainsi que faire appel à une échelle d'endommagement.

Définition 1: La vulnérabilité, [19], est le degré de perte occasionnée à un élément ou à un ensemble d'éléments soumis à une probabilité donnée d'occurrence d'un phénomène naturel de magnitude donnée.

Définition 2: La vulnérabilité d'un type de bâtiment, [18]: degré d'endommagement résultant des mouvements du sol ayant des caractéristiques spécifiques.

Définition 3: La vulnérabilité observée, [18]: reliée à différentes classes de bâtiments. Distribution statistique des degrés de dommage en fonction de l'intensité MSK établie après séisme et analyse statistique pour quelques types de bâtiments ou structures.

Définition 4: La vulnérabilité prévue établie à partir de l'analyse du bâtiment, les résultats sont exprimés en termes probabilistes, [20], ([17] dans [17]).

III- METHODES D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE

Il existe deux approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique, l'approche probabiliste et l'approche déterministe. Si l'on exclue de parler de l'approche probabiliste, il existe deux méthodes: dans l'approche déterministe: la méthode analytique et la méthode empirique dont chacune convient à un certain nombre de situations. Celles-ci peuvent être regroupées en trois cas possibles:

1/ On dispose d'un nombre quelconque de bâtiments (1 à N), appartenant ou non au même type de la classification, pour lesquels on dispose de moyens d'analyse réduits, tout juste suffisants pour déterminer le type. Dans ce cas une méthode empirique [18] basée sur l'identification du type de bâtiment à analyser est appropriée pour l'analyse de la vulnérabilité de cette population.

2/ On dispose d'un nombre de bâtiments du même type (1 à N) (l'identification du type ayant été faite au cours d'un inventaire systématique); de plus on a la possibilité d'effectuer les observations et les mesures nécessaires à la détermination du niveau de conformité aux règles de construction. Dans ce cas la méthode empirique [18] basée sur la détermination du niveau de conformité aux règles en vigueur est souhaitable.

3/ pour un bâtiment particulier pour lequel on a la possibilité d'effectuer toutes les mesures nécessaires, ou pour lequel on possède tous les détails d'exécution nécessaires aux calculs de vérification de la résistance, une méthode analytique doit être utilisée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique de cette construction.

A ce stade de notre travail nous allons essayer de résumer les deux méthodes analytiques qu'il nous a été possible d'étudier et de mettre en oeuvre. Ces dernières permettent une étude objective de la vulnérabilité sismique des constructions existantes en maçonnerie. La vulnérabilité est alors définie comme étant l'effet qu'aurait un séisme sur une construction, estimé suite à une analyse du comportement de celle-ci en tenant compte de ses caractéristiques intrinsèques (capacité, déformation, caractéristiques des matériaux..).

III-1 Méthodes analytiques

III-1-1 Méthodologie d'IZIIS

Cette méthode, [21], [22], a été élaborée à l'institut d'engineering et de séismologie (institut IZIIS en Macedoine) et adoptée dans le règlement parasismique de l'ex-Yougoslavie. Elle permet d'estimer la vulnérabilité sismique des structures en se basant sur une évaluation de la capacité portante en terme d'effort et de déplacement ainsi que sur l'analyse du comportement linéaire et non-linéaire de celle-ci lorsqu'elle est soumise à une sollicitation sismique. En d'autres termes, elle est basée sur une comparaison entre "l'offre" de la structure et la "demande" du séisme, en terme de déplacement et de ductilité. De ce fait, la structure sera

dite fortement vulnérable si la demande est nettement supérieure à l'offre; vulnérable si la demande est égale à l'offre; non vulnérable si l'offre excède la demande.

1- Loi de comportement adoptée

L'analyse du comportement non linéaire des structures est un domaine de recherche très vaste et en particulier celui des structures en maçonnerie qui présentent un comportement complexe. L'analyse nécessite une connaissance de la loi de comportement de l'élément structural. En effet, bien que la maçonnerie soit considérée comme matériau structural fragile, les résultats de tests effectués par Page [23], Mengi et McNiven, König et al [24] et récemment par Maghes et Calvi [25] et Abrams [26], ont montré qu'un certain degré de ductilité a été observé lorsque l'élément structural étant soumis à une sollicitation combinée de charges verticales et horizontales cycliques. La courbe enveloppe des boucles d'hystérésis obtenue expérimentalement est idéalisée par une courbe bilinéaire classique représentant les caractéristiques de résistance et de déformation ainsi que la détérioration de la rigidité de l'élément structural. Ce diagramme bilinéaire est caractérisé par deux points limites (voir Fig A-II-2):

- le point "Y" représente la limite inférieure et caractérise l'état limite du comportement élastique linéaire;
- le point "U" représente la limite supérieure et caractérise l'état ultime de déformation i.e limite au delà de laquelle on observe la ruine de l'élément structural
- la rigidité entre le point "O" et le point "Y" représente la rigidité élastique initiale de l'élément. L'effet de détérioration de la rigidité est considéré au delà de la limite élastique; les déformations que subit l'élément entre les deux états limites découlent de la capacité de celui-ci à développer des déformations post-élastiques sans se rompre. On définit ainsi le facteur de ductilité comme étant le rapport entre le déplacement à la rupture et celui à la limite élastique idéalisée:

$$\mu = \delta_{\max} / \delta_y \quad (\text{A-II-1})$$

Notons que la valeur du facteur de ductilité μ est directement liée au mode de rupture de l'élément structural (rupture par cisaillement ou par flexion) déjà définie au chapitre I (analyse du comportement et modélisation).

2- Etapes de la méthodologie

Nous présentons ici les différentes étapes de la méthodologie pour l'analyse de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie, ainsi que quelques remarques concernant ces étapes.

Nous pouvons décrire la mise en oeuvre de cette méthodologie à travers six grandes étapes:

Première étape

Elle consiste à fixer des niveaux d'aléa sismique et la définition des paramètres relatifs aux sites et d'en déduire les critères de sécurité relatifs aux constructions.

L'analyse de l'aléa sismique doit être effectuée sur la base de la sismicité historique de la région, compte tenu du zonage et de la loi d'atténuation. Les paramètres suivants ont été fixés pour la région d'Alger:

- Séisme modéré: l'accélération maximale au niveau du substratum rocheux pour une période de retour de 100 ans est prise égale à 0.15g
- Séisme majeur: l'accélération maximale au niveau du substratum rocheux pour une période de retour de 500 ans est prise égale à 0.25g; compte tenu des niveaux de séisme définis précédemment, deux niveaux de sécurité sont déduits:

1^{er} niveau de sécurité: Relatif à un séisme modéré,

- les structures doivent avoir un comportement élastique linéaire,
- une dissipation de l'énergie par déformations linéaires,
- aucune détérioration au niveau de la rigidité et donc aucun endommagement des éléments structuraux,
- permettre de légers dégâts dans les éléments non structuraux et par conséquent pouvoir réutiliser la construction sans aucune réparation.

Les critères de déformation et de capacité sont:

- déformation inter-étage:
 - * déformations maximales admises $\Delta = h / (500 \text{ à } 700)$
 - capacité:
 - * portance: le moment fléchissant et l'effort tranchant résistants doivent rester supérieurs à ceux requis pour la structure
 - * demande en ductilité: $\mu = [\delta_{req} / \Delta_y] < 0.8 \text{ à } 1.0$
- avec δ_{req} étant le déplacement requis et Δ_y étant le déplacement à la limite élastique

2^{eme} niveau de sécurité: Relatif à un séisme majeur, le comportement de la structure présente les caractéristiques suivantes:

- comportement non linéaire des éléments structuraux
- dissipation d'énergie par des déformations non linéaires
- aucun effondrement des éléments structuraux
- niveau d'endommagement acceptable pour les éléments non structuraux
- les dommages sont réparables et le bâtiment peut être réutilisé après inspection.

Les critères de déformation et de capacité sont:

- déformation inter-étage:
 - * déformation maximale admise: $D = h / (250 \text{ à } 300)$
- capacité:
 - * demande en ductilité: $1.0 < \mu = [\delta_{req} / \Delta_y] < 1.5$

Deuxième étape

Les structures des bâtiments sont analysées sur la base des données existantes, ces données sont:

- catégorie du bâtiment, sa fonction;
- plans architecturaux et d'exécution, notes de calcul de l'ouvrage;
- date de réalisation du bâtiment et code en vigueur à l'époque;
- détermination du système structural;
- estimation de la qualité des matériaux utilisés;
- changements intervenus dans le système structural; inspection du bâtiment et relevé des dommages, fissures, déformations...

Ces données sont nécessaires pour préparer les étapes suivantes

Notons qu'une prise de décision sur la base de l'analyse préliminaire doit être formulée pour évaluer l'état de résistance du bâtiment dans le cas d'un éventuel séisme.

Troisième étape

A cette étape, on procède à une analyse de la structure conformément au code parasismique en vigueur. Cette analyse permet d'établir une corrélation entre l'analyse selon le code et l'étude initiale obtenue par la collecte des données (étape 2). Pour plusieurs raisons, la conception des structures en murs de maçonnerie porteurs est abandonnée presque totalement en Algérie surtout dans les zones sismiques pour être remplacée dans la plupart des cas par les structures poteaux-poutres ou voiles en béton armé. De ce fait, il est difficile voire impossible de rencontrer des structures en maçonneries conçues conformément à un code parasismique.

Pour la plupart de ces constructions on ne peut collecter des notes de calculs ou des plans d'exécution originaux ce qui nous permet de dire que pour ces structures la corrélation entre l'étude initiale et l'analyse selon le code actuel est impossible à établir et par conséquent une étude capacitaire est à envisager dans la plupart des cas de figure.

Quatrième étape:

Elle consiste à analyser la capacité en force et en déformation des éléments structuraux à l'état élastique et post-élastique afin d'établir la loi de comportement (loi bilinéaire) de chacun d'eux; ce type d'approche fait appel aux concepts de l'analyse aux états ultimes; cette loi de comportement est déterminée aussi bien pour les éléments porteurs que pour l'ensemble des éléments d'un niveau donné de la construction et selon la direction considérée. Le diagramme représentant cette loi de comportement est caractérisé par deux états limites dont la détermination des points correspondant dans le diagramme "Y" de coordonnée (Δ_y, H_y) et "U" de coordonnée (Δ_u, H_u) se base sur une évaluation de la capacité en cisaillement et en flexion du mur. Les équations permettant ce calcul ont été établies expérimentalement et sont données au chapitre I.

les résultats ainsi obtenus serviront comme données pour l'élaboration du modèle mathématique utilisé dans l'analyse dynamique destinée à étudier les effets réels des séismes sur les structures. Une évaluation des facteurs de sécurité pour chacun des états limites (élastique, ultime) est à envisager. Conformément au règlement parasismique en vigueur, ce facteur permet d'évaluer le niveau de sécurité de la construction.

Soit une structure en maçonnerie constituée de N niveaux, dont chacun est constitué de M murs disposés selon un schéma donné.

Le problème qui se pose est d'évaluer la loi de comportement et d'estimer le facteur de sécurité relatif à chaque élément et par conséquent à chaque niveau de la structure. Afin de répondre à cette question il est nécessaire de suivre la séquences suivantes:

Pour chaque niveau et pour chaque élément structural:

- 1/ Calculer :
- Capacité en Flexion : M_u
 - Capacité de Cisaillement : H_u
 - Rigidité Initiale : K

2/ Evaluer l'effort tranchant Q_u engendré par la capacité en flexion:

$$Q_{Mu} = 2.M_u / h \quad \text{Si le mur est bi-encasté}$$

$$Q_{Mu} = M_u / h \quad \text{Si c'est un mur cantilever}$$

3/ Mode de rupture :soit,

$$Q = \text{Inf}(Q_{Mu}, H_u) \quad (\text{A-II-2})$$

- Si $Q = H_u$, rupture par cisaillement: la capacité limite en résistance Q_y est donnée par la capacité en cisaillement H_u et la capacité ultime en résistance Q_u est donnée par la capacité en flexion Q_{Mu} de l'élément. On note:

$$Q_y \longrightarrow H_u; \quad Q_u \longrightarrow Q_{Mu} \quad (\text{A-II-3})$$

- Si $Q = Q_{Mu}$, rupture par flexion: la capacité limite en résistance Q_y est donnée par la capacité en flexion Q_{Mu} alors que la capacité ultime en résistance Q_u est donnée par la capacité en cisaillement H_u de l'élément. On note:

$$Q_y \longrightarrow Q_{Mu}; \quad Q_u \longrightarrow H_u \quad (\text{A-II-4})$$

4/ Evaluation des déplacements aux états limites

- calcul du déplacement limite Δ_y : $\Delta_y = Q_y / K_i$

- calcul du déplacement ultime Δ_u : $\Delta_u = \mu_s \cdot \Delta_y$ *si rupture par cisaillement;*

$\Delta_u = \mu_b \cdot \Delta_y$ *si rupture par flexion.*

avec μ_b et μ_s représentent respectivement la ductilité du mur relatif aux modes de rupture par flexion et par cisaillement. Les valeurs de ductilité, [21], [22], sont fonction du type de mur utilisé (mur en maçonnerie non armé, mur confiné, mur armé, etc...). Pour des murs en maçonnerie non renforcés la valeur de la ductilité dans le cas d'une rupture par cisaillement est de 1,2. Dans le cas de rupture par flexion du mur en maçonnerie la valeur de la ductilité est de 1,5.

5/ Idéalisation du diagramme (Q- Δ) en diagramme bilinéaire (figure A-II-2)

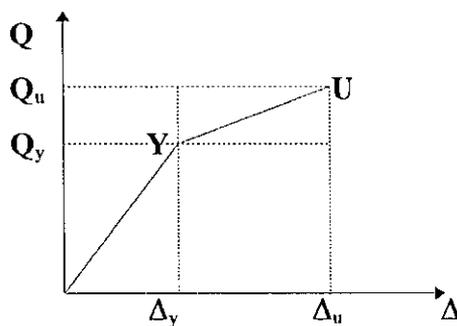


Figure A-II-2 Loi de comportement bilinéaire de l'élément structural

Les coordonnées des points "Y" et "U" sont: "Y" (Δ_y, Q_y)

"U" (Δ_u, Q_u)

6/ loi de comportement du niveau I

Ayant la loi de comportement ($Q-\Delta$) de chaque élément structural, la loi de comportement associée au niveau I, est obtenue par superposition des contributions résistantes de chaque élément porteur; le diagramme est à son tour idéalisé en une loi bilinéaire où la limite inférieure (limite élastique) correspond à la limite élastique de l'élément le plus rigide; la limite ultime correspond à la limite supérieure (limite ultime) de l'élément le moins ductile; une certaine plage de sécurité est déjà considérée vu qu'on suppose que le niveau a atteint son état ultime de résistance pour le premier élément ayant atteint cet état alors que tous les autres éléments n'ont pas encore développé des déformations aussi importantes. (voir figure A-II-3)

7/ Corrélation et vérification entre l'analyse selon le code et la capacité de la structure

Une première vérification entre l'offre et la demande en terme de résistance se fait en comparant l'effort sismique obtenu par la méthode statique équivalente et la capacité de la structure déterminée en utilisant le programme de calcul "SDUAMB" établi par Bozinovski [20]. Cette étape nécessite:

- évaluation des périodes de vibration de la structure,

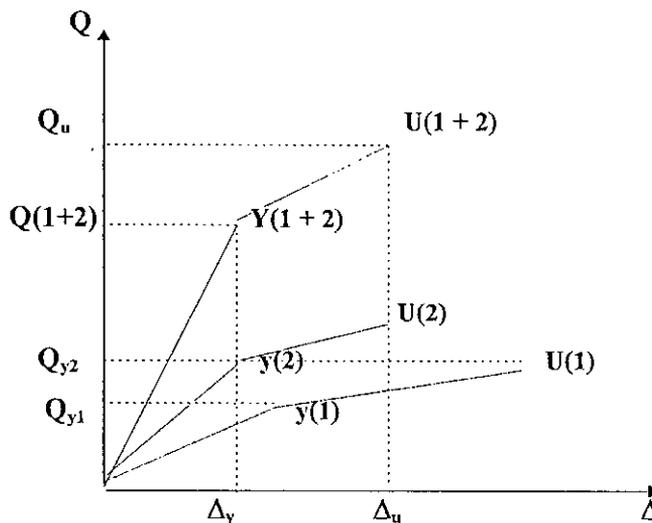


Figure A-II-3 : Loi de comportement résultant de la superposition des effets

- évaluation de l'effort sismique selon le code parasismique en vigueur (RPA)

$$V = A D B Q W$$

- distribution de l'effort sismique par niveau (Q_{sn}) et par élément (Q_{si}) proportionnellement à la rigidité

- vérification à la limite élastique pour chaque élément et à chaque niveau: calcul du facteur de sécurité à l'apparition de la première fissure pour un séisme modéré.

$$\eta = Q_y / (Q_{si} \text{ ou } Q_{sn}) > 1.15 \quad (\text{A-II-5})$$

si cette condition est vérifiée, la structure a un comportement élastique linéaire;

- vérification à l'état ultime: calcul du facteur de sécurité à l'état de rupture, pour un séisme majeur.

$$\eta = Q_u / (Q_{si} \text{ ou } Q_{sn}) > 1.15 \quad (\text{A-II-6})$$

Si cette condition est vérifiée alors que la première ne l'est pas, la structure doit utiliser sa réserve en ductilité pour résister à l'action sismique imposée par le règlement en vigueur; dans ce cas il est nécessaire de procéder à une analyse dynamique afin de s'assurer que les déformations induites n'excèdent pas les déformations ultimes entraînant ainsi l'effondrement de l'étage ou de l'élément.

Cinquième étape: Analyse de la réponse dynamique non-linéaire.

Les bâtiments à plusieurs étages en maçonnerie sont caractérisés par un système structural constitué de murs porteurs et de planchers rigides; les résultats d'analyse de la capacité de la structure (loi de comportement idéalisée, figure A-II-3) sont utilisés pour procéder à l'analyse dynamique du comportement linéaire et non linéaire de la structure modélisée.

- Modélisation de la structure: (voir chapitre A-I)

* masse supposée concentré à chacun des niveaux qui constituent les noeuds principaux

* plancher rigide assurant la répartition du chargement aux éléments structuraux

(murs).

* seul le déplacement horizontal est permis (un degré de liberté par noeud).

* les masses sont interconnectées par des ressorts dont la valeur de la raideur est celle du niveau obtenue par l'analyse capacitaire ainsi que par un choix approprié d'amortissement.

Ainsi l'équation différentielle régissant le comportement dynamique de la structure modélisée (voir figure A-II-4) est:

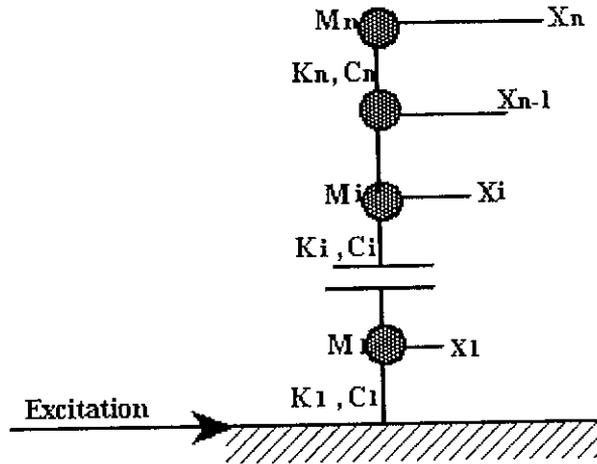


Figure A-II-4 : Modélisation de structure en masse concentrées

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{1\}\ddot{Y}(t) \quad (\text{A-II-7})$$

où

$[M]$, $[C]$, $[K]$ représentent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité;

$\{X\}$ étant la réponse de la structure en terme de déplacement relatif et $\ddot{Y}(t)$ l'accélération du sol qui représente l'excitation sismique imposée à la structure modélisée. Sur la base de l'étude géotechnique sommaire des profils de sol des sites et des études d'aléa sismique, il a été recommandé l'utilisation des trois accélérogramme suivants:

- El-Centro, N-S, 1940;
- Ulcinj, albatros, N-S, 1979, Montenegro(Yu);
- Chenoua, enregistrement de Cherchell 1989 (séisme proche)

pour une période de retour de 100 ans, l'accélération maximale est de 0.15g, et contre pour une période de retour de 500 ans l'accélération maximale est de 0.25g.

- Pour la détermination de la réponse non linéaire de la structure, il est nécessaire de définir les relations charge-déformation relative à chaque niveau (établi par l'analyse capacitaire). La résolution du système d'équations différentielles non linéaires pour un niveau d'accélération donné peut être effectuée par les méthodes numériques de résolution habituellement utilisées tels que la méthode pas à pas ou autres. la réponse obtenue peut être définie sous forme de déplacement $\{X\}(t)$, de vitesse $\{\dot{X}\}(t)$ ou d'accélération $\{\ddot{X}_i\}(t)$.

le déplacement maximal peut être déduit permettant ainsi une corrélation entre la réponse dynamique et la capacité de la structure.

Corrélation

La corrélation est obtenue en reportant sur le même graphe (figure A-II-4) les limites élastiques δ_y et ultimes δ_u ainsi que les réponses maximales en déplacement δ_{max} de chaque niveau, on détermine pour chaque niveau:

- la capacité en ductilité $\mu = \Delta_u / \Delta_y$;
- la demande en ductilité $\mu_{req} = \delta_{req} / \Delta_y$;

ce qui permet de définir trois états de comportements pour chaque niveau (voir figure A-II-5), [21], [7]:

- si $\mu_{req} < 1$. le niveau a un comportement élastique;
- si $1 < \mu_{req} < \mu$ le niveau a un comportement non élastique;
- si $\mu < \mu_{req}$ le niveau est dans un état de rupture.

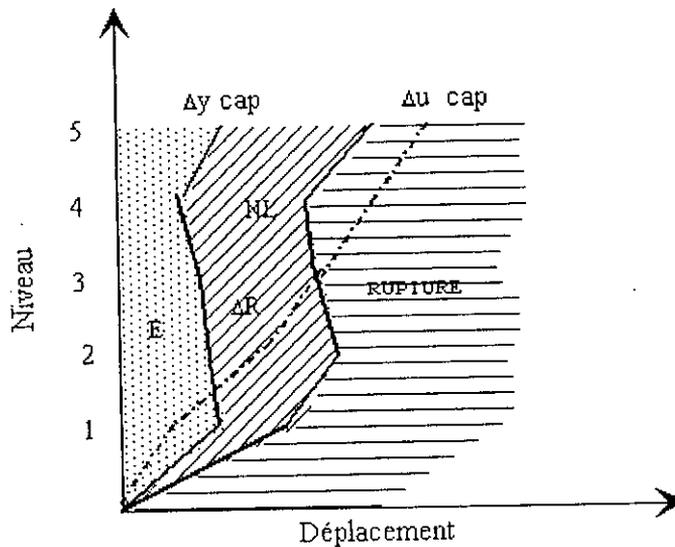


Figure A-II-5: Représentation schématique de l'état de la structure

Sixième étape: prise de décision finale

Sur la base de l'analyse effectuée la décision finale est difficile à prendre car elle met en jeu plusieurs paramètres (étude du renforcement, du coût...), toutefois la décision se résume à:

- si la structure a un comportement élastique, le bâtiment peut être utilisé dans son état actuel;

- dans le cas où la structure (ou quelques niveaux) a un comportement dans le domaine post élastique, un renforcement ou une modification de sa fonction peuvent être proposés;
- si la structure ne satisfait pas aux critères élémentaires, une décision peut être prise quant à son renforcement ou à sa démolition. Notons que la décision finale doit être accompagnée d'une estimation du coût de l'opération.

III-1-2 Methodologie EPM

La méthodologie EPM [28], développée à l'Ecole Polytechnique de Milan, consiste à évaluer la capacité de la structure ainsi que la corrélation entre les résultats de l'analyse capacitaire et ceux donnés par le code parasismique en vigueur, ce qui permet une estimation du facteur de sécurité de la structure. Il est important de connaître les hypothèses sur lesquelles est basée la méthode:

- hypothèse de matériau homogène et isotrope,
- comportement élasto-plastique parfait de chaque élément structural,
- coïncidence de la résistance ultime développable par chaque élément avec sa résistance élastique,
- fin du processus d'accumulation des résistances au moment où le premier élément structural aurait épuisé sa réserve en ductilité,
- hypothèse de plancher rigide, mur bi-encasté, seul le déplacement horizontal est permis.

1- Loi de comportement

Le modèle utilisé dans la méthodologie EPM est déduit du modèle hystérétique pour les murs en maçonnerie non renforcée développé par Benedetti et Benzoni en 1984 [27]. Ce modèle reproduit les résultats des courbes hystérétiques, contraintes de cisaillement-déformation, obtenues expérimentalement à partir de tests sur des murs en pierre. Le modèle est construit par superposition de trois courbes hystérétiques bilinéaires d'éléments en cisaillement travaillant en maçonnerie caractérisé par une rupture brutale à un taux de déformation donné (FigureA-II-6).

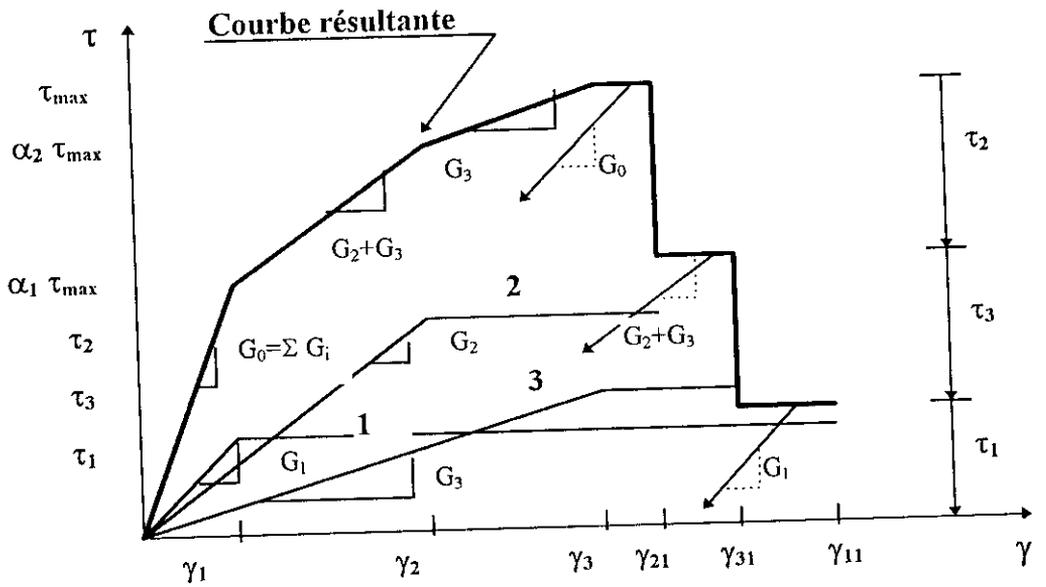


Figure A-II-6: Loi de comportement du modèle de Benedetti et Benzoni

Chaque élément est complètement défini par son module de cisaillement G , sa limite élastique en terme de contrainte de cisaillement et en terme de déformation angulaire τ_i et γ_i respectivement, ainsi que sa limite ultime en déformation γ_{if} . La courbe hystérétique résultante est construite par superposition des effets en terme de résistance. Toutefois l'élément ayant atteint sa limite ultime de déformation ne sera plus considéré dans le modèle comme le montre la figure A-II-6. L'estimation de la ductilité du modèle est donnée par le rapport entre la déformation de l'élément le plus ductile par la déformation de l'élément le plus élastique soit γ_{11} / γ_3 . La valeur maximale de la contrainte de cisaillement, τ_{max} , dépend de la contrainte normale moyenne appliquée, σ , de la résistance caractéristique à la traction σ_t , et est donnée par la relation A-II-2 définie ultérieurement.

Benedetti et Benzoni démontrent [27] que le comportement non linéaire inélastique est principalement influencé par les paramètres α_1 et α_2 qui sont déterminés expérimentalement.

La valeur de la ductilité de l'élément porteur dépend du type de maçonnerie et des normes en vigueur, toutefois la valeur maximale de celle-ci ne doit pas dépasser celles données dans le tableau A-II-1, [28].

Type de mur	μ
- En pierre non traitée	1.5
- En pierre injectée	1.5
- En terre cuite préexistante	1.5
- En terre cuite neuve	2.0
- En pierre ou en brique avec tirants ou grilles	2.0

Tableau A-II-1: valeurs des ductilités

2- Evaluation de la résistance en cisaillement de l'élément structural

Dans cette méthode il est supposé que la rupture de l'élément structural est due à un dépassement de capacité portante en cisaillement. La détermination de la résistance au cisaillement [27] de chaque élément porteur en maçonnerie est basée, d'une part, sur l'hypothèse de matériau homogène et isotrope, et d'autre part, sur la nature, la qualité et les caractéristiques du matériau constitutif. Les caractéristiques des matériaux doivent être déterminées expérimentalement ou sur la base du tableau A-II-2. Il faut noter que les valeurs des contraintes de cisaillement caractéristiques τ_k ne doivent pas dépasser celles spécifiées dans le tableau A-II-2

En l'absence de données expérimentales, on peut admettre, [28], que:

Le module d'élasticité transversal (MPa) $G = 10 \tau_k$

Le module d'élasticité longitudinal (MPa) $E = 6 G$

La résistance caractéristique à la traction $\sigma_{tr} = \tau_k$

La capacité de cisaillement du mur est donnée, [27], par la relation suivante:

$$T_u = A \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0 + \sigma_y + \sigma_x}{1.5 \tau_k} + \frac{(\sigma_0 + \sigma_y) \sigma_0}{2.25 \tau_k}} \quad (\text{A-II-8})$$

où τ_k la résistance caractéristique au cisaillement, σ_0 la contrainte normale appliquée au centre du mur due aux charges verticales, σ_x la contrainte normale appliquée au centre du mur due à d'éventuels tirants horizontaux et σ_y la contrainte normale appliquée au centre du mur due à d'éventuels tirants verticaux

Type de mur	τ_k
<u>Mur non consolidé</u>	
- Brique pleine (6,12,24)cm ; mortier Rm = 2.50 MPa	0.12
- Blocs modulaire (29,19,19)cm ; mortier = 2.50 MPa	0.08
- Blocs en argile expansé ou en béton ; mortier Rm = 2.50 MPa	0.18
- Maçonnerie en pierre:	0.02
* Pierre non traitée en mauvaise condition	0.07
* Pierre carrée non traitée non lézardée et bien organisée	0.10
- Maçonnerie en bloc de tuf de bonne qualité	
<u>Mur neuf</u>	0.20
- brique pleine avec trous circulaire; mortier Rm = 15.4 MPa	0.24
- Brique à deux trous rapprochés (vide/plein=40%) ; mortier Rm = 14.50 MPa	
<u>Mur consolidé</u>	0.18
- Maçonnerie en brique pleine d'épaisseur égale à 25 cm, consolidée avec deux tirants en béton arme de 3 cm	

Tableau A-II-2: valeurs des contraintes caractéristiques de cisaillement τ_k des murs.

Notons que tant que l'effort sismique reste inférieur à la résistance T_u de l'élément structural celui-ci se comporte de manière élastique; T_u définit soit la fin de ce comportement soit la résistance ultime de cet élément. On définit le déplacement à la limite élastique par la relation suivante:

$$U_o = T_u / K_t \quad (\text{A-II-9})$$

K_t étant la rigidité initiale de l'élément structural (déjà définie en A-I, chap I); Pour un mur encasté aux deux extrémités on obtient la relation suivante:

$$K_t = \frac{G A}{1.2 h} \frac{1}{1 + \frac{G h^2}{1.2 E b^2}} \quad (\text{A-II-10})$$

où h , b et t sont respectivement la hauteur, la longueur et l'épaisseur du mur et A sa section transversale.

Généralement le mur est constitué de deux ou plusieurs éléments c.à.d présentant des ouvertures. Le principe d'accumulation des contributions résistantes doit être appliqué pour obtenir la capacité globale de celui-ci (voir figure A-II-7).

3- Analyse du comportement global de la structure

Pour des structures symétriques, il est supposé que les éléments porteurs verticaux subissent le même déplacement horizontal à chaque niveau de la structure, la contribution de chaque élément est proportionnelle à sa rigidité jusqu'à ce que sa résistance ultime soit atteinte. Dans le cas d'une distribution dissymétrique des rigidités, le centre des masses 'G' ne coïncide pas avec celui des rigidités 'R' ce qui engendre des effets de torsion. Cet effet est pris en considération lors du calcul des sollicitations sismiques.

3-1 Analyse capacitaire

Le principe d'évaluation de la capacité de chaque élément structural et par conséquent de chaque niveau en utilisant la méthodologie EPM est différente de la méthodologie d'IZIIS déjà définie en II-1-1. En effet, celle-ci ne se limite pas au calcul de la capacité en cisaillement et du déplacement à la limite élastique et ultime du mur pris individuellement mais, elle permet d'évaluer sa capacité en résistance et en déplacement en tenant compte de l'influence des rigidités de l'ensemble des murs appartenant au même niveau de la structure. En effet la contribution de chaque élément est proportionnelle à sa rigidité jusqu'à l'obtention de sa propre limite de résistance élastique.

Une fois cette limite atteinte la solution a lieu selon une procédure pas à pas et ce, en recalculant la nouvelle position du centre de rigidité 'R' suite aux changements des rigidités dues à l'apparition des fissures dans les éléments porteurs (augmentation de l'excentricité entre 'G' et 'R'). Cette procédure permet de suivre l'évolution du déplacement de chaque mur porteur en tenant compte de l'influence des autres murs jusqu'à ce que son déplacement atteigne le déplacement ultime provoquant ainsi la ruine de celui-ci (comportement élasto-plastique). A

cet instant on considère que le niveau de la structure a atteint son état ultime même si les autres éléments porteurs n'ont pas encore atteint ce stade de détérioration. En effet, trois états limites sont ainsi analysés, les nouvelles rigidités et les déplacements sont calculés pour l'état élastique, l'état de fissuration et l'état ultime pour chaque mur.

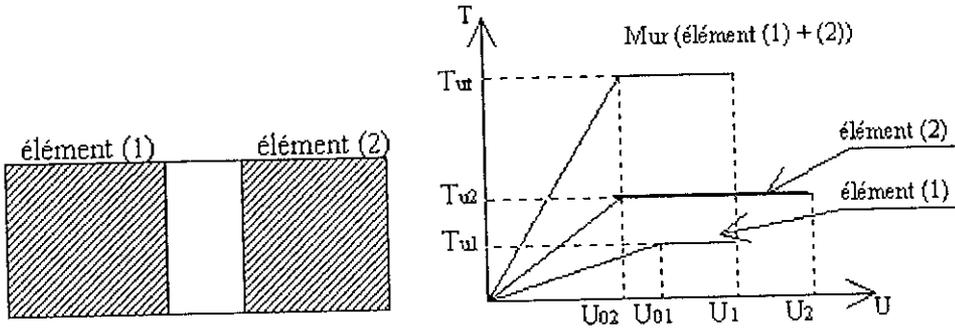


Figure A-II-7: Loi de comportement

3-2 Présentation des étapes de calcul

Dans cette méthodologie d'analyse il est supposé que la rupture se fait par dépassement de la capacité en cisaillement du mur porteur.

Soit une structure en maçonnerie porteuse. Pour estimer la vulnérabilité sismique de celle-ci selon la M-EPM, les étapes suivantes sont à considérer:

Pour chaque niveau de la structure et pour chaque direction, longitudinale ou transversal, tous les éléments porteurs sont considérés. Pour chacun des murs:

1/- Calcul des charges verticales σ_0 qui reviennent à chacun des éléments porteurs en considérant l'hypothèse de plancher rigide.

2/- Evaluation de la rigidité de chaque élément structural suivant les deux directions considérées, longitudinale x, ou transversale y,:

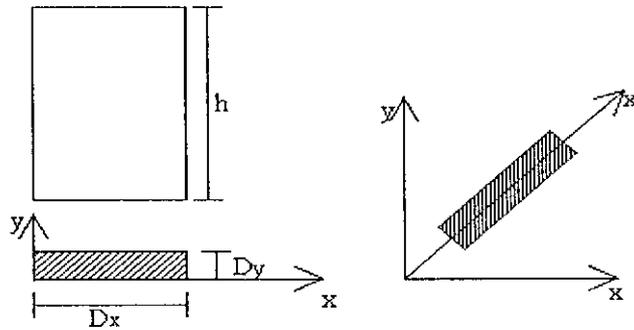
$$K_x = K_t (b = D_x), \quad K_y = K_t (b = D_y)$$

(la forme générale de la rigidité K_t est donnée par la relation (A-II-10)).

Dans le cas de mur incliné de α par rapport à la direction horizontale, la rigidité est obtenue en utilisant la matrice de rotation R, les expressions des rigidités K_x et K_y de cet élément sont:

$$K_x = K_t (b = D_x) \cos^2\alpha + K_t (b = D_y) \sin^2\alpha \quad (A-II-11)$$

$$K_y = K_t (b = D_y) \cos^2\alpha + K_t (b = D_x) \sin^2\alpha \quad (A-II-12)$$

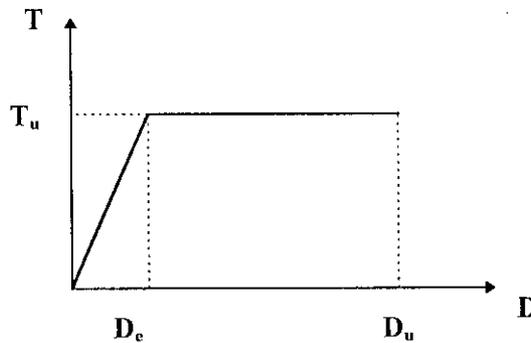


$$R = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix}$$

3/- Calcul de la capacité de cisaillement du mur, donnée par la relation (A-II-8)

4/- Idéalisation de la loi de comportement de l'élément structural par une loi élasto-plastique parfaite:

- évaluation du déplacement élastique admissible $D_e : D_e = T_u / K$
- évaluation du déplacement ultime $D_u = \mu D_e,$
- loi de comportement élasto-plastique parfait représentée par la figure ci-dessous:



5- Le principe de superposition des contributions résistantes est appliqué pour estimer la loi de comportement du niveau de la structure considérés. (voir figure A-II-7)

- on suppose que le niveau atteint son déplacement élastique admissible D_{em} au moment où le premier mur aura atteint cette limite

$$D_{em} = \text{Min } D_e (i) \text{ pour } i= 1, k ; k \text{ étant le nombre de murs}$$

- le niveau atteint son état ultime pour le premier mur qui aura atteint ce stade

$$D_{um} = \text{Min } D_u (i) \text{ pour } i= 1, k$$

- La ductilité de ce niveau est:

$$\mu = D_{um} / D_{em}$$

- La capacité ultime du niveau T est donc la somme des capacités de chaque élément :

$$T_{um} = \sum T_{ui} \quad \text{pour } i = 1, k$$

6/ Le programme de calcul de la méthodologie permet l'analyse de l'état de résistance de chacun des niveaux de la structure et permet ainsi de procéder à une corrélation entre les résultats de l'analyse capacitaire et le code en vigueur ce qui permet d'estimer les coefficients de sécurité de la structure en calculant le coefficient pour chaque niveau. Ce coefficient doit rester supérieur à l'unité pour que la structure soit considérée comme non vulnérable.

4- Conclusion

La méthodologie EPM permet la vérification de la résistance de chaque niveau de la structure. Le résultat de l'analyse d'un niveau de la structure par cette méthode est satisfaisant dans le cas où l'effort résistant à l'état ultime donné par le programme de calcul est supérieur à l'action sismique horizontale revenant à ce niveau. La méthode ne s'intéresse pas à vérifier la possibilité de dépassement des déplacements du niveau de la structure. La méthode ne contient aucune vérification de la sécurité des éléments non structuraux à savoir liaison entre cloisons orthogonales, liaison plancher-mur ...etc. Toutefois, pour rester dans le domaine de la sécurité, l'analyse considéré la ductilité des éléments porteurs en maçonnerie plutôt faible (variant de 1.5 à 2.0).

IV CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté deux méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie. Celles-ci permettent une estimation de l'état de résistance de la structure de façon globale. Il est important de retenir que contrairement à la méthodologie EPM, la méthodologie IZIS ne se limite pas à une analyse capacitaire pour conclure quant à la vulnérabilité de la structure mais permet une analyse dynamique non linéaire de celle-ci pour décider quant à la déformabilité de la structure (comparaison entre déplacement (ductilité) requis (se) et capacité).

Une étude comparative entre les deux méthodologies en considérant un exemple de structure réelle en maçonnerie porteuse est présenté dans le chapitre suivant et permettra d'appliquer ces deux méthodologies.

CHAPITRE III:

**ETUDE COMPARATIVE DES DEUX
METHODOLOGIES IZIIS ET EPM:
CAS DU BATIMENT CARDIOLOGIE A**

CHAPITRE III:

**ETUDE COMPARATIVE DES DEUX
METHODOLOGIES IZIIS ET EPM
CAS DU BATIMENT CARDIOLOGIE A**

I- INTRODUCTION

L'analyse de la vulnérabilité sismique des structures existantes en maçonnerie est basée sur l'approche dite "approche par la capacité". Ce type d'approche fait appel au concept des états limites. L'analyse aux états ultimes est effectuée sur la base de données essentielles relatives aux structures par l'utilisation des principes fondamentaux de la théorie des états limites. Les données de base nécessaires à l'analyse aux états limites sont: les caractéristiques géométriques des éléments porteurs, les caractéristiques des matériaux, les armatures dans le cas de maçonneries renforcées et le chargement vertical.

L'analyse d'une structure en maçonnerie par les méthodologies EPM et/ou IZIIS ([21], [7], [28]) permet d'estimer la capacité aux états limites en terme d'effort tranchant et en terme de déplacement et ce aussi bien pour chacun des éléments porteurs dans le sens global que pour l'ensemble des éléments d'un même étage de la structure suivant une direction donnée. Ces paramètres sont:

- Déplacement à l'état limite élastique δ_y
- Effort tranchant à l'état limite élastique H_y
- Déplacement à l'état limite ultime δ_u
- Effort tranchant à l'état limite ultime H_u
- Capacité en ductilité $\mu = \delta_y / \delta_u$
- Rigidité initiale K

Les résultats obtenus par cette approche sont pris comme des données pour l'élaboration du modèle mathématique qui est utilisé dans l'analyse dynamique destinée à étudier les effets des séismes sur la structure modélisée [22].

II- CALCUL DES COEFFICIENTS C_s , C_b

L'effort tranchant appliqué à la base d'un ouvrage, engendré par une action sismique, est donné conformément au règlement en vigueur (RPA) par la relation suivante:

$$V = ADBQ W = C_s W \quad (A-III-1)$$

où C_s désigne le coefficient d'intensité sismique et W le poids de la structure.

La capacité de la structure en terme d'effort tranchant à l'état ultime de résistance H_u peut être exprimé par la relation:

$$H_u = C_b W \quad (A-III-2)$$

Ce qui permet d'évaluer le coefficient $C_b = H_u / W$ relatif à la capacité en effort tranchant de la structure.

Le calcul du coefficient C_b / C_s permet de prendre une décision quant à la résistance de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques, calculées conformément au code parasismique en vigueur:

1- $C_b / C_s \geq 1$

- La méthodologie EPM permet de conclure si la structure est en mesure de résister aux forces sismiques. Le coefficient de sécurité η relatif à chaque étage est à évaluer (η étant le rapport entre la capacité et l'effort sismique revenant à ce niveau, η doit rester supérieur à 1).

- La méthodologie d'IZIIS ne permet de prendre aucune décision quant à la résistance de la structure, et une analyse dynamique pour évaluer les déplacements inter-étages est recommandée. L'analyse dynamique basée sur les résultats fournis par l'approche capacitaire permet d'estimer entre autres les déplacements requis et d'effectuer une corrélation entre les déplacements requis par le séisme et les déplacements limites (δ_y , δ_u) de la structure modélisée.

$\delta_{req} \leq \delta_y$ *La structure a un comportement élastique linéaire.*

$\delta_y < \delta_{req} \leq \delta_u$ *La structure a un comportement non linéaire.*

$\delta_{req} > \delta_u$ *La structure est incapable de reprendre les effets dus au séisme.*

2- $C_b / C_s < 1$

- La méthodologie EPM permet de conclure que la structure doit être renforcée pour pouvoir résister aux sollicitations sismiques en terme d'effort tranchant.

- Méthodologie d'IZIIS: Un modèle de renforcement doit être proposé et une analyse dynamique de la structure ainsi renforcée permet de décider quant à la fiabilité de la structure renforcée.

III- EXEMPLE D'APPLICATION

III-1 Description de l'ouvrage

Le bâtiment en maçonnerie que nous avons considéré dans cette étude est le bâtiment de **Cardiologie-A**. Il se présente sous la forme d'un U fermé présentant des parties en saillies. En plan le bâtiment présente les dimensions suivantes (voir vue en plan en annexe):

- Longueur maximale $L_{\max} = 67.30$ m

- Largeur moyenne $L_{\text{moy}} = 44.42$ m

Le bâtiment est composé de deux (02) ailes principales parallèles et identiques du point de vue système structurel et aménagement: le Pavillon Damerdji et le Pavillon Trousseau. La structure est constituée:

- d'un sous-sol (avec cours anglaise) $h = 3.12$ m.

- d'un rez-de-chaussée $h = 4.70$ m.

- d'un étage avec terrasse inaccessible $h = 4.30$ m.

Le bâtiment présente:

- au niveau du sous-sol un plancher en voûtain (avec des IPN comme poutrelles) d'une épaisseur de 27 cm.

- au niveau du rez-de-chaussée et du 1^{er} étage le plancher est à corps creux (16+4) cm.

Les niveaux sous-sol et rez-de-chaussée sont constitués de murs porteurs en maçonnerie dont l'épaisseur des murs varie entre 60 et 75 cm.

La structure porteuse du 1^{er} étage est une structure poteaux-poutres en béton armé qui est une extension de la partie en maçonnerie. Cet étage est composé de dix (10) blocs séparés par des joints de dilatation de 2 cm d'épaisseur.

Le niveau sous-sol est destiné aux consultations alors que le rez-de-chaussée et le 1^{er} étage sont réservés aux hospitalisations.

III-2 Description du bloc étudié

Le bloc choisi pour l'étude comparative est de 28 m de longueur, de 10.15 m de largeur et est constitué de 853 m² de surface totale de plancher; il constitue un des deux blocs centraux du Pavillon Damerdji. Ce bloc est délimité par deux joints de dilatation qui ne concernent que

la partie en béton armé. Il est constitué d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée en maçonnerie porteuse et d'un étage en béton armé (voir vues en plan et en élévation en annexe).

Niveau sous-sol

Le système porteur est composé:

- Dans le sens longitudinal de deux murs porteurs de façade de 75 cm d'épaisseur et d'un mur central de 65 cm d'épaisseur en pierre bleue.
- Dans le sens transversal, on note la présence d'un seul mur porteur en pierre bleue de 65 cm d'épaisseur et de quelques potelets (voir annexe).

A ce stade on peut déjà noter la faible résistance de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques dans le sens transversal.

Le plancher haut de ce niveau est en voûtain (27cm).

Niveau rez-de-chaussée

Ce niveau est composé de deux murs porteurs de façade constitués en partie de pierre bleue et en partie de brique pleine de 60 cm d'épaisseur dans le sens longitudinal et d'un mur porteur de 50 cm d'épaisseur plus quelques potelets dans le sens perpendiculaire au précédent.

Le plancher haut du rez-de-chaussée est en corps creux (16+4 cm).

1^{er} Etage

Cet étage est une structure porteuse poteaux-poutres constituée de deux (02) files de poteaux (8 poteaux par file) dans le sens longitudinal et de huit (08) files de poteaux (2 poteaux par file) dans le sens transversal de dimensions différentes (voir annexe). Le plancher haut de cet étage est un plancher en corps creux (16+4) et constitue une terrasse inaccessible.

Pour l'estimation des masses on a considéré les valeurs des différentes charges et surcharges suivantes:

- Terrasse $G = 5.13 \text{ kN/m}^2$ $Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$ (terrasse inaccessible)
- 1^{er} étage $G = 4.96 \text{ kN/m}^2$ $Q = 3.00 \text{ kN/m}^2$
- RDC $G = 5.78 \text{ kN/m}^2$ $Q = 3.00 \text{ kN/m}^2$

III-3 Modélisation de la structure

Pour une première approche du problème, on étudie la partie de la structure en maçonnerie, celle-ci présente une forme rectangulaire régulière qui peut alors être assimilée à une boîte rigide et modélisée en masses concentrées (voir figure A-III-1). Le 1^{er} étage qui est en béton armé sera considéré comme une surcharge venant s'appliquer sur la structure en maçonnerie (voir figure A-III-2).

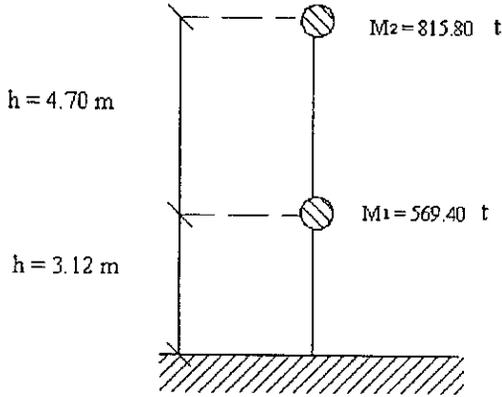


Figure A-III-1: Modélisation de la structure en masse concentrées

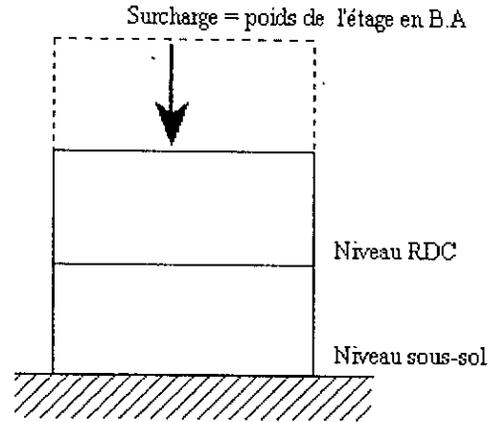


Figure A-II-2: Modélisation de la structure

III-4 Caractéristiques des matériaux

Maçonnerie de pierre et de brique pleine

- densité pierre $\rho = 2.7 \text{ t/m}^3$
- brique pleine $\rho = 1.9 \text{ t/m}^3$
- Module de cisaillement M-IZIIS $E = 4 \text{ G}$
- M EPM $E = 6 \text{ G}$ $G = 1100 \tau_k$
- contrainte de compression $\sigma_{cpr} = 1500 \text{ KPa}$
- contrainte de traction $\sigma_{tr} = 40 \text{ KPa}$
- contrainte de cisaillement $\tau_k = 40 \text{ Kpa}$

IV- RESULTATS DE L'ANALYSE

Les résultats de l'analyse du bâtiment en utilisant les deux méthodologies [21], [28] a conduit aux résultats qui sont regroupés dans les tableaux A-III-3, A-III-4, A-III-5, A-III-6. L'analyse dans le sens longitudinal conduit aux résultats regroupés dans le tableau A-III-3, et A-III-4 (voir figures A-III-1 et A-III-2). (K_i : rigidité initiale, K_s : rigidité secondaire)

RDC	H_e (KN)	H_u (KN)	δ_e (cm)	δ_u (cm)	μ	K_i (KN/cm)	$R = K_s/K_i$
EPM $E = 6G$	1870	2050	1.89	2.67	1.47	989	0.23
IZIIS $E = 6G$	1527	1550	2.57	3.03	1.18	602	0.08
IZIIS $E = 4G$	1526	1550	2.60	3.06	1.18	599	0.09

Tableau A-III-3: Capacité en cisaillement et en déplacement dans le sens longitudinal-niveau RDC.

Sous-sol	H _e (KN)	H _u (KN)	δ _e (cm)	δ _u (cm)	μ	K _i (KN/cm)	R = K _S /K _i
EPM E = 6G	2950	4040	0.634	0.938	1.48	4920	0.69
IZIS E = 6G	2411	2741	1.015	1.211	1.19	2374	0.71
IZIS E = 4G	2411	2738	1.017	1.211	1.19	2371	0.71

Tableau A-III-4: Capacité en cisaillement et en déplacement dans le sens longitudinal niveau sous-sol

L'analyse dans le sens transversal conduit aux résultats regroupés dans les tableaux A-III-5 et A-III-6 (voir figures A-III-3 et A-III-4):.

RDC	H _e (KN)	H _u (KN)	δ _e (cm)	δ _u (cm)	μ	K _i (KN/cm)	R = K _S /K _i
EPM E = 6G	1490	2150	8.06	11.9	1.47	185	0.83
IZIS E = 6G	1091	1156	7.053	8.24	1.17	160	0.35
IZIS E = 4G	1087	1142	9.39	10.97	1.17	119	0.29

Tableau A-III-5: Capacité en cisaillement et en déplacement dans le sens transversal-niveau RDC.

Sous-sol	H _e (KN)	H _u (KN)	δ _e (cm)	δ _u (cm)	μ	K _i (KN/cm)	R = K _S /K _i
EPM E = 6G	2850	3990	1.77	2.61	1.47	161	0.87
IZIS E = 6G	1826	2483	1.830	2.740	1.19	996	0.73
IZIS E = 4G	1944	2418	2.440	3.347	1.19	796	0.66

Tableau A-III-6: Capacité en cisaillement et en déplacement dans le sens transversal-niveau Sous-sol

Les forces sismique calculées conformément au R.P.A, revenant à chacun des niveaux sont:

Force sismique	sens longitudinal	sens transversal
RDC	3633	2536
Sous-sol	4675	3210

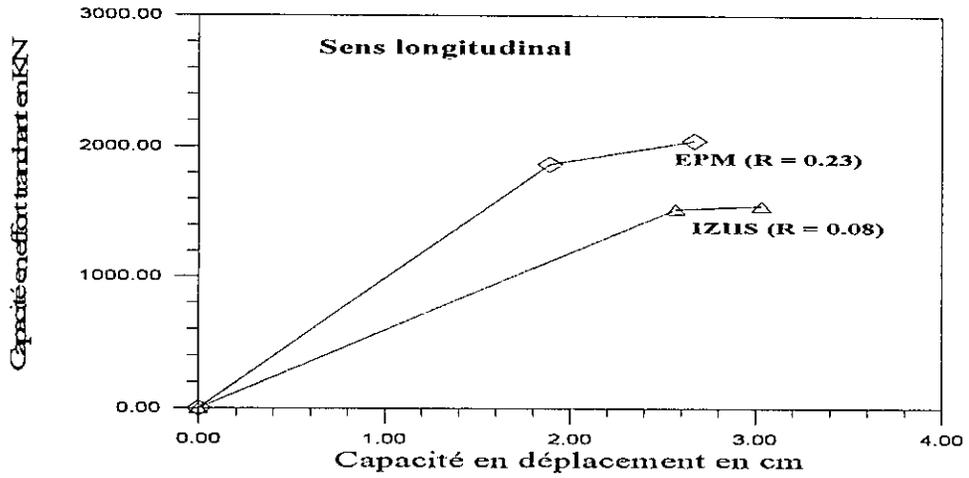


Figure A-III-1: Comparaison entre les lois de comportements données par les méthodologies EPM et IZIIS pour le niveau RDC du bâtiment-sens longitudinal

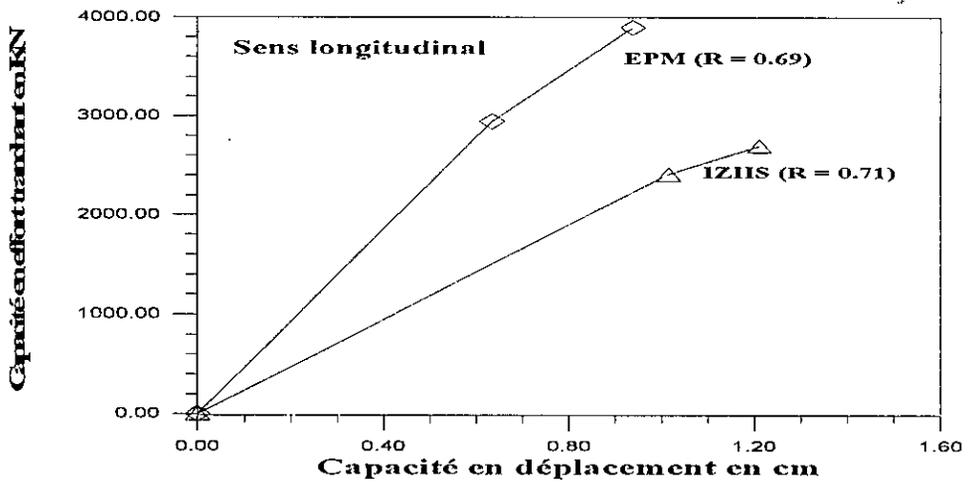


Figure A-III-2: Comparaison entre les lois de comportements données par les méthodologies EPM et IZIIS pour le niveau Sous-sol du bâtiment-sens longitudinal

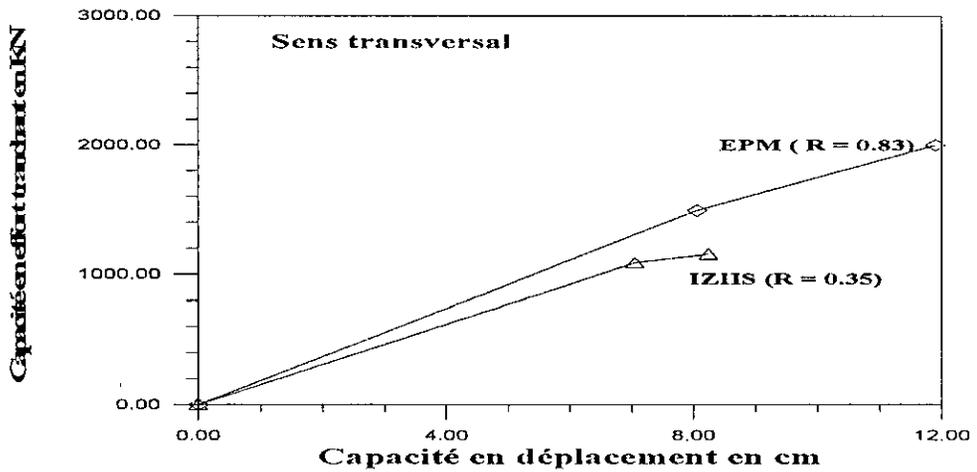


Figure A-III-3: Comparaison entre les lois de comportements données par les méthodologies EPM et IZIIS pour le niveau RDC du bâtiment-Sens transversal

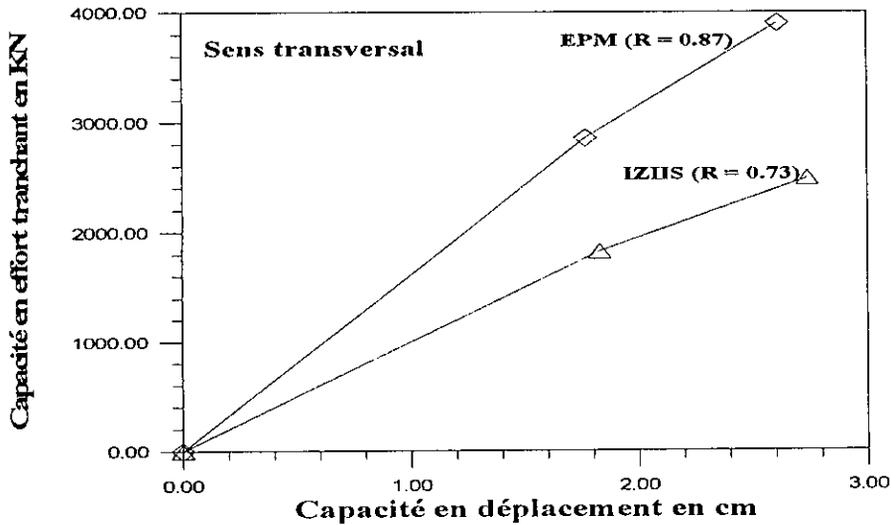


Figure A-III-4: Comparaison entre les lois de comportements données par les méthodologies EPM et IZIIS pour le niveau S-Sol du bâtiment-Sens transversal

IV-1 Calcul des coefficients C_b et C_s

- Coefficient C_s

Les coefficients d'intensité sismique pour cette structure sont:

- **Facteur A**: structure située en zone 2, appartenant au groupe d'usage 1 $A = 0.25$
- **Facteur B**: Les murs porteurs assurent le contreventement de la structure $B = 1/2$
- **Facteur Q**: Le facteur de qualité de la structure a été estimé à $Q = 1.35$
- **Facteur D**: Le facteur d'amplification dynamique D est déterminé en fonction de la période de vibration de la structure:

- Dans le sens longitudinal:

Pour un sol ferme et pour une période $T = 0.247s$ $D = 2.00$

- Dans le sens transversal:

Pour un sol ferme et pour une période $T = 0.527s$ $D = 1.42$

Le coefficient C_s est alors:

- Dans le sens longitudinal: $C_s = 0.3375$

- Dans le sens transversal: $C_s = 0.2390$

Le poids de la structure est estimé à $W = 13852 \text{ KN}$

- Coefficient C_b

Le coefficient C_b relatif à la capacité de la structure est estimé à (voir tableau A-III-7):

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	EPM	IZIIS	EPM	IZIIS
C_b	0.292	0.198	0.262	0.179

Tableau A-II-7: Valeurs du coefficient C_b **- Coefficient C_b/C_s :**

Le coefficient C_b/C_s est alors estimé (Tableau A-III-8) pour chacune des méthodologies et une prise de décision est possible:

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	EPM	IZIIS	EPM	IZIIS
C_b/C_s	0.776	0.586	1.096	0.748

Tableau A-III-8: Valeurs du rapport C_b/C_s calculées pour les deux méthodologies**IV-2 Calcul des coefficients de sécurité de chaque niveau de la structure**

η_s	Sens longitudinal		Sens transversal		η_{limite} EPM	η_{limite} IZIIS
	EPM	IZIIS	EPM	IZIIS		
RDC	0.564	0.426	0.847	0.456	1.0	1.15
S-SOL	0.864	0.586	1.096	0.750	1.0	1.15

Tableau A-III-9: Coefficients de sécurité pour chaque niveau de la structure

V- INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE**V-1- Capacité en cisaillement**

En général la capacité portante des éléments porteurs en maçonnerie non renforcée estimée par la méthodologie d'IZIIS est nettement inférieure à celle donnée par la méthodologie d'EPM. Cette différence est due aux relations expérimentales permettant d'évaluer cette capacité.

La méthodologie d'IZIIS tient compte d'un facteur de réduction ($\theta = 0.85-0.9$) de la capacité et d'un coefficient de distribution de la contrainte de cisaillement ($\xi = 1-1.5$).

V-2- Rigidité initiale

La méthodologie d'IZIIS est plus restrictive lorsqu'il s'agit d'estimer la rigidité élastique d'un élément porteur en maçonnerie:

$$K_{EPM} = 2.5 K_{IZIIS}$$

(le facteur 2.5 est obtenu à partir de résultats expérimentaux récents effectués au niveau des laboratoires de l'institut d'IZIIS).

Cette différence de rigidité initiale entre les deux méthodologies engendre, par conséquent, une différence entre les capacités en déplacements des éléments porteurs calculés à la limite élastique (en général $\delta_{EPM} < \delta_{IZIIS}$).

V-3- Ductilité

Une nette différence est observée au niveau de la ductilité:

- La **M-IZIIS** considère les murs en maçonnerie très peu ductiles et que cette ductilité ne dépasse en aucun cas la valeur 1.5.

* La ductilité $\mu = 1.2$ pour une rupture par cisaillement

* La ductilité $\mu = 1.5$ pour une rupture par flexion composée.

- La **M-EPM** ne considère qu'une rupture par cisaillement du mur porteur:

* La ductilité $\mu = 1.2$ le mur est à l'état de fissuration et non à l'état de rupture,

* La ductilité $\mu = 1.5$ pour une rupture par cisaillement

* La ductilité $\mu = 2.0$ pour une rupture par cisaillement des murs renforcés.

VI- CONCLUSION ET PRISE DE DECISION

VI-1 La Méthodologie EPM

Pour la M-EPM, la structure résiste aux sollicitations sismiques et ne nécessite pas de renforcement si le coefficient C_b/C_s ainsi que les coefficients de sécurité η_s restent nettement supérieurs à l'unité. Toutefois il faut s'assurer que les déplacements à l'état ultime de résistance ne dépassent pas les déplacements limites autorisés pour les murs en maçonnerie (déplacement $< H / 200$ soit dans notre cas 2.0 cm: H représente la hauteur du mur). On note alors que:

1/ Les coefficients de sécurité η_s et le coefficient C_b/C_s fournis par l'analyse dans le sens transversal ne vérifient pas la condition de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des forces sismiques, les déplacements à l'état ultime sont trop importants, ce qui permet d'affirmer que la structure est faiblement contreventée et qu'un renforcement de celle-ci est nécessaire dans la direction transversale.

2/ Dans le sens longitudinal, les coefficients de sécurité η_s et le coefficient C_b/C_s restent inférieurs à 1, les déplacements à l'état ultime ne dépassent pas les déplacements limites pour les murs en maçonnerie. Il est donc nécessaire de renforcer la structure dans ce sens et surtout les éléments de murs susceptibles de se rompre en premier: ce sont les éléments pour lesquelles le facteur de ductilité μ à l'état ultime approche la valeur limite de la ductilité fournie par la méthodologie.

Les éléments présentant un risque de rupture par cisaillement et qui doivent être renforcés en conséquence sont (voir figures en annexe):

éléments du RDC	Sens longitudinal	Sens transversal
	μ	μ
5	1.45	1.45
6,7,8	1.38	1.38

Tableau A-III-9: Eléments présentant un risque de rupture au RDC

éléments du S-SOL	Sens longitudinal	Sens transversal
	μ	μ
5	1.45	1.45
6,7,8	1.38	1.38

Tableau A-III-9: Eléments présentant un risque de rupture au S-Sol

VI-2 la Méthodologie IZHS

Dans la direction longitudinale ainsi que dans la direction transversale, le coefficient C_b/C_s est inférieur à 1. Une analyse dynamique est nécessaire pour estimer les déplacements inter-étages et vérifier s'ils ne dépassent pas les déplacements à l'état ultime.

Un renforcement de la structure est indiqué dans les deux directions.

En résumé une analyse dynamique de la structure renforcée doit être effectuée pour s'assurer que la demande en ductilité μ_{req} ne dépasse pas la capacité en ductilité μ de la structure ainsi renforcée

VI-2-1 Analyse de la réponse dynamique de la structure

Le programme DRABS [22] de la méthodologie d'IZIIS nous permet de procéder à l'analyse de la réponse non linéaire dynamique de la structure en terme de déplacement δ_{req} pour chacun des niveaux de la structure modélisée en masses concentrées. Cette analyse se fera en utilisant le programme DRABS de la M-IZIIS pour deux niveaux d'intensité sismique. Le niveau d'accélération maximal au sol a été donné en fonction de la période de retour du séisme:

- Séisme modéré: $A_{max} = 0.15 \text{ g}$ pour une période de retour de 100 ans
- Séisme majeur : $A_{max} = 0.25 \text{ g}$ pour une période de retour de 500 ans.

Les enregistrements sismiques considérés sont (figure A-III-5):

- **Séisme lointain:** * El Centro N-S (1940).
* Ulcinj, Albatros N-S (1979).
- **Séisme proche:** * Chenoua (Cherchell 1989).

Les critères de sécurité déterminés pour les deux niveaux de séisme déjà définis sont:

1^{er} Niveau de sécurité: pour un séisme modéré (période de retour de 100 ans), la structure doit se comporter de manière élastique linéaire et pourra être réutilisée après séisme sans intervention:

$$\delta_{req} \leq \delta_y$$

$$\delta_{req} \leq \Delta_m^{lim}$$

2^{eme} Niveau de sécurité: pour un séisme majeur (période de retour de 500 ans), la structure peut faire des incursions dans le domaine post élastique:

$$\delta_{req} \leq \delta_u$$

$$\delta_{req} \leq \Delta_M^{lim}$$

Avec Δ_m^{lim} et Δ_M^{lim} sont respectivement les déplacements limites pour un séisme mineur et un séisme majeur.

Les endommagements induits par le séisme ne doivent en aucun cas engendrer la ruine de l'ouvrage, ce dernier sera réutilisé après réparation des dégâts occasionnés.

V-2-1-1 Modélisation

En considérant que la structure est modélisée en masse concentrées où la rigidité de l'étage est celle donnée par l'analyse capacitaire. Les valeurs des rigidités sont regroupées dans le tableau A-III-10:

Rigidité du Niveau (t/cm)	Sens longitudinal	Sens transversal
K_2	602.0	160.0
K_1	2374.0	796.0

Tableau A-III-10: Valeurs des rigidités d'étage

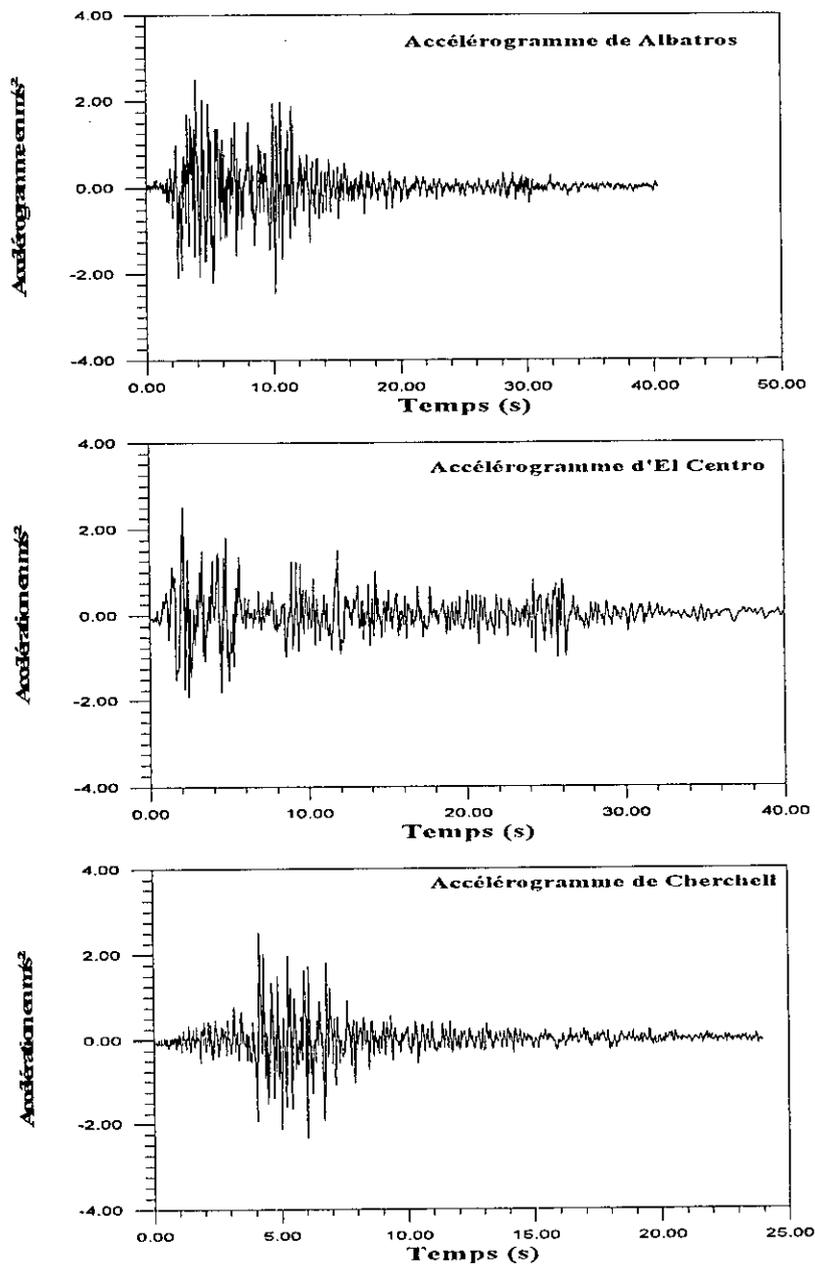


Figure A-III-5: Représentation temporelle des excitations sismiques considérées

V-2-1-2 Calcul de la réponse en déplacement et comparaison entre la capacité et la demande

Les résultats de l'analyse dynamique sont résumés dans les tableaux A-III-11, A-III-12, A-III-13, A-III-14, A-III-15, A-III-16:

- Sens Longitudinal:

étage	capacité en déplacement (cm)		demande en déplacement (cm) en terme de (%) de g		déplacement inter-étage admissible (cm)	
	Δ_y	Δ_u	15	25	$\Delta_m = \frac{\lim H}{600}$	$\Delta_M = \frac{\lim H}{275}$
RDC	2.570	3.030	2.617	4.737	0.783	1.710
S-SOL	1.015	1.211	0.806	1.187	0.520	1.130

Tableau A-III-11

étage	capacité en déplacement (cm)		demande en déplacement (cm) en terme de (%) de g		déplacement inter-étage admissible (cm)	
	Δ_y	Δ_u	15	25	$\Delta_m = \frac{\lim H}{600}$	$\Delta_M = \frac{\lim H}{275}$
RDC	2.570	3.030	3.192	5.249	0.783	1.710
S-SOL	1.015	1.211	0.950	1.093	0.520	1.130

Tableau A-III-12

étage	capacité en déplacement (cm)		demande en déplacement (cm) en terme de (%) de g		déplacement inter-étage admissible (cm)	
	Δ_y	Δ_u	15	25	$\Delta_m = \frac{\lim H}{600}$	$\Delta_M = \frac{\lim H}{275}$
RDC	2.570	3.030	1.700	2.874	0.783	1.710
S-SOL	1.015	1.211	0.619	0.992	0.520	1.130

Tableau A-III-13

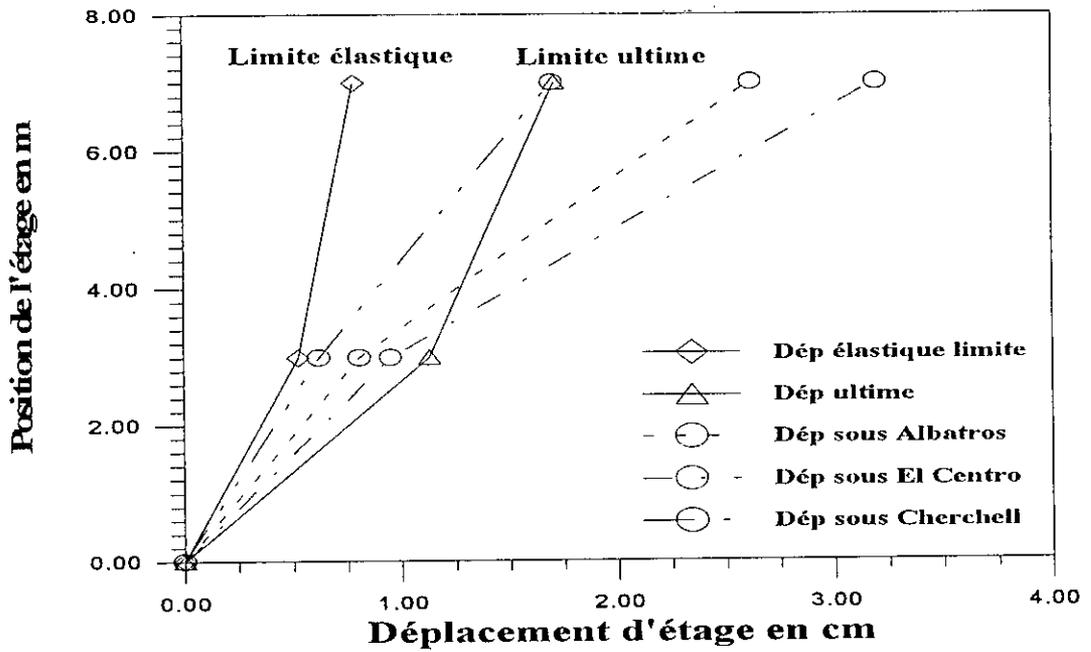


Figure A-III-6: Comportement de chacun des étages dans le sens longitudinal sous les différents accélérogrammes normalisés à 15 % de g.

Sens Transversal

étage	capacité en déplacement (cm)		accélérogramme : ULCINJ (ALBATROS)			
			demande en déplacement (cm) en terme de (%) de g		déplacement inter-étage admissible (cm)	
	Δ_y	Δ_u	15	25	$\Delta_m \frac{H}{600}$	$\Delta_M \frac{H}{275}$
RDC	7.053	8.240	2.615	4.359	0.783	1.710
S-SOL	1.830	2.740	0.807	1.344	0.520	1.130

Tableau A-III-14

étage	capacité en déplacement (cm)		accélérogramme : EL-CENTRO			
			demande en déplacement (cm) en terme de (%) de g		déplacement inter-étage admissible (cm)	
	Δ_y	Δ_u	15	25	$\Delta_m \frac{H}{600}$	$\Delta_M \frac{H}{275}$
RDC	7.053	8.240	3.781	6.299	0.783	1.710
S-SOL	1.830	2.740	1.115	1.858	0.520	1.130

Tableau A-III-15

étage	capacité en déplacement (cm)		accélérogramme : CHERCHELL		demande en déplacement (cm) en terme de (%) de g		déplacement inter-étage admissible (cm)	
	Δ_y	Δ_u	15	25	$\Delta_m^{\lim} = \frac{H}{600}$	$\Delta_M^{\lim} = \frac{H}{275}$		
RDC	7.053	8.240	1.383	2.047	0.783	1.710		
S-SOL	1.830	2.740	0.619	1.031	0.520	1.130		

Tableau A-III-16

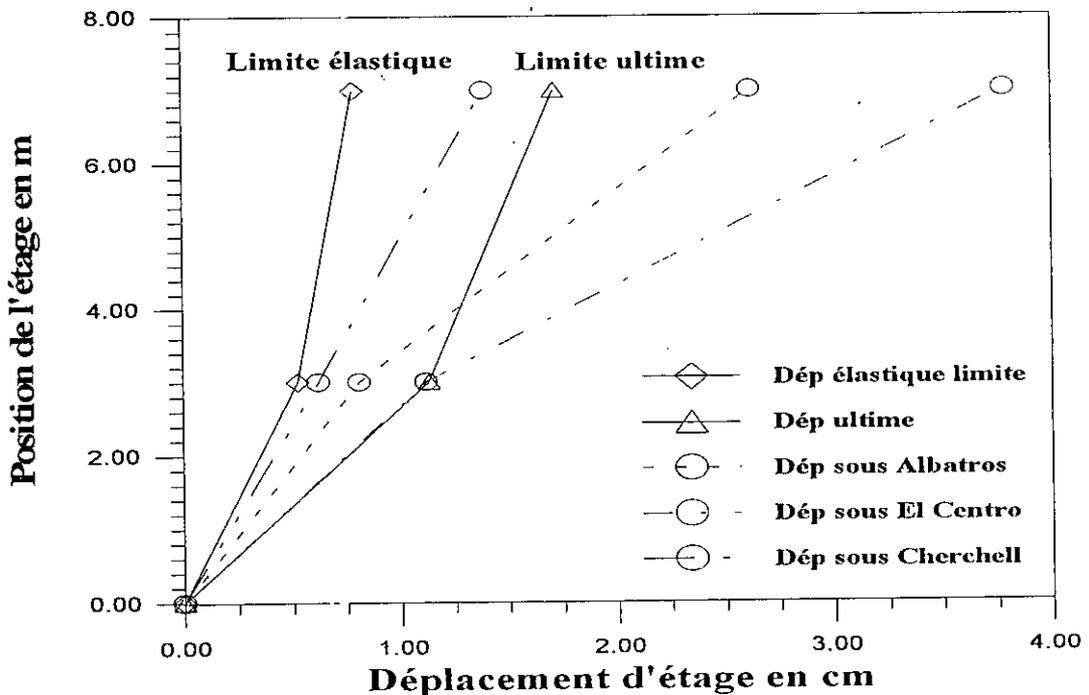


Figure A-III 7: Comportement de chacun des étages dans le sens transversal sous les différents accélérogrammes normalisés à 15 % de g.

VI-2-1-3 Conclusion

D'après l'analyse des tableaux (A-III-11÷A-III-16) précédents nous constatons que si les limites de déplacement δ_y et δ_u ne sont qu'exceptionnellement dépassées, les autres limites Δ_m^{\lim} , Δ_M^{\lim} sont quasi-systématiquement dépassées.

Donc, aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal, les niveaux rez-de-chaussée et sous-sol ne répondent pas aux exigences de la méthodologie en terme de déplacement pour les deux niveaux d'accélérations fixés.

Nous notons que même pour un niveau d'accélération de 0.15g on a ruine de l'ouvrage pour l'accélérogramme d'El Centro et d'Albatros (figure A-III-6 et A-III-7). En considérant les résultats de l'analyse par la capacité et de l'analyse dynamique on peut affirmer que le service de Cardiologie-A qui, rappelons le, est constitué d'une structure en maçonnerie sur laquelle est greffé un étage en béton armé, ne répond pas aux exigences de la méthodologie IZIIS. C'est donc une structure très vulnérable du point de vue système structurel et comportement.

VI-3 Conclusion

L'étude comparative effectuée entre les deux méthodologies IZIIS et EPM, bien qu'elles soient différentes du point de vue modélisation et analyse du bâtiment existant ainsi que des caractéristiques des matériaux, ductilité, rigidité et capacité, montre qu'on aboutit à des résultats comparables. Dans notre exemple (bâtiment de Cardiologie-A de l'hôpital Mustapha) l'analyse de la vulnérabilité sismique de cette structure en maçonnerie, aussi bien avec la méthodologie d'IZIIS qu'avec la méthodologie EPM, permet de constater que c'est un bâtiment vulnérable et qu'un renforcement est nécessaire pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

VII INTRODUCTION DU MODELE BILINEAIRE

L'introduction d'une loi de comportement bilinéaire dans la M-EPM [28] permet de déterminer la capacité de la structure en terme d'effort et de déplacement et d'effectuer une étude comparative entre les deux modèles (élasto-plastique parfait et bilinéaire).

Le choix du modèle bilinéaire est justifié par les résultats d'études portant sur le comportement des murs en maçonnerie pour déterminer les modèles mathématiques pouvant reproduire au mieux les résultats expérimentaux [29].

Les modèles élasto-plastique parfait et bilinéaire sont définis par les relation ci-dessous ainsi que la figure A-III-5.

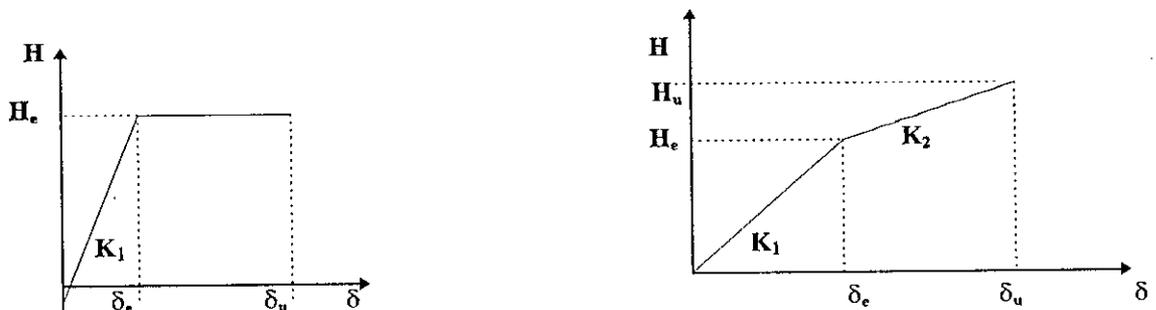


Figure A-III-5: Représentation des diagrammes élasto-plastique parfait et bilinéaire.

Modèle élasto-plastique parfait

$$H = K_1 \delta \quad \delta < \delta_e$$

$$H = H_e = K_1 \delta_e \quad \delta \geq \delta_e$$

Modèle bilinéaire

$$H = K_1 \delta \quad \delta \leq \delta_e$$

$$H = K_1 \delta_e + K_2 (\delta - \delta_e) \quad \delta > \delta_e$$

H et δ étant respectivement la force (effort tranchant) et le déplacement, K_1 et K_2 étant les rigidités initiales (élastique) et secondaires (post-élastique) de l'élément structural.

Les résultats d'études expérimentales [29] ont montré que les modèles bilinéaire et élasto-plastique parfait sont en mesure de reproduire les courbes expérimentales (tests de compression diagonales). La valeur de la rigidité secondaire est très voisine de zéro: sa valeur absolue est strictement inférieure à 10% de la rigidité initiale ($K_2 < 10\% K_1$).

VII-1 Résultats de l'analyse

Les résultats de l'analyse, en considérant le même exemple déjà décrit, sont regroupés dans les tableaux A-III-17 et A-III-18 ainsi que dans les figures A-III-5 et A-III-6, permettant ainsi une comparaison des résultats pour les deux modèles suivants:

- élasto-plastique parfait
- bilinéaire avec $K_2 = 5\% K_1$.

Il est nécessaire de noter que l'analyse de la structure en utilisant le modèle bilinéaire a été possible après les modifications apportées au niveau du programme fortran de la méthodologie EPM qui a consisté à introduire le modèle de comportement bilinéaire du mur en maçonnerie.

RDC sens longitudinal	H_e (KN)	H_u (KN)	δ_e (cm)	δ_u (cm)	μ	K_1 (KN/cm)	$R = K_2/K_1$
EPM élasto-plastique	878	1190	0.782	1.15	1.47	1120	0.90
EPM bilinéaire (5%)	878	1250	0.782	1.11	1.42	1120	0.86

Tableau A-III-17: Capacité et déplacements à la limite élastique et ultime du RDC

S-Sol sens longitudinal	H_e (KN)	H_u (KN)	δ_e (cm)	δ_u (cm)	μ	K_1 (KN/cm)	$R = K_2/K_1$
EPM élasto-plastique	2600	3630	0.501	0.742	1.47	5470	0.78
EPM bilinéaire (5%)	2600	3670	0.501	0.746	1.48	5470	0.80

Tableau A-III-18: Capacité et déplacements à la limite élastique et ultime du S-Sol

VII-2 Interprétation-Conclusion

En tenant compte des résultats de l'analyse comparative entre les deux modèles, on remarque que les deux modèles conduisent à des valeurs de la capacité en cisaillement et en déplacement comparables. C'est pourquoi aussi bien le modèle élasto-plastique que le modèle bilinéaire peuvent être choisis comme loi de comportement des murs en maçonnerie.

Toutefois la loi bilinéaire ne peut reproduire le comportement des murs en maçonnerie que pour des faibles valeurs de la rigidité secondaire soit $K_2 < 10\% K_1$ [29] ce qui peut être reproduit par un modèle élasto-plastique parfait sans oublier la simplicité de la relation de ce dernier.

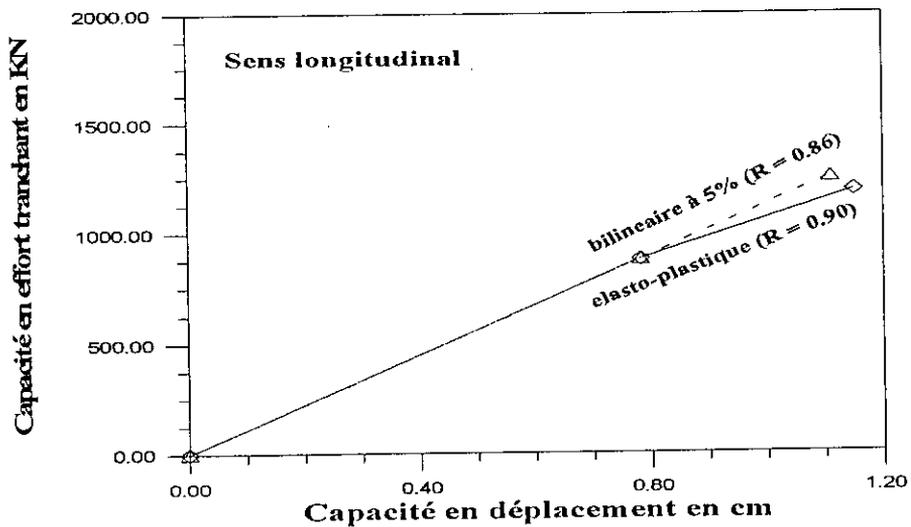


Figure A-III-5: : Comparaison entre les modèles élasto-plastique et bilinéaire selon la méthodologie EPM (pour le niveau RDC) sens longitudinal

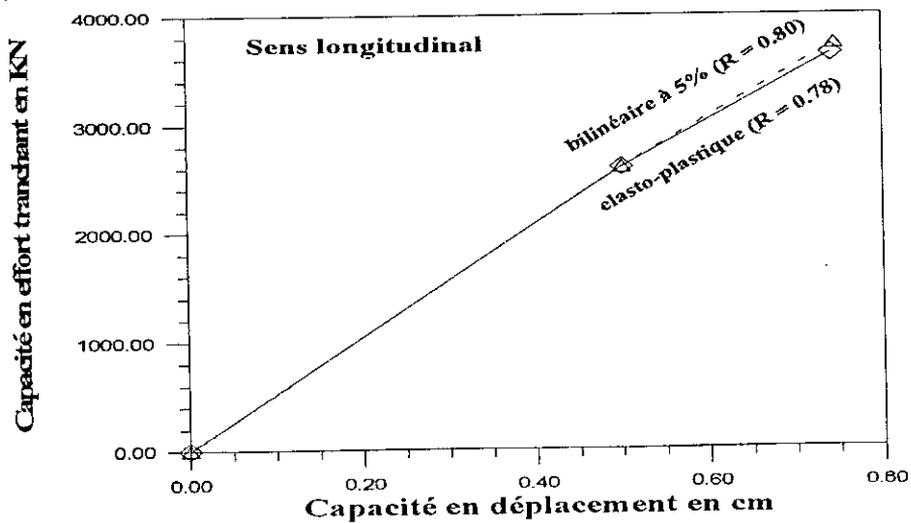


Figure A-III-6: Comparaison entre les modèles élasto-plastique et bilinéaire selon la méthodologie EPM (pour le niveau S-Sol) sens longitudinal

VIII CONCLUSION

Suite à l'étude comparative effectuée entre les deux méthodologies IZIIS et EPM en considérant comme exemple une structure réelle, on peut dire que bien qu'elles soient différentes du point de vue hypothèse, formulation et modélisation du bâtiment, on aboutit à des résultats comparables quant à la vulnérabilité de la structure vis-à-vis des actions sismique.

La méthodologie EPM permet de conclure que la structure est en mesure de résister aux forces sismiques si le coefficient de sécurité η relatif à chaque étage évalué (η étant le rapport entre la capacité et l'effort sismique revenant à ce niveau) reste supérieur à 1.

- La méthodologie d'IZIIS ne permet de prendre aucune décision quant à la résistance de la structure lorsque le coefficient de sécurité η relatif à chaque étage est supérieur à 1. Une analyse dynamique non linéaire pour évaluer les déplacements inter-étages est recommandée. L'analyse dynamique basée sur les résultats fournis par l'approche capacitaire permet d'estimer entre autres les déplacements requis et d'effectuer une corrélation entre les déplacements requis par le séisme et les déplacements limites (δ_y , δ_u) de la structure modélisée.

$\delta_{req} \leq \delta_y$ *La structure a un comportement élastique linéaire.*

$\delta_y < \delta_{req} \leq \delta_u$ *La structure a un comportement non linéaire.*

$\delta_{req} > \delta_u$ *La structure est incapable de reprendre les efforts dus au séisme.*

Par ailleurs, lorsque le coefficient de sécurité relatif à chaque étage est inférieur à 1 alors,

- La méthodologie EPM permet de conclure que la structure doit être renforcée pour pouvoir résister aux sollicitations sismiques en terme d'effort tranchant.

- Méthodologie d'IZIIS: Un modèle de renforcement doit être proposé et une analyse dynamique de la structure ainsi renforcée permet de décider quant à la fiabilité de la structure renforcée.

CONCLUSIONS

L'étude de la vulnérabilité sismique d'une structure individuelle pour laquelle on possède les détails d'exécution nécessaires aux calculs de vérification de la résistance peut être menée par deux méthodes analytiques que nous avons présentées dans ce travail à savoir la M-IZIIS et la M-EPM. Ces méthodologies permettent d'estimer la capacité aux états limites en terme d'effort tranchant et en terme de déplacement et ce aussi bien pour chacun des éléments porteurs que pour l'ensemble des éléments d'un même étage. Les éléments structuraux sont supposés avoir un comportement bilinéaire et élasto-plastique parfait respectivement pour la M-IZIIS et la M-EPM. La loi de comportement du niveau est obtenue par superposition des effets de chaque élément porteur. Le diagramme ainsi obtenu est idéalisé par une loi de comportement bilinéaire. La limite inférieure (limite élastique) correspond à la limite élastique de l'élément le plus rigide, la limite supérieure correspond à la limite ultime de l'élément le moins ductile. L'analyse capacitaire permet de connaître l'état de résistance de la structure. Une certaine plage de sécurité est considérée vu que l'on suppose que le niveau a atteint son état ultime de résistance pour le premier élément ayant atteint sa capacité de résistance alors que tous les autres éléments n'ont pas encore développé des déformations aussi importantes. La M-IZIIS a permis d'effectuer une analyse dynamique non linéaire sous sollicitations sismiques pour déterminer les déplacements inter-étages et vérifier les critères de sécurité.

Suite à l'étude comparative effectuée entre les deux méthodologies IZIIS et EPM en considérant comme exemple une structure réelle, on peut dire que bien qu'elles soient différentes du point de vue hypothèses, formulation et modélisation du bâtiment, on aboutit à des résultats comparables quant à la vulnérabilité de la structure vis-à-vis des actions sismiques.

Ces méthodologies d'analyse de la vulnérabilité sismique de structures en maçonnerie ne permettent pas une analyse du comportement local de chacun des éléments structuraux à savoir l'état de contrainte, de résistance et de fissuration de chacun des éléments (brique/mortier) qui constituent les murs en maçonnerie. C'est pourquoi une investigation numérique sur le comportement des murs en maçonnerie sous différentes sollicitations pourrait s'avérer intéressante et a donc été envisagée dans la deuxième partie de ce travail.

REFERENCES DE LA PARTIE A

- [1] G. König, W. Mann and A. Otes, "Experimental Investigations on the Behaviour of Unreinforced Masonry Walls under Seismically Induced Loads and Lessons Derived", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 8, pp. 1117-1122, Tokyo, 1988
- [2] R. Meli, "Behaviour of Masonry Walls under Lateral Loads", Proceedings of the 5th World conference on Earthquake Engineering, Rome 1973, Vol. 3, N° 197.
- [3] M. J. Priestley and D. O. Bridgeman, "Seismic Resistance of Brick Masonry Walls", Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering, 1974, Vol.7, N°4, pp. 167-187.
- [4] M. J. Priestley, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Masonry Shear Walls With High Steel Percentages", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering,, 1977, Vol.10, No.1, pp. 65-75.
- [5] R. L. Mayes and R. W. Clough, "A literature Survey-Compressive, Tensile, Bond and Shear Strength of Masonry", EERC Report No. 75-15, University of California, Berkeley, USA July 1975
- [6] M. Bruneau, "Seismic Evaluation of Unreinforced Masonry Buildings: A State-of-the-Art Report", Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, Ontario, Canada, 1995.
- [7] Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region, "Design and Construction of stone and brick masonry buildings", Vol. 3, UNDP/UNIDO Project RER/79/015, 1984.
- [8] H. Sucuoglu and N. M. Shirali, "Seismic Performance of Multistorey Reinforced Masonry Buildings: A Synthesis of Inelastic Pier Behavior", Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow 1990, Vol. 5, pp. 43-51.
- [9] Y. Mengi and H. D. McNiven, "A Linear Mathematical Model for the Seismic In-Plane Behaviour of Brick Masonry Walls", part 1 and 2, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1984, Vol. 12, pp.313-346.
- [10] Y. Mengi and H. D. McNiven, "A Mathematical Model for the In-Plane Non-Linear Behaviour of Brick Masonry Walls", part 1 and 2, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1989, Vol. 18, pp. 233-261.
- [11] D. Benedetti and G. M. Benzoni, "A Numerical Model for Seismic Analysis of Masonry Buildings: Experimental Correlation", 1984, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp. 817-832.
- [12] ABK, A Joint Venture, "Methodology for Mitigation of Seismic Hazard in Existing Unreinforced Masonry Buildings: The Methodology, ABK-TR-08", 1984, Agbabian Associates, El Segundo, California, USA.

- [13] S. Chiostrini and A. Vignoli, "Mechanical Modelling of Masonry Walls with Various Openings", Proceedings of the 2nd International Conference on Repairs and Maintenance of Historical Buildings, Spain 1991, Computational Mechanics Publications, pp. 247-262.
- [14] V. Bickovski et V. Mirrevska, "Mathematical Modelling of Masonry Structures Applying Finite Element Method", Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology IZHS, Macedonia, 1993, (Personal Report)
- [15] A. S Arya, B. Chandra and M. Quamaruddin, "Dynamic Response of Multi-Storeyed Brick Buildings" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1985, Vol. 13, pp. 135-150.
- [16] N. Akkas, "Thoughts on the Concepts of Seismic Hazard, Vulnerability and Seismic Risk", 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow 1997, Vol 10A, pp 77-86.
- [17] H. Sandi, "Vulnerability and Risk Analysis", Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering Moscow 1990, Volume -A-, pp 89-107.
- [18] C. Madelaigue, "Renforcement du Bâtiment Existant en Zone Sismique", Thèse de Doctorat de l'Université de Paris VI option Mécanique, 1987.
- [19] D. Ristic, J. Petrovski et N. Nocevski, "Theoretical Vulnerability Function of Existing Buildings for Damage Prediction and Earthquake Risk Mitigation", Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow 1990, Volume 9, pp 268-277.
- [20] J. Petrovski, Z. Milutinovic, "Development of Vulnerability Function Based on Empirical Data from September 19, 1985 Michoacan Mexico Earthquake", Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering Moscow 1990, Volume 9, pp 258-268.
- [21] Z. Bozinovski, P. Gavrilovic, "Static, Dynamic and Ultimate State of Masonry Buildings Subjected to Vertical and Horizontal Loads, SDUAMB", Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, IEEES Republic of Macedonia, (personal report) 1993.
- [22] Z. Bozinovski, P. Gavrilovic, "Dynamic Response Analysis of Building Structures, DRABS", Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, IEEES Republic of Macedonia, (personal report) 1993.
- [23] A. W. Page, W. Samarasinghe and A. W. Hendry, "The In-Plane Failure of Masonry - A Review", Proceedings of the British Ceramic Society, Load-Bearing Brickwork, 1982 N° 30, pp. 90-100.
- [24] Y. Mengi and H. D. McNiven, "A Mathematical Model for Prediction the Non-Linear Response of Unreinforced Masonry Walls to In-Plane Earthquake Excitation", Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-86/07, 1986, University of California, Berkeley, USA.
- [25] G. Magenes and G. M. Calvi, "Cyclic Behaviour of Brick Masonry Walls", Proceeding of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain 1992, Vol. 6, pp. 3517-3522.

- [26] D. P. Abrams, "Strength and Behaviour of Unreinforced Masonry Elements", Proceeding of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain 1992, Vol. 6, pp.3475-3480.
- [27] D. Benedetti and G. M. Benzoni, "A Numerical Model for Seismic Analysis of Masonry Buildings: Experimental Correlations", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1984, Vol. 12, pp.817-832.
- [28] Diretiva Tecniche ed Esemplicazioni delle Metodologie di Interventi per la Riparazione ed il Consolidamento degli Edifici Danneggiati da Eventi Sismici (Art. 38 L.R 1/7/81,N.34).
- [29] G. C. Beolchini, "Mechanical properties of old stone masonries", Proceedings. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. , Vol. 6, pp 3499-3504. Madrid, 1992.

PARTIE B:

**INVESTIGATION NUMERIQUE ET ESTIMATION
DE L'ENDOMMAGEMENT DES MURS EN MACONNERIE
PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS**

INTRODUCTION

La deuxième partie de ce travail de recherche portant sur l'étude de la vulnérabilité des structures en maçonnerie porteuse est une conséquence directe de l'étude effectuée dans la première partie de ce travail. En effet, les méthodologies d'analyse présentées permettent d'étudier la vulnérabilité des structures en maçonnerie et de décider quant à la résistance de façon globale de ces dernières vis-à-vis des sollicitations sismiques. Elle ne permettent pas une analyse détaillée de chacun des éléments structuraux (murs porteurs), c'est à dire relative à l'état de contrainte, de déformation ou de fissuration qui se développe dans le mur au cours de l'excitation. C'est pourquoi cette deuxième partie est relative à l'investigation numérique sur le comportement et à l'estimation de l'endommagement sismique des murs en maçonnerie et présente:

- une étude de la bibliographie se rapportant à la modélisation et au comportement de la maçonnerie sous sollicitation de compression, de traction et de cisaillement.
- une analyse linéaire sous sollicitations statique des murs en maçonnerie avec étude de l'influence de certains paramètres sur leur comportement,
- une analyse sismique linéaire par tronçon (modification des caractéristiques de rigidité dans le temps) et estimation de l'endommagement des murs en maçonnerie.

CHAPITRE I:

**ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT
DES MURS EN MAGONNERIE ET MODELISATION
PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS**

CHAPITRE I:

ETAT DE L'ART SUR LE COMPORTEMENT DES MURS EN MAÇONNERIE
ET MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

I INTRODUCTION

Dans le premier chapitre de cette partie on se propose de passer en revue la bibliographie existante dans le but de résumer l'état des connaissances actuelles sur le comportement des murs en maçonnerie sous charges de compression, de cisaillement et sous chargement combiné. On mettra l'accent sur les aspects concernant les mécanismes de rupture des murs soumis à des charges statiques dans le plan. Les paramètres qui influencent leur comportement seront particulièrement examinés. Rappelons que le comportement de la maçonnerie dépend de certains paramètres mécaniques tels que la résistance à la compression f_{cpr} , la résistance à la traction f_t , le module de Young E et le module de cisaillement G ainsi que le facteur de ductilité μ . Etant donné l'hétérogénéité du matériau, il n'est malheureusement pas toujours possible de déterminer les caractéristiques de la maçonnerie à partir de l'étude individuelle des matériaux qui la composent. C'est pourquoi les règlements proposent la réalisation d'essais simples sur de petits prismes ou murs composés de quelques pièces. On décrira brièvement les essais recommandés.

II TRAVAUX ANTERIEURS ET ETAT DE L'ART

II-1 Comportement en compression de la maçonnerie

La plupart des normes recommandent la détermination de f_{cpr} à partir d'essais sur prismes simples, composés de 3, 4 ou 5 pièces en maçonnerie, soumis à une compression uniaxiale (code USA et autres). En général, l'expérience montre que la résistance du prisme est supérieure à celle du mortier et inférieure à celle de la pièce de maçonnerie (voir figure B-1), [1].

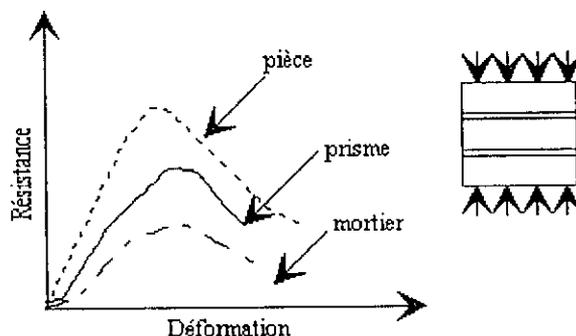


Figure B-1: comportement du prisme en compression

Plusieurs mécanismes de rupture ont été observés [1]:

- Ecrasement des pièces de maçonnerie,
- la fissuration verticale due à des contraintes transversales
- la rupture brusque due à l'instabilité des parois internes dans le cas des briques creuses.

La différence de rigidité entre les matériaux (les pièces de maçonnerie et les joints de mortier) est un paramètre très important à considérer. Le mortier, en général plus flexible que la pièce, essaie de s'échapper du joint sous la charge verticale, tandis que la pièce, plus rigide, s'oppose à ce mouvement. Meli ([8] dans [1]) a appelé ce phénomène qui a été étudié en détail par Hilsdorf ([26] dans [1]), "l'effet joint".

Dans son travail, Meli ([8] dans [1]) résume les résultats de ses essais sur prismes en compression uniaxiale. Il propose des courbes contrainte-déformation axiale qui peuvent être considérées comme linéaires jusqu'à 70 % de la charge maximale. Le module de Young E est mis en rapport avec la résistance du prisme, f_{cpr} , mais la dispersion dans les résultats obtenus est très élevée. Une démarche similaire pour estimer la valeur de E est proposée dans les règlements de nombreux pays [2].

La connaissance des courbes contrainte-déformation de la maçonnerie est d'une importance fondamentale pour la proposition d'un modèle mathématique permettant par la suite l'étude du comportement en flexion de ces structures. Il a été établi que le comportement de la maçonnerie en compression peut être assimilé, dans certaines limites, au comportement du béton armé [3] [4]. Hart et al [5]. ont proposé des courbes permettant la modélisation de la maçonnerie en blocs de béton. Cependant, ces études concernent surtout la maçonnerie armée.

Il a été établi, par ailleurs, que la valeur de f_{cpr} obtenue au moyen des prismes en compression uniaxiale constitue une valeur pour l'établissement d'un critère, fournissant une large marge de sécurité, pour l'évaluation de la résistance des murs à échelle réelle. En outre, il faut mentionner qu'un seul paramètre n'est pas suffisant pour décrire le comportement des murs soumis à des états combinés de contraintes.

De nombreux travaux de recherche, pour la plupart à caractère expérimental, portent sur le comportement de la maçonnerie sous sollicitations biaxiales. A titre d'exemple, on peut citer l'étude de Page ([23] dans [1]). Dans son travail, il résume les résultats de ses essais sur 102 murs en maçonnerie sous compression biaxiale. Les paramètres considérés comme importants sont l'angle d'orientation des joints par rapport à la verticale et la variation du rapport s_1/s_2 des charges appliquées. Les mécanismes de rupture varient selon ce rapport des charges. Lorsque l'une des contraintes est beaucoup plus importante que l'autre, la rupture se produit dans un plan normal au plan du mur en maçonnerie voir figure B-2.

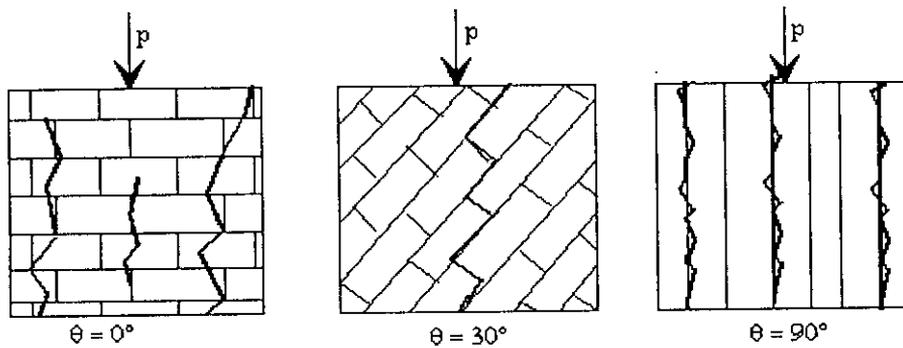


Figure B-2 : Fissuration (Plan perpendiculaire)

Dans d'autres cas, la rupture a lieu dans un plan parallèle à celui du mur voir figure B-3

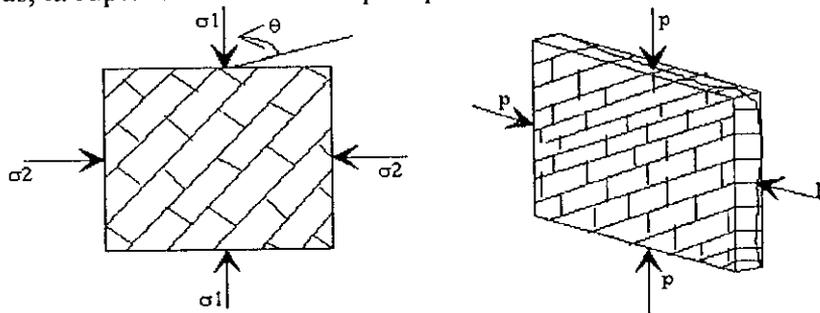


Figure B-3: Fissuration (Plan parallèle)

Il est important de signaler que pour les cas de rupture dans le plan normal (c'est à dire les cas proches du cas uniaxiale), l'orientation des joints influence la résistance à la rupture, tandis que pour les autres cas cette influence peut être négligée.

Rochet ([25] dans [1]) entreprend l'étude expérimentale de prismes sous charges uniaxiales et biaxiales. Ces études confirment le fait qu'une augmentation du confinement latéral fait augmenter la résistance du prisme en compression et que le mécanisme de rupture change selon le rapport des forces appliquées. Il a aussi étudié l'effet du type de mortier utilisé. Ce paramètre s'avère important fondamentalement dans les essais uniaxiaux: la résistance du prisme semble diminuer pour les mortiers maigres et pour des joints plus épais.

Les approches analytiques du comportement de la maçonnerie sous compression n'ont pas été nombreuses. A. Hamid et al. [6]. ont effectué une étude tridimensionnelle, linéaire, par éléments finis, portant sur le comportement de blocs en béton, soumis à la compression. Dans cette étude les auteurs analysent l'influence de variables telles que: le type de mortier, le nombre de joints, les dimensions du bloc de béton, et l'élanement du prisme. Ils constatent l'importance de la répartition du mortier dans le joint sur la résistance du prisme. Cependant ils ne font aucune allusion à l'influence de l'épaisseur du joint sur son comportement.

En conclusion, l'analyse bibliographique nous permet de constater que le comportement de la maçonnerie en compression est assez complexe. Malgré la quantité d'information déjà existante, une étude rigoureuse sur les différents paramètres qui influencent son comportement s'avère encore nécessaire. En particulier, l'influence sur la résistance de la maçonnerie en

compression des paramètres tels que le rapport entre le module de Young du mortier et celui de la pièce, ainsi que l'épaisseur des joints, n'a pas encore été précisée. La généralisation des résultats expérimentaux disponibles reste contestable, si on tient compte de la diversité des matériaux utilisés d'un pays à l'autre et de la dispersion de ces résultats.

II-2 Comportement de la maçonnerie sous charges de cisaillement et sous charges diagonales

II-2-1 Sous charges de cisaillement

L'essai le plus simple à réaliser et à contrôler en laboratoire pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous charges de cisaillement est celui montré sur la figure B-4.

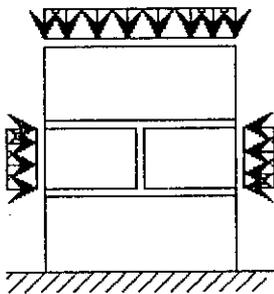


Figure B-4: Essais de cisaillement

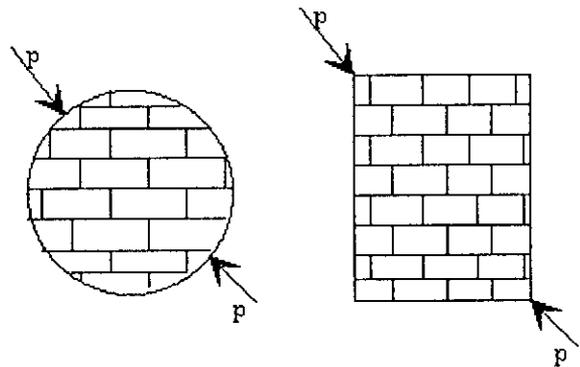


Figure B-5: Essais de traction diagonale

Les études de Meli et Reyes ([8] dans [1]) témoignent de l'existence de différents types de comportement à la rupture:

- Glissement au niveau des joints (rupture par non adhérence)
- rupture de la pièce de maçonnerie par cisaillement.

Dans le travail de Meli et Reyes ([8] dans [1]), on rapporte aussi quelques cas de fissurations par rupture du mortier.

II-2-2 Sous charge diagonales

La figure B-5 montre deux essais répandus pour la détermination de la résistance à la traction de la maçonnerie. Ces expériences sont inspirées de "l'essai brésilien", conçu initialement pour l'évaluation de la résistance du béton.

Johnson et Thompson [7] ont décrit les essais réalisés sur des disques en maçonnerie soumis à des charges de compression diagonale. Les résultats obtenus varient selon la direction des charges par rapport aux joints. La résistance de ces spécimens atteint un maximum pour des charges perpendiculaires aux joints et un minimum pour des charges parallèles aux joints.

Stafford, Smith et Col [8] ont étudié l'influence de l'hétérogénéité du matériau sur sa résistance. Au moyen de la méthode des éléments finis, ils ont analysé des disques en maçonnerie sous des charges de compression faisant un angle de 45° avec les joints, tout en faisant varier le rapport entre les modules de Young de la pièce et du mortier. Les résultats obtenus montrent que les efforts maximaux sont très sensibles aux qualités des matériaux.

Meli ([8] dans [1]) propose l'évaluation de f_t à partir de l'étude de petits murs de forme rectangulaire, soumis à des charges diagonales. Le module de cisaillement (G) est évalué à partir du rapport entre l'effort de cisaillement et la déformation angulaire (valeurs moyennes). Dans son travail, Meli essaie d'analyser l'influence des paramètres tels que l'élancement et le nombre de joints existants sur la résistance du mur.

Les résultats de ses expériences indiquent qu'il y a deux types de rupture voir figure B-6.

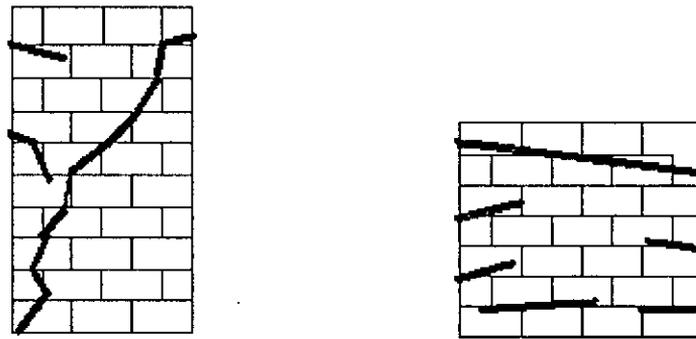


Figure B-6: Types de rupture sous charge combinée

- la rupture due à la traction diagonale
- la rupture due au glissement des joints.

La première caractérise le comportement des murs dont le rapport d'élancement (H/L) est plutôt élevé, tandis que la deuxième est davantage observée dans le cas de murs moins élancés.

L'examen des résultats obtenus ont permis d'avancer les conclusions suivantes [1]:

i/ La qualité du mortier n'a pas d'influence sur la résistance du mur si la rupture est due à la traction diagonale.

ii/ Si la rupture se fait par glissement, la résistance augmente avec l'élancement du mur, puisque la géométrie du mur favorise l'augmentation des contraintes de compression sur le joint.

iii/ Les joints verticaux vides font diminuer la résistance du mur.

Bazan [9] reprend les résultats de Meli dans le but de proposer un modèle analytique pour l'étude de la maçonnerie. Au moyen de la MEF, il évalue le comportement de petits murs rectangulaires sous compression diagonale. Il constate aussi que les variations du coefficient de poisson n'ont pas une grande influence sur le comportement des murs.

L'importance de certains paramètres sur le comportement de la maçonnerie sous des charges de cisaillement et de traction ressort clairement à travers les études et recherches réalisées. Ces variables sont:

- le rapport entre les modules d'élasticité de la pièce et du mortier
- l'épaisseur du joint de mortier
- la présence de la charge verticale
- la disposition des joints verticaux
- la géométrie du mur.

L'hétérogénéité de la maçonnerie rend très difficile la proposition de modèles simplifiés. L'utilisation de modèles homogènes ne permet pas en revanche de prendre en compte les paramètres mentionnés. Il s'avère donc nécessaire de préciser l'influence de ces paramètres sur le comportement de la maçonnerie afin de comprendre les divers mécanismes de rupture observés expérimentalement.

II-3 Comportement des murs sous charges latérales

Les charges latérales, telles que celles provenant des séismes et du vent, sont supportées, dans les structures en maçonnerie, par les murs. Ceux-ci ont un comportement différent, selon qu'il s'agit de murs isolés ou de murs de remplissage des ossatures en béton armé. Les derniers présentent un comportement plus ductile que les premiers. Toutefois il a été observé que les réseaux de fissuration qu'ils présentent sont similaires [10] voir figure B-7.

Les mécanismes de rupture sont:

- 1- rupture par traction diagonale, caractérisée par l'apparition de fissures qui traversent les briques et le mortier
- 2- rupture par friction ou glissement
- 3- rupture par flexion: la fissuration se produit dans des zones voisines de la base encadrée,
- 4- rupture mixte, caractérisée par l'apparition de fissures diagonales qui tantôt traversent les pièces, tantôt suivent la direction des joints,
- 5- écrasement du matériau dans les zones en compression.

L'apparition de l'un de ces mécanismes de rupture dépend de divers facteurs, parmi lesquels on peut citer les différences de géométrie du panneau, les variations de la charge verticale, etc.

II-4 Critères de rupture

Plusieurs critères de rupture ont été proposés dans la littérature. On pourrait les classer de la manière suivante:

- 1- Rupture par contrainte principale, établie par des valeurs limites en compression ou en traction. De nombreuses études déterminent ces valeurs limites en fonction de l'orientation des joints de mortier voir notamment les travaux de Meli, Bazan ([7] dans [1]), [9].

2- Rupture par combinaison critique de contraintes principales, formulée à partir des résultats expérimentaux; pour la plupart, ces critères déterminent des surfaces de rupture en fonction des valeurs des contraintes principales et de l'angle d'orientation des joints. Voir par exemple les travaux de Samarasinghe et Col ([30] dans [1]).

3- Rupture par extension critique: Il s'agit de critères basés sur la définition d'un changement limite de volume, c'est à dire, une hypothèse de rupture qui serait fonction de la valeur du coefficient de Poisson ([7] dans [1]).

4- Rupture par séparation ou glissement: Cette hypothèse conduit à la proposition de critère de type Coulomb ([21] dans [1]) et c'est ce qui a été adopté dans notre étude.

Selon ce critère la résistance du joint serait fonction de l'adhérence existante entre la pièce de maçonnerie et le mortier et du frottement dû à la présence des charges perpendiculaires au joint. Les coefficients de frottement et d'adhérence sont évalués expérimentalement.

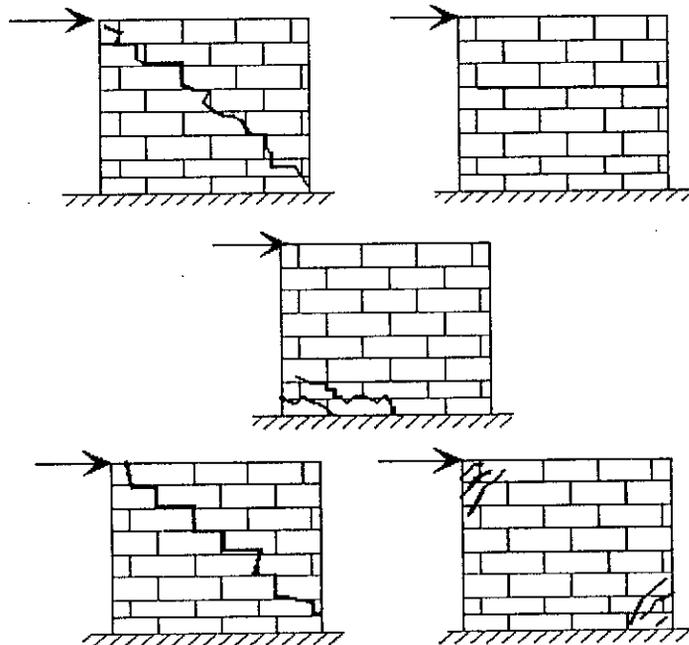


Figure B-7: Rupture de murs non confinés

III MODELISATION NUMERIQUE

A la lumière du contenu des sections précédentes, il ne persiste aucun doute quant à l'utilité d'un modèle numérique pour l'étude du comportement de la maçonnerie. En effet, la maçonnerie, malgré la grande quantité d'information existante, reste encore un matériau assez complexe. La diversité de paramètres modifiant son comportement, la dispersion caractéristique des résultats expérimentaux disponibles et la variété des mécanismes qui déterminent sa performance en sont la cause.

Dans les paragraphes précédents, on a fait allusion à quelques propositions qui mènent à la définition de modèles relativement simplifiés. L'approche qui semble la plus adaptée aux

caractéristiques particulièrement complexes de la maçonnerie est celle basée sur la MEF qui permet de tenir compte de la diversité des matériaux, des conditions de charges, des conditions géométriques et de différentes dispositions des joints.

Dans le domaine linéaire, les études sur le comportement de la maçonnerie au moyen des éléments finis sont plus ou moins nombreuses. On peut citer les travaux, de Wood en 1952, de Rosenhaupt et Sokal en 1965 de Tettraw et Hirst en 1971 et Saw en 1974, [11] qui considèrent que la maçonnerie est un matériau isotrope, homogène et élastique sans tenir compte des phénomènes de rupture. Ce modèle reste valable pour de faibles niveaux de contraintes et devient inadéquat pour des niveaux de contraintes élevés car dans ce cas on observe une redistribution des contraintes due à la non linéarité matérielle et à l'apparition de fissures locales.

Par ailleurs Stafford-Smith et Carter en 1970 ([23] dans [11]), Stafford et Rahman en 1972 ([24] dans [11]), Ali et Page en 1985 ([2] dans [11]) considèrent la maçonnerie comme un matériau élastique, isotrope et hétérogène. D'autre part Ganju en 1977 ([12] dans [11]), Samarasinge en 1982 [12] ont considéré un matériau élastique, isotrope et homogène tout en prenant en considération la possibilité de rupture locale.

Page [11] considéra une modélisation séparée des matériaux constitutifs en considérant la possibilité de rupture locale dans les deux matériaux.

Par ailleurs, on peut citer le modèle raffiné proposé par Anand et al en 1990 ([1] dans [13]), qui consiste à modéliser séparément la pièce et le mortier et à introduire des éléments d'interfaces pour représenter la déformation interfacielle tout en reproduisant le glissement et/ou le décollement de la pièce par rapport au mortier. De là, Page [14] et Rots en 1991 ([10] dans [13]) proposent un modèle similaire où le mortier n'est modélisé que par des éléments d'interfaces. Ce modèle nous semble plus réaliste et par conséquent sera retenu pour la suite de l'étude.

Bien qu'une analyse linéaire s'avère satisfaisante dans certains cas (murs simples en maçonnerie non-confinée sous charges monotones), il est évident que l'étude du comportement ultime de murs en maçonnerie exige la réalisation d'une analyse non-linéaire. Dans cette optique, Dhanasekar, Page et al en 1985 ([9] dans [11]) ont proposé un modèle capable de reproduire les effets des non linéarités matérielles ainsi que l'apparition progressive de la rupture locale en considérant la maçonnerie comme un matériau homogène ayant des propriétés équivalentes. Les études de Meli ([7] dans [1]), sont basées sur la proposition d'un modèle analytique à caractéristiques suivantes: la maçonnerie est considérée comme un matériau homogène et l'anisotropie est traitée de deux manières: un rapport G/E variable et une résistance à la traction dépendant de la direction des contraintes par rapport aux joints.

En se basant sur la MEF, Bazan [9] propose un outil de calcul pour l'analyse non-linéaire des murs en maçonnerie sous charges monotones. Les caractéristiques élastiques sont modifiées selon l'état de fissuration de la structure. Le modèle homogène proposé ne permet pas de reproduire de manière satisfaisante les schémas de fissuration observés en laboratoire. Pour améliorer le modèle, il semblerait intéressant d'inclure d'autres critères de rupture permettant de reproduire les divers réseaux de fissuration mentionnés. Pour cela, il est nécessaire de modéliser l'existence des joints et de considérer, donc, un modèle hétérogène à la place d'un modèle homogène.

IV MODELISATION DU MUR EN MACONNERIE PAR LA MEF

L'analyse bibliographique effectuée nous a permis de constater que, malgré la grande quantité de recherches effectuées, il reste encore beaucoup d'inconnues relatives au comportement de la maçonnerie.

En particulier, reste à préciser l'influence de certains paramètres tels que: le rapport entre les modules d'élasticité de la pièce et du mortier, l'épaisseur du joint de mortier, la présence de la charge verticale, la disposition des joints verticaux et la géométrie du mur. C'est pourquoi nous nous proposons de développer un outil de calcul, basé sur la méthode des éléments finis, pour l'étude des paramètres ayant une influence sur le comportement de la maçonnerie et d'estimer l'endommagement de ces derniers. Le plan de travail est le suivant:

1- Etude dans le domaine linéaire du comportement de la maçonnerie sous chargement statique de compression et/ou de cisaillement pour identifier les paramètres les plus importants et leurs influence sur le mode de rupture du matériau.

2- analyse dans le domaine linéaire pour étudier l'influence de ces paramètres considérées sur la fréquence de vibration des murs en maçonnerie

3- Etude dans le domaine linéaire avec modification des caractéristiques de rigidité dans le temps selon un critère de rupture sous chargement sismique de l'endommagement du murs en maçonnerie.

Par ailleurs, selon l'étude bibliographique il n'est pas réaliste de considérer un comportement élastique linéaire homogène et isotrope des éléments en maçonnerie et du mortier ni de supposer une adhérence parfaite aux interfaces éléments/mortier. C'est pourquoi le modèle que nous proposons doit être capable de simuler les phénomènes de glissement et de décollement qui se manifestent aux interfaces. Ce sont ces derniers qui se trouvent à l'origine des désordres et de la rupture des murs en maçonnerie. De là, découle la nécessité de modéliser les éléments de maçonnerie par des éléments finis de contraintes planes et les joints par des éléments d'interfaces, modèle inspiré du modèle de Page [14] et Rots ([10] dans [13]), pour mettre en évidence les mécanismes et les zones de rupture.

IV-1 Modélisation des éléments de maçonnerie

L'élément de maçonnerie (brique) est supposé avoir un comportement élastique linéaire homogène et isotrope et est modélisé par l'élément fini bidimensionnel triangulaire à trois noeuds. La formulation adoptée est une approche en déplacement.

IV-2 Modélisation du joint de mortier.

IV-2-1 Modélisation des interfaces

L'étude des problèmes d'interfaces est un point essentiel dans l'analyse du comportement et le mode de rupture de structures composites. L'évaluation précise du comportement d'interfaces implique le respect et la simulation des conditions de contact. Qu'il s'agisse par exemple d'un problème de contact entre deux ou plusieurs couches de sol, de fissures dans les murs ou dans les masses rocheuses ou de contact sol-structure, on ne peut se permettre de négliger le décollement et le frottement sur l'interface de contact.

IV-2-1-1- Définition de l'interface

Le terme "interface" est relatif à la zone de contact entre deux structures (Figure B-8), [15]. "La zone interfaciale" regroupe les surfaces de contact effectives, leur périphérie immédiate et les zones perturbées.

Sur le plan géométrique, l'interface est définie par une surface de contact de normale η en un point, et correspond à la surface moyenne du volume des zones perturbées.

Sur le plan mécanique, l'existence du contact se caractérise par certaines relations entre les composantes normales σ et tangentielles τ de la contrainte s'exerçant sur une facette portée par la surface moyenne (Figure B-9). Il apparaît un déplacement relatif associé à cet état de contrainte des points m_1 et m_2 appartenant respectivement aux milieux M_1 et M_2 dans les directions t et η . m_1 et m_2 ont initialement les mêmes coordonnées.

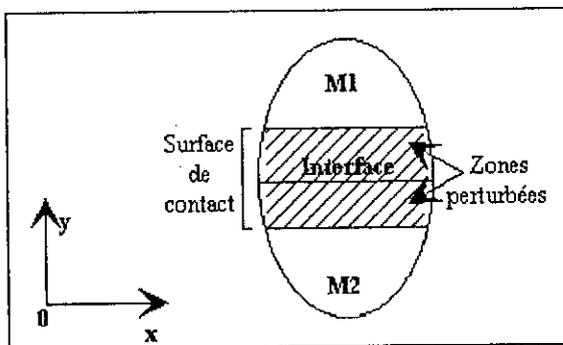


Figure B-8: Définition de l'interface

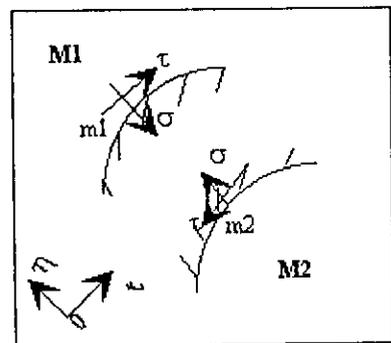


Figure B-9: Etat de contrainte à l'interface

IV-2-1-2- Problème d'interface entre deux solides

Considérons deux matériaux M_1 et M_2 de propriétés thermo mécaniques différentes, reliés par une zone de liaison. Un tel problème de liaison entre deux matériaux différents

introduit beaucoup de difficultés dans le calcul des contraintes et des déplacements sur la surface de liaison. Ce type de problème présente une diversité de cas nécessitant divers types d'approches pour pouvoir obtenir une solution convenable. La modélisation physique du problème, la schématisation géométrique de l'interface, et l'échelle physique par laquelle la zone interfaciale est considérée, jouent un rôle majeur dans l'étude des problèmes d'interface.

IV-2-1-3- Traitement des interfaces par la MEF

Pour un problème donné, la détermination du champ des contraintes et des déplacements consiste à définir des équations régissant la solution et prescrivant sous une forme ou une autre, la satisfaction de plusieurs conditions statiques et cinématiques, et la continuité à l'interface.

Une difficulté majeure à cet égard, mise à part la résolution des équations choisies réside dans leur aptitude à présenter fidèlement les conditions réelles, c'est à dire toutes les complexités pouvant intervenir dans la géométrie, le chargement, les conditions aux limites et les propriétés intrinsèques des matériaux constituant la structure. Un tel problème serait difficilement traitable par les méthodes classiques, même après une simplification des hypothèses.

Ces divers facteurs mènent impérativement à la résolution par des méthodes numériques. Parmi celles-ci la MEF est la plus adaptée. Le concept des éléments d'interface utilisé dans ce travail est basé sur les conditions de continuité des déplacements.

IV-2-1-4 Méthodes d'analyse des problèmes d'interfaces

L'analyse numérique des problèmes comportant des interfaces s'est développée en Génie-civil. Les études proposées par différents auteurs sont issues des deux principales approches ci-dessous:

- Les méthodes basées sur le partitionnement de l'interface à partir d'une relation limite exprimée en terme de contrainte,
- Les méthodes intégrant une "loi de comportement" de l'interface, c'est à dire assimilant cette dernière à un matériau particulier.

IV-2-1-4-1 Méthode utilisant une loi de comportement de l'interface

a/ Introduction

Si l'interface est assimilée à un "matériau fictif", nous définissons sa "loi de comportement" comme étant la relation entre les contraintes et les déplacements relatifs associés en un point de cette interface, modélisé par un élément ayant une forme et des propriétés différentes de celles de l'élément fini en contrainte plane modélisant la pièce de maçonnerie. Ces éléments sont dits "éléments d'interface".

De nombreux chercheurs ont mis au point des algorithmes de résolution, qui permettent la résolution du problème d'interface par les éléments d'interfaces. Citons les travaux de Goodman, R. Taylor et T. L. Brekke en 1968 [16], Zienkiewicz en 1970 ([8] dans [17]), Ghaboussi en 1973 [17], qui ont proposé, pour simuler le contact, un élément de massif spécial de longueur L et d'une épaisseur t .

b/ Formulation des éléments d'interfaces

Différents types d'éléments finis ont été proposés [15] pour la modélisation des joints et interfaces. Ils peuvent être classés dans les catégories suivantes:

- Eléments finis standards pour de faibles épaisseurs,
- Eléments quasi-continus possédant une faiblesse plane dans la direction de l'interface ou le plan du joint,
- éléments de liaison (link elements) pour lesquels seules les contraintes entre les noeuds opposés sont considérées
- Eléments joints aux interfaces dans lesquels les déplacements relatifs entre les noeuds opposés sont des variables de la déformation. Ils peuvent avoir une épaisseur finie ou nulle.

IV-2-1-5 Différents types d'éléments interfaces

a/ Elément de contact de type Goodmann

R. E. Goodman et al [16] ont proposé un élément de massif (figure B-10). Cet élément muni d'une rigidité normale K_n et d'une rigidité tangentielle K_t s'est généralement avéré efficace pour la simulation des fissures des roches. Ils a été complété, par R. E. Goodman et J. Dubois en 1972 ([3] dans [15]) par une loi de dilatance pour mieux représenter certains types de fissures fermées de roches. R. E. Goodman et C. ST. John en 1977 ([19] dans [15]) ont présenté une dernière version du modèle qui comprend, en plus, la notion de rigidité rotationnelle qu'on peut évaluer en considérant le moment de rotation quand les noeuds 1 et 2 de la figure B-10 sont fixés et que l'on applique une force sur le noeud 3 ou 4 [15].

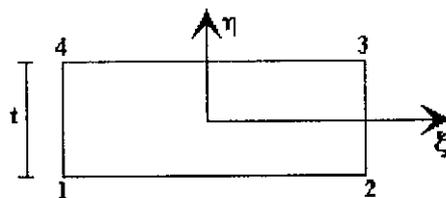


Figure B-10: Elément de contact de Goodman et al (1968)

L'élément de Goodman est donc un élément à quatre noeuds; il est introduit pour étudier la jonction d'un problème à deux dimensions.

b/ Elément d'interface de Zienkiewicz

O. C. Zienkiewicz, B. Best, C. Dullage et K. G. Stagg en 1970 ([8] dans [17]) ont proposé, pour les milieux stratifiés, l'utilisation d'éléments semblables à ceux de Goodman et al, qu'ils étendent aux cas des massifs discrétisés en éléments courbes isoparamétriques. L'élément d'interface de Zienkiewicz est un élément quadratique à six noeuds (figure B-11) qu'on introduit dans un problème à deux dimensions dont l'épaisseur est très petite mais non nulle.

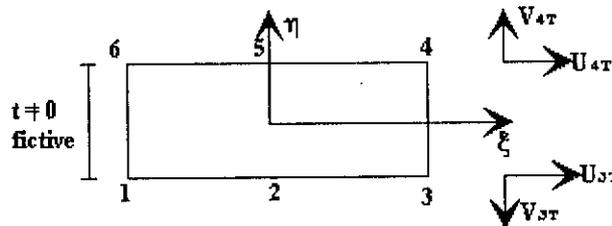


Figure B-11: Elément d'interface de Zienkiewicz

c/ Elément d'interface de J. Ghaboussi, EL. Wilson et J. Isenberg

Cet élément d'interface [17] (figure B-12), différent des deux autres éléments permet de connecter deux éléments continus ayant une épaisseur finie "t", en utilisant un élément de massif pour lequel les déplacements relatifs servent comme degrés de liberté pour la formulation de sa matrice de rigidité. Ainsi ces chercheurs ont donné la formulation explicite de la matrice de rigidité de l'élément de continuité pour les problèmes plan et à symétrie axiale. Leur élément permet la dilatance.

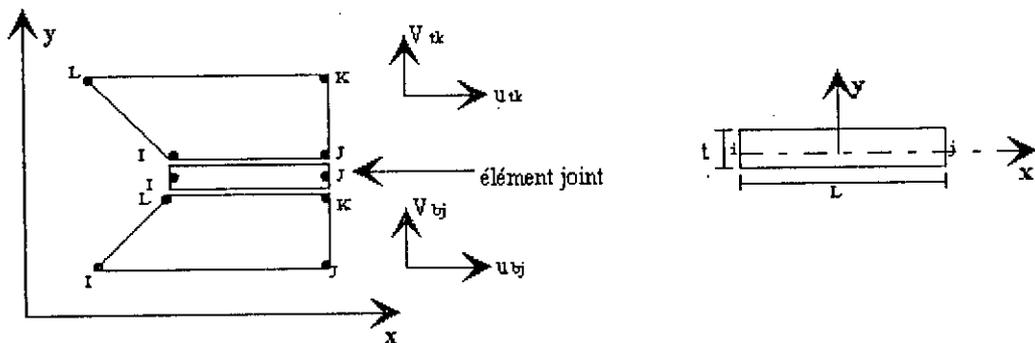
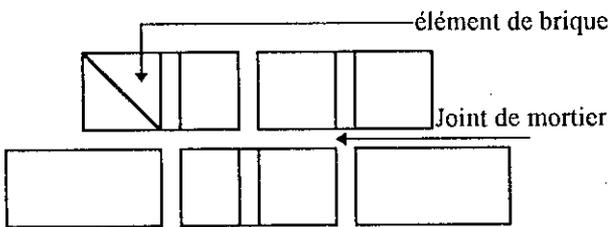


Figure B-12 : Elément joint de Ghaboussi et al

G. N Pande et K. G. Sharma en 1979 ([26] dans [15]), s'inspirant des travaux de Zienkiewicz et al en 1970 ([8] dans [17]) ont développé et programmé un élément isoparamétrique parabolique de contact à huit noeuds.

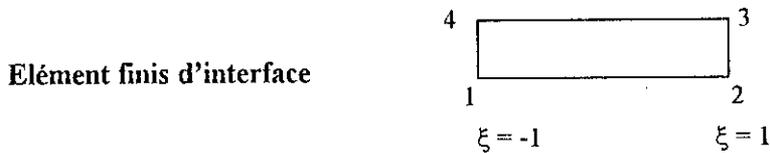
Puisque le problème qu'on étudie est à deux dimensions et que l'élément fini choisi est triangulaire à trois noeuds, donc l'élément d'interface à une dimension avec quatre noeuds de

type Goodman est le plus adéquat pour un maillage correcte de la brique et donc du mur en maçonnerie. Dans le soucis de reproduire au mieux les liaisons brique/mortier et donc avoir une représentation plus réaliste du mur en maçonnerie, le choix de l'élément de contrainte plane à trois noeud et de l'élément de Goodman à quatre noeud s'avère être un choix approprié (voir représentation ci-dessous:



IV-2-2 Formulation de l'élément de type Goodman

L'élément isoparamétrique à quatre noeuds est donné ci-dessous:



Le déplacement sur chacune des facettes s'exprime à l'aide des deux fonctions de forme N_i définies sur la variation $[-1, 1]$ de coordonnée intrinsèque ξ .

$$N_1 = 1/2(1 - \xi) \quad N_4 = N_1$$

$$N_2 = 1/2(1 + \xi) \quad N_3 = N_2$$

Le déplacement relatif s'exprime en fonction des déplacements absolus en repère global par la matrice de forme $N = [N_1, N_2]$, à titre d'exemple, pour la composante horizontale U , le déplacement relatif est la différence entre le déplacement de la face supérieure U^{haut} et de la face inférieure U^{bas} et qui s'écrit en fonction des déplacement nodaux u_n comme suit:

$$U = U^{haut} - U^{bas} = [N]^T \begin{bmatrix} u_3 \\ u_4 \end{bmatrix} - [N]^T \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} \tag{B-1}$$

Le vecteur déplacement relatif $\{S\}$ est alors relié au vecteur des déplacements nodaux $\{U_n\}$ par la relation:

$$\{S\} = [B_n] \{U_n\}, \text{ avec } \{S\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$$

où u, v sont respectivement le déplacement horizontal et vertical du noeud et $[B_n]$ représente la matrice des fonctions de forme définissant l'interface et qui s'écrit à partir de la relation (B-1) comme suit:

$$[B_n] = \begin{bmatrix} -N_1 & 0 & -N_2 & 0 & N_2 & 0 & N_1 & 0 \\ 0 & -N_1 & 0 & -N_2 & 0 & N_2 & 0 & N_1 \end{bmatrix}$$

Cette matrice $[B_n]$ permet le calcul de la matrice de rigidité de l'élément d'interface $[K_e]$:

$$[K_e] = \int_{-l}^l [B_n]^T [D] [B_n] J(\xi) d\xi \tag{B-2}$$

où $[D]$ représente la matrice d'élasticité de l'élément, J représente le jacobien.

Par ailleurs, la loi de comportement définissant l'interface peut s'exprimer matriciellement par:

$$\begin{bmatrix} d\tau_{nt} \\ d\sigma_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{tt} & D_{tn} \\ D_{nt} & D_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} du \\ dv \end{bmatrix} \tag{B-3}$$

du et dv sont les composantes du vecteur déplacement relatif $\{dS\}$; $d\tau$ et $d\sigma$ représente la contrainte de cisaillement et normale respectivement développée à l'interface.

Les termes D_{tn} et D_{nt} de la matrice d'élasticité $[D]$ traduisent un couplage éventuel entre le cisaillement et la traction/compression. Le matériau de l'interface étant linéaire et élastique, [17] propose les valeurs suivante pour le calcul des éléments de $[D]$:

$$D_{nn} = E/t \qquad D_{tt} = E/2(1+\nu)t \qquad D_{tn} = D_{nt} = 0 \text{ (absence de couplage)}$$

E étant le Module d'élasticité, ν le coefficient de poisson et t l'épaisseur de l'élément d'interface choisi

$$\text{avec : } 2 \leq D_{nn} / D_{tt} \leq 3 \quad \Rightarrow \quad 0 \leq \nu \leq 0.5$$

Les déplacements nodaux correspondants sont alors:

$$U_h = \sum N_i^h U_i^h = N_4 U_4 + N_3 U_3$$

$$U_B = \sum N_i^B U_i^B = N_1 U_1 + N_2 U_2$$

Avec U^h le déplacement horizontal correspondant à la partie supérieure, et donc les noeuds 3 et 4 de la figure B-13. et U^B le déplacement horizontal correspondant à la partie inférieure, et donc les noeuds 1 et 2 de la figure B-13.

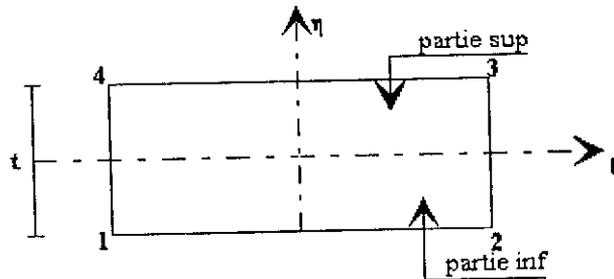


Figure B-13: Elément d'interface à quatre noeuds de type Goodman

U_1^h les coordonnées nodales de la partie supérieure et U_1^B les coordonnées nodales de la partie inférieure

De même pour les déplacements verticaux en remplaçant u par v dans la relation précédente.

Le vecteur des déplacements relatifs sera donc:

$$\begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U_h - U_B \\ V_h - V_B \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix} = [B_n] \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix}$$

U, V sont respectivement les déplacements relatifs dans les directions tangentielle et normales.

Par ailleurs, soit F le vecteur force par unité de longueur de l'élément interface et W l'énergie de déformation dans tout l'élément:

$$F = \begin{Bmatrix} F_t \\ F_n \end{Bmatrix} \quad W = L \int_{-1}^1 \{S\}^T \{F\} d\xi \quad (B-4)$$

où $2L$ représente la longueur de l'élément, et $x = \xi L$ d'où $dx = L d\xi$

Le vecteur $\{F\}$ est relié au vecteur déplacement relatif $\{S\}$ comme suit:

$$F = \begin{Bmatrix} F_t \\ F_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix} \quad (B-5)$$

où K_t, K_n représentent respectivement les rigidités tangentielle et normale de l'interface:

$$S = \begin{Bmatrix} U \\ V \end{Bmatrix} = [B_n] \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix}$$

L'énergie de déformation sera donc:

$$W = L \int_{-1}^1 \{U_n\}^T [B_n]^T \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} [B_n] \{U_n\} d\xi \quad (B-6)$$

$$\text{avec } \{U_n\} = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix}$$

L'équilibre exige que l'énergie de déformation soit minimale, donc $\delta W / \delta U_n = 0$

Par substitution des limites d'intégration, on a: $[K_e] \{U_n\} = \{F\}$

La matrice de rigidité élémentaire est:

$$K_e = L \int_{-1}^1 [B_n]^T \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} [B_n] d\xi \quad (B-7)$$

Remarque

1- Dans le cas où l'élément d'interface se présente dans une position faisant un angle θ (figure B-14), par rapport à l'axe X , on fait intervenir la matrice de transformation $[R]$ avant l'assemblage, d'où:

$$[K_g] = [R]^T [K_e] [R]$$

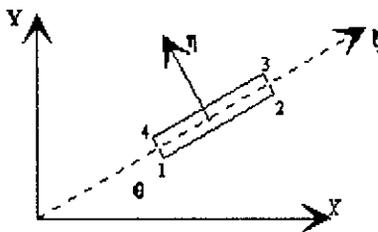
$$[R] = \begin{bmatrix} \cos\theta & -\sin\theta \\ \sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix}$$


Figure B-14: Position de l'élément d'interface dans un repère de référence global

L'intégration numérique pour l'élément d'interface se fait suivant la direction de ξ , car l'élément est à une dimension avec une épaisseur fictive.

$$I = \int_{-1}^1 L f(\xi) d\xi = L \sum_{i=1}^m w_i f(\xi_i) \quad (B-8)$$

avec m le nombre de points de Gauss (deux points de Gauss ont été considérés dans notre étude) et w_i les poids des points de Gauss et ξ_i les coordonnées des points de Gauss dans le repère local.

2- Il est à noter que l'évaluation des forces de volume pour l'élément interface n'est pas utile puisqu'elles sont négligeables.

3- On ne parle pas de contraintes et de déformations dans une interface, mais de l'influence de cette dernière sur toute la structure à analyser.

IV-2-3 Critère de rupture

Le mur en maçonnerie est supposé avoir atteint sa résistance limite lorsqu'on observe la rupture des joints de mortier, on distingue alors soit une rupture par dépassement de la capacité en cisaillement soit une rupture par dépassement de la résistance à la traction.

IV-2-3-1 Rupture par cisaillement

Le critère de rupture adopté étant celui de Coulomb [18], il est présenté de la manière suivante:

$$\tau_{lim} = \sigma_b + \mu \sigma_n \quad (B-9)$$

σ_b étant la cohésion du mortier qui est liée à la résistance caractéristique de compression du mortier f_{cpr} par la relation:

$$\sigma_b = 0.056 (f_{cpr})^{0.8} \quad (B-10)$$

où μ est le coefficient de frottement interne du mortier (0.3 ÷ 0.4), σ_n étant la contrainte normale de compression et τ_{lim} étant la résistance au cisaillement de la maçonnerie.

Lorsque la contrainte de cisaillement développée τ_{dev} dans le joint de mortier sous un état de charge donné est supérieure à la contrainte de cisaillement limite τ_{lim} on aura une rupture par cisaillement du joint de mortier.

IV-2-3-2 Rupture par traction

La rupture du joint de mortier par traction a lieu lorsque la contrainte de traction qui se développe dépasse la résistance caractéristique à la traction du mortier. Les résultats expérimentaux [18] ont fourni la relation entre la résistance caractéristique de compression et de traction du mortier:

$$f_t = 0.20 (f_{cpr})^{0.7} \quad (B-11)$$

où f_t est la résistance caractéristique à la traction du joint de mortier.

Pour une rupture par traction: $\sigma_n \geq f_t$

Pour de la maçonnerie traditionnelle, la résistance à la compression est estimée à: $f_{cpr} = (2.5; 10; 15; 20)$ Kg/cm² ([18]).

V CONCLUSION

De l'étude bibliographique effectuée il est clair que la maçonnerie est un matériau complexe de par son comportement et sa constitution. Le comportement de ce matériau est influencé par plusieurs paramètres tels que le rapport entre le module de Young des deux matériaux constitutifs à savoir l'élément résistant (brique) et le mortier, le coefficient de poisson, l'épaisseur du joint de mortier, le rapport entre l'épaisseur du joint et la hauteur de la brique, le chargement...etc. La modélisation de structure en maçonnerie est difficile, puisque il n'est pas évident que le modèle soit en mesure de reproduire le comportement réel de celle-ci à savoir les mécanismes de rupture. Le modèle d'éléments finis que nous avons considéré nous permettra de reproduire aussi bien que possible le comportement et d'estimer l'endommagement des murs en maçonnerie.

L'étude de l'influence des paramètres géométrique et mécanique sur la résistance du mur, la distribution de contrainte l'apparition des fissures est présentée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II:

**ANALYSE DES MURS EN MACONNERIE
SOUS SOLLICITATIONS STATIQUES
PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS**

CHAPITRE II:**ANALYSE DES MURS EN MACONNERIE
SOUS SOLLICITATIONS STATIQUES
PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS****I INTRODUCTION**

Dans ce deuxième chapitre on présente l'étude du comportement des murs en maçonnerie sous:

- 1- charge statique de compression,
- 2- charge statique de cisaillement et charge combinée de compression et de cisaillement.

L'étude sera réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis. Un programme de calcul linéaire, basé sur la méthode des éléments finis en déplacements a été développé. Des éléments isoparamétriques à trois noeuds et des éléments d'interface de Goodman ont été utilisés pour modéliser respectivement la pièce (brique) et le joint (mortier). Le programme permet la détermination des états de contraintes ou de déformations dans le plan ainsi que l'état de rupture du joint de mortier. Cette étude permet d'une part de montrer l'influence de certains paramètres déjà cités dans le chapitre précédent et d'autre part de déterminer l'état de résistance du mur, rupture des joints de mortier, et donc de voir la vulnérabilité des murs en maçonnerie sous charges statiques.

II ANALYSE DU MUR EN MACONNERIE SOUS CHARGE DE COMPRESSION

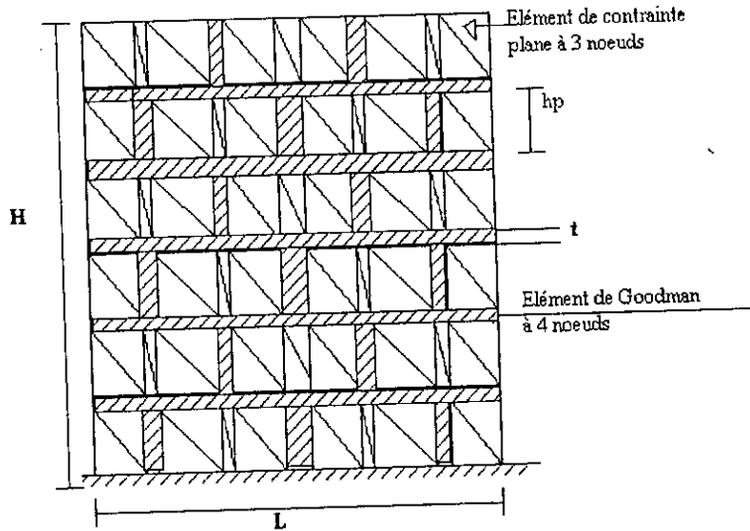
Pour décrire le comportement de la maçonnerie soumise à des sollicitations de compression, on a étudié quatre (04) murs aux élancements différents. L'étude de la distribution des contraintes dans le mur en compression et l'influence de certaines variables sur cette distribution, permettra d'éclairer des aspects importants pour la compréhension des mécanismes de rupture observés.

Dans les essais rapportés par la littérature (voir Chap I), on a pu constater que les courbes contraintes-déformations des murs en compression uniaxiale présentent un comportement qui peut être considéré comme linéaire jusqu'aux environs de la rupture. Au moyen de la MEF, nous proposons dans ce chapitre, l'analyse linéaire, bidimensionnelle, des murs en maçonnerie soumis à des charges de compression.

Les variables principales à considérer sont:

a/ Le rapport R entre les modules de Young de la pièce et celui du mortier $R = E_p / E_m$

b/ Le Rapport M entre l'épaisseur du joint et la hauteur de l'élément de maçonnerie $M = t / h_p$



c/ La variation du coefficient de Poisson des matériaux

d/ L'élancement du mur $El = H / L$ (H étant la hauteur du mur et L sa longueur)

On a modélisé des murs à 48, 96, 112 et 208 noeuds ayant respectivement 34, 68, 78 et 142 éléments de contraintes connectés par 11, 43, 52 et 104 joints de mortier horizontaux et verticaux respectivement. Des éléments finis plans isoparamétriques à 3 noeuds et des éléments d'interface de Goodman à quatre noeuds ont été utilisés. Les charges appliquées ont été réparties aux noeuds au prorata de la surface chargée des éléments. Les murs analysés, aux pièces de 40 cm x 10 cm x 20 cm, présentent des élancements El de 0.17, 0.35, 1.01, et 1.78. Pour évaluer l'influence des différents paramètres nous avons considéré des valeurs de R variant entre 1 et 15, des valeurs de M variant de 4% à 15% et des valeurs du coefficient de poisson variant de 0.0 à 0.4. Ces valeurs couvrent la majorité des cas pratiques.

II-1 Influence de la variation du rapport des modules de Young des matériaux sur la résistance du mur

L'augmentation du rapport, R , entre le module de Young de la pièce et celui du mortier provoque un accroissement de la résistance au cisaillement dans les joints verticaux et une légère diminution de la résistance au cisaillement dans les joints horizontaux voir figure B-15. Le tableau B-1 montre, l'augmentation, en pourcentage, des contraintes de résistance au cisaillement dans les joints verticaux en fonction des valeurs de R .

On remarque, que l'accroissement des contraintes est sensible aux variations de R. En effet, l'augmentation de résistance est plus important pour de faibles valeurs de R (1 à 6); de plus, une augmentation de la variable M Pour une même valeur de R provoque une diminution dans l'accroissement de la résistance au cisaillement du joint considéré. Ces constatations sont aussi valables pour le joint vertical.

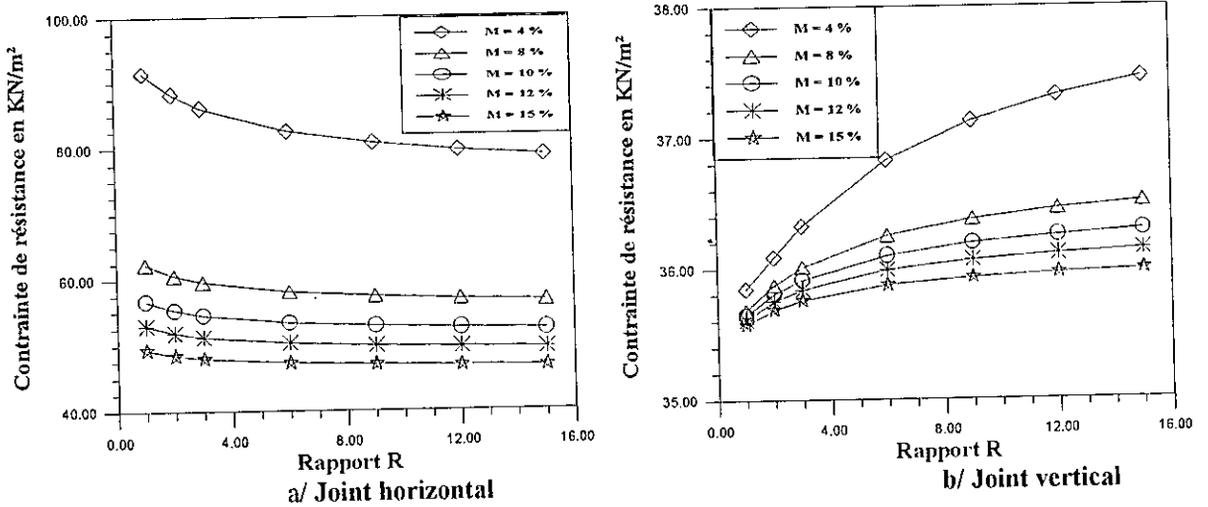


Figure B-15: Variation de la contrainte de résistance au cisaillement du joint sous charge de compression pour $EI = 0.35$ en fonction du rapport R.

M	Variation de R				
	1-3	3-6	6-9	9-12	12-15
4%	1.36%	1.34%	0.79%	0.52%	0.36%
8%	0.92%	0.66%	0.34%	0.21%	0.15%
10%	0.76%	0.51%	0.26%	0.16%	0.11%
12%	0.64%	0.41%	0.21%	0.13%	0.09%
15%	0.51%	0.31%	0.16%	0.096%	0.064%

Tableau B-1: Augmentation en % des contraintes de résistance au cisaillement dans les joints verticaux.

Toutefois, la diminution de la contrainte de résistance dans le joint lorsque M augmente, c'est à dire, lorsque l'épaisseur du joint augmente de 0.4 cm à 1.5 cm, est plus significative dans le joint horizontal que vertical.

Le tableau B-2 montre la diminution en pourcentage de la contrainte de résistance au cisaillement dans les joints horizontaux en fonction de R.

Ainsi, par exemple, pour le joint horizontal, pour une valeur de M égale à 4%, la variation de la contrainte de résistance au cisaillement sera de 4.30%, lorsque le rapport R entre les modules de Young augmente de 3 à 6. Cette variation est encore moins remarquable (1.48%) pour des joints plus épais (M = 15%).

En conclusion, l'évolution de la contrainte de résistance au cisaillement varie différemment au niveau des joints horizontal et vertical. Une augmentation du rapport R entre les modules de Young sous charge de compression provoque:

- Un accroissement de la résistance au cisaillement dans le joint vertical, celle-ci est plus significative lorsque le rapport M est faible et semble se stabiliser pour des valeurs de R supérieures à 6.
- Une diminution de la contrainte de résistance au cisaillement dans le joint horizontal. Celle-ci est peu significative pour des valeurs de M supérieures à 4% et la contrainte semble garder une valeur sensiblement constante pour des valeurs de R supérieures à 6.

M	Variation de R				
	1-3	3-6	6-9	9-12	12-15
4%	6.12%	4.30%	2.26%	1.41%	0.97%
8%	4.59%	2.63%	1.26%	0.74%	0.51%
10%	3.94%	2.16%	1.01%	0.59%	0.39%
12%	3.43%	1.83%	0.84%	0.49%	0.32%
15%	2.87%	1.48%	0.67%	0.83%	0.25%

Tableau B-2: Diminution en % des contraintes de résistance au cisaillement dans les joints horizontaux.

II-2 Influence de l'épaisseur du joint de mortier sur la résistance du mur

Les courbes de la figure B-16 montrent les variations des contraintes de résistance au cisaillement lorsque l'épaisseur du joint augmente (rapport M augmente).

La résistance du joint diminue lorsque son épaisseur augmente. La variation de résistance est significative dans les joint horizontaux, elle varie faiblement dans le joint vertical. Ainsi, une variation du rapport M de 4% à 8% représente, par exemple, pour une pièce de 10 cm de hauteur, une variation de l'épaisseur du mortier de 0.4 à 0.8 cm. Ces variations causent une diminution de la contrainte de cisaillement du mortier de 7% à 50% pour le joint horizontal et 0.1% à 3% pour le joint vertical, pour les valeurs les plus fréquentes de R (Tableau B-3 et 4); ce qui illustre l'importance de ce facteur.

Les variations de l'épaisseur des joints sont presque inévitables dans une structure en maçonnerie, vu les conditions de mise en oeuvre sur chantier. Cela souligne entre autres la nécessité d'établir des coefficients de sécurité assez élevés pour ce genre de structures. Des variations importantes des contraintes transversales sont davantage observées pour les petites épaisseurs du joint. Tout indique alors que pour des murs aux joints moins épais, la résistance

en compression sera plus élevée, mais qu'il faut pourtant tenir compte des variations possibles si l'on ne contrôle pas d'une manière précise l'épaisseur du joint.

Les figures (15) et (16) permettent de constater qu'au fur et à mesure que le rapport R augmente, c'est à dire, que la pièce devient plus rigide par rapport au mortier, les variations de contraintes sont de moins en moins importantes. L'effet est plus prononcé pour de petites épaisseurs de mortier.

Il convient de remarquer que dans cette étude, on n'a pas analysé le cas de murs avec un rapport R inférieur à 1, ces cas étant plutôt rares d'un point de vue pratique.

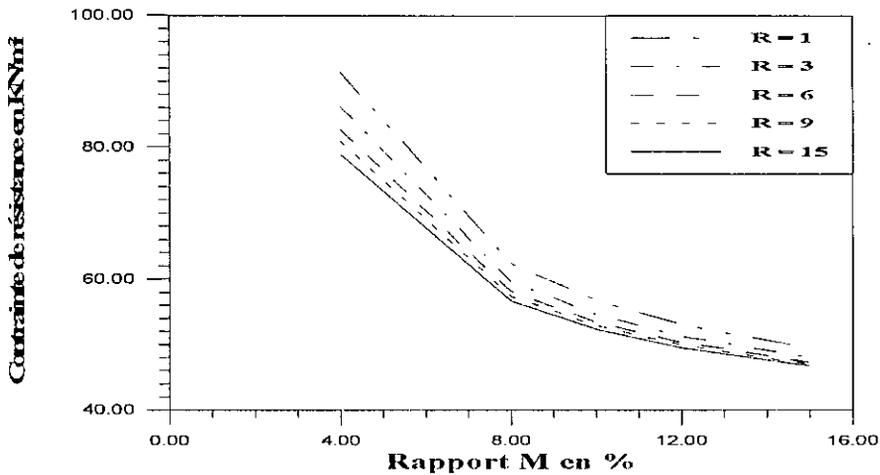


Figure B-16a: Variation de la contrainte de résistance au cisaillement du joint horizontal sous charge de compression pour $EI = 0.35$ en fonction du rapport M.

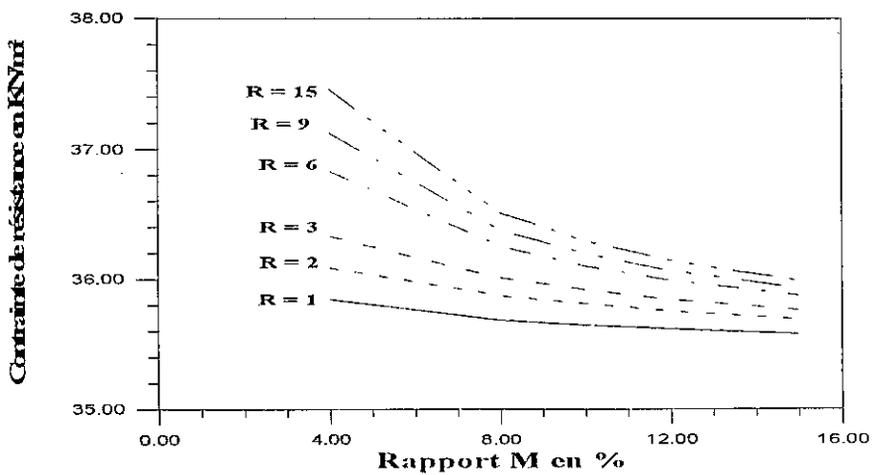


Figure B-16b: Variation de la contrainte de résistance au cisaillement du joint vertical sous charge de compression pour $EI = 0.35$ en fonction du rapport M.

R	Variation de M		
	4%-8%	8%-12%	12%-15%
2	45.71%	16.82%	6.98%
6	42.26%	15.38%	6.39%
12	39.94%	14.41%	6.02%

Tableau B-3: Variation en % des contraintes de résistance pour le joint horizontal

R	Variation de M		
	4%-8%	8%-12%	12%-15%
2	0.61%	0.34%	0.17%
6	1.60%	0.73%	0.33%
12	2.37%	0.95%	0.41%

Tableau B-4: Variation en % des contraintes de résistance pour le joint vertical

II-3 Influence du coefficient de Poisson sur la résistance du mur

Dans cette étude, on montre l'influence du coefficient de Poisson des pièces et du mortier entre 0.0 et 0.4 sur le comportement des murs en maçonnerie.

Les résultats obtenus (figure B-17) pour les contraintes de compression développées dans les joints de mortier sont comparables et ce pour les différentes valeurs du rapport R.

R	Valeurs de ν		
	0.0	0.2	0.4
1-3	5.88%	5.33%	4.85%
3-6	1.46%	1.24%	1.05%
6-9	0.36%	0.26%	0.18%
9-15	0.17%	0.06%	0.04%

Tableau B-5: Diminution en % de la contrainte de compression pour différentes valeurs de ν et R.

Les variations de contraintes de compression (en %) sont similaires (le tableau B-5) pour les différentes valeurs de ν quelque soit la valeur de R. Ainsi, par exemple, pour un rapport de R variant de 3 à 6, la variation de la contrainte développée est en moyenne de 1.2% lorsque le coefficient de Poisson ν varie de 0.0 à 0.4. On note aussi que la variation de la contrainte est moins importante pour des valeurs de R élevées. Tout laisse à croire donc que lorsque le rapport R diminue et tend vers la valeur 1 c'est à dire qu'on s'approche du matériau homogène, l'influence du coefficient de Poisson est significative.

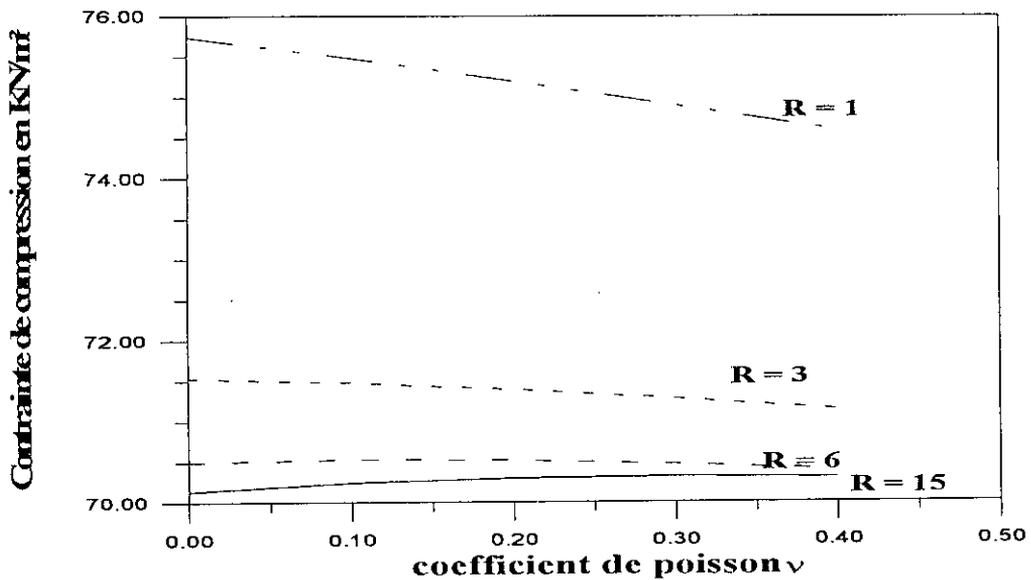


Figure B-17: variation de la contrainte de compression dans le joint en fonction du coefficient de Poisson pour $M = 10\%$, $EI = 0.35$ et différentes valeurs de R

II-4 Influence de l'élancement du mur sur la résistance du mur

L'étude bibliographique effectuée a permis de montrer l'influence de l'élancement du mur sur son comportement. Ce facteur a une influence sur la résistance du mur sous des charges de compression.

L'étude menée sur des murs aux élancements variant de 0.17 à 1.78 a permis de conforter les résultats déjà publiés [1]. Toutefois, on note l'influence du rapport R sur ces résultats.

En effet, la figure B-18 montrant la variation de la contrainte de compression dans le joint de mortier en fonction de l'élancement EI pour plusieurs valeurs du rapport R nous amène à constater deux types de comportement:

- Pour les murs dont l'élancement est inférieur à 0.4 ($EI \leq 0.4$) c'est à dire appartenant à la catégorie des murs courts, le rapport R influe sur le sens de variation de la résistance du mur. En effet, celle-ci tend à diminuer lorsque R est supérieur ou égal à 6 ($R \geq 6$) et tend à augmenter lorsque le rapport R est inférieur ou égal à 3.
- Toutefois, pour des murs dont l'élancement EI est supérieur à 0.4 ($EI \geq 0.4$) le rapport R n'a pas d'influence sur le sens de variation de la résistance lorsque l'élancement augmente. La résistance augmente proportionnellement à l'élancement quelque soit la valeur de R . On peut aussi noter que la valeur de la contrainte de résistance est plus importante pour de faibles valeurs de R .

La figure B-19 montrant la variation de la contrainte de compression en fonction du rapport R pour différentes valeurs de l'élancement permet de noter que pour des élancements faibles ($EI = 0.17$) ou des élancements importants ($EI = 1.78$), les contraintes restent

quasiment constantes pour des valeurs de R variant de 1 à 15. Le rapport R n'a donc pas d'influence sur les variations des contraintes pour les murs dont l'élançement est soit inférieur à 0.17, soit supérieur à 1.78 ($EI < 0.17$ ou $EI > 1.78$) sous des charges de compressions.

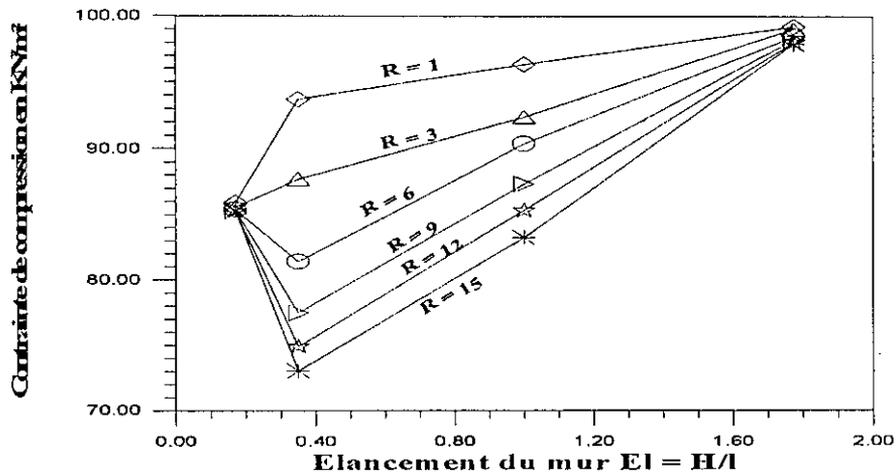


Figure B-18: Variation de la contrainte de compression dans le joint en fonction de l'élançement du mur EI pour différentes valeurs de R

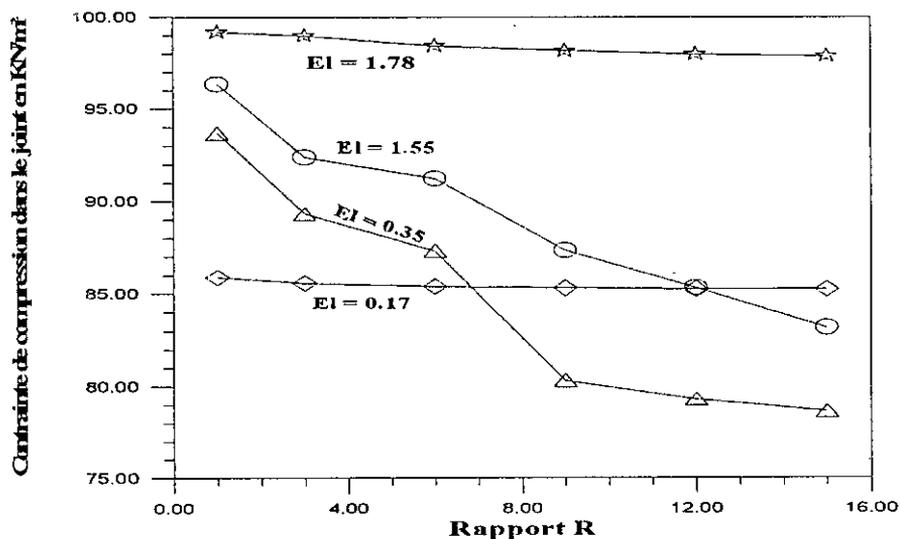


Figure B-19: Variation de la contrainte de compression dans le joint en fonction de R pour différentes valeurs de l'élançement EI

II-5 Influence des rapports R et M sur le déplacement du mur

Le tracé de la courbe montrant la variation du déplacement horizontal du noeud extrême droit du mur en fonction du rapport R permet de constater que le déplacement tend à augmenter lorsque la différence de rigidité entre les matériaux constitutifs augmente. Ce qui peut s'expliquer par une augmentation de la souplesse du mur voir figure B-20. La variation du déplacement lorsque le rapport R augmente est de type linéaire. Par ailleurs, on peut tracer la variation du déplacement horizontal du même noeud, figure B-21 pour différentes valeurs de M.

De même, l'augmentation du rapport M entre l'épaisseur du joint et la hauteur de la pièce de mortier provoque une augmentation du déplacement du mur. En effet, l'augmentation de l'épaisseur du joint entraîne une diminution de la rigidité du joint qui entraîne une augmentation de la différence entre les rigidités de la pièce et du joint ce qui augmente la souplesse du mur.

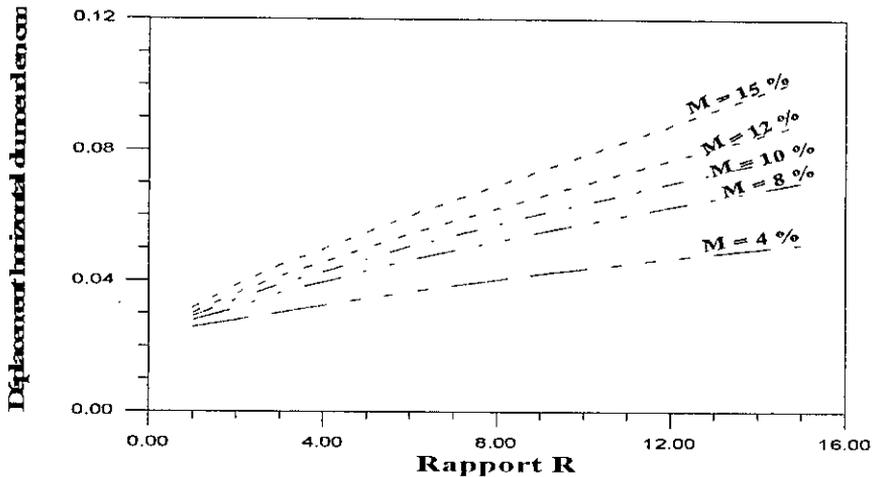


Figure B-20: Variation du déplacement horizontal du noeud extrême du mur en fonction du rapport R pour $EI = 0.35$ et différentes valeurs de M.

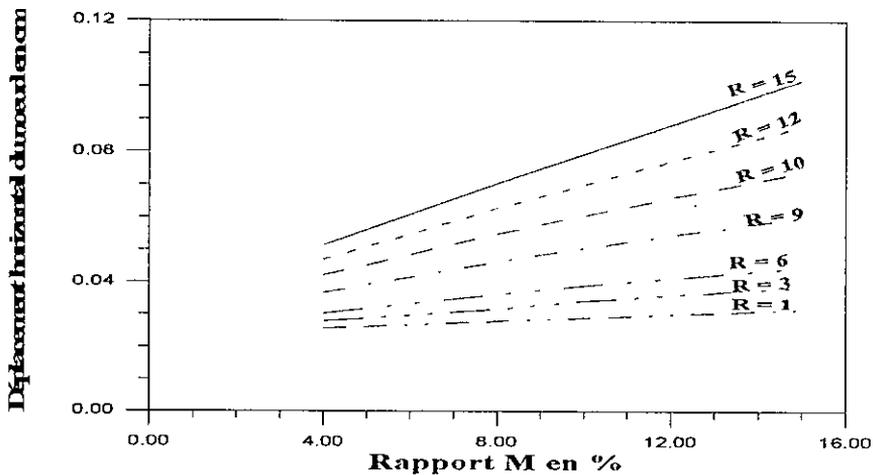


Figure B-21: Variation du déplacement horizontal du noeud extrême du mur en fonction du rapport M pour $EI = 0.35$ pour différentes valeurs de R.

II-6 Mode de rupture

D'après l'analyse des cas considérés, les contraintes maximales se produisent sur les faces extérieures du mur. En effet, la figure B-22 montrant la variation de la contrainte de compression au milieu du joint de mortier sur la première couche le long du mur (fonction de la position) permet de constater que les valeurs maximales ont lieu au niveau des joints extrêmes, ces valeurs diminuent et atteignent leurs minimum au centre du mur. Ces constatations sont valables pour les différentes valeurs du rapport R. Cela s'accorde avec

l'observation de nombreux essais dans lesquels la rupture de l'éprouvette commence par des fissures initiées sur les faces extérieures [1].

Les études de Meli ([8] dans [1]) ont permis de montrer que la rupture dans les murs en maçonnerie soumis à des charges compressives se produit par fissurations verticales dues à des contraintes transversales.

Les résultats obtenus sur des murs courts ($EI = 0.35$) et élancés ($EI = 1.78$) ont montré que la rupture se produit effectivement par fissurations verticales (figures 23).

Pour les murs courts (figure B-23 a) on remarque que:

- La rupture sous charge verticale au niveau des joints se fait par cisaillement et par traction,
- La fissure prend naissance aux extrémités du mur et se propage vers l'intérieur,
- Le niveau de charge appliquée et provoquant la rupture n'est pas aussi important que celui du mur élancé,

(+) désigne la rupture par cisaillement des joints, (-) désigne la rupture par traction des joints et Ed étant le % des joints fissurés.

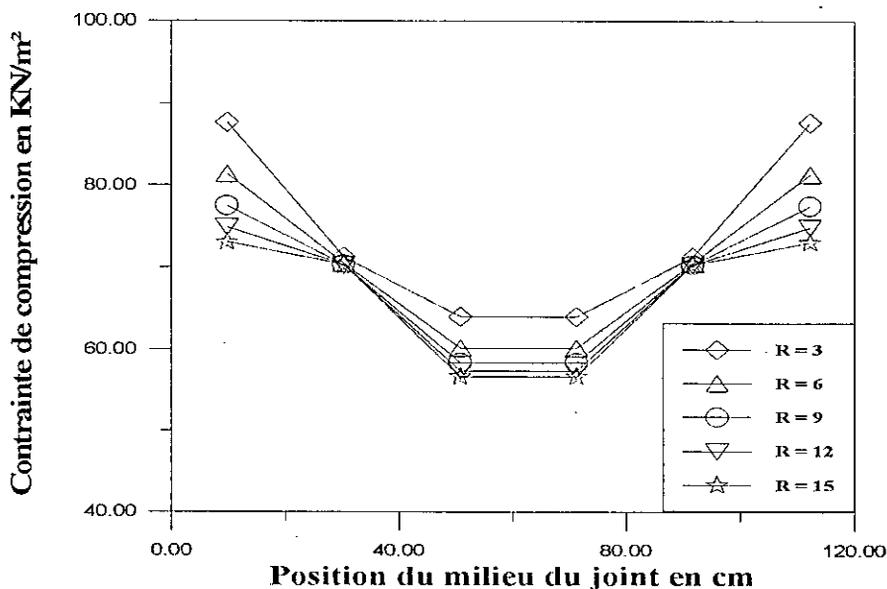
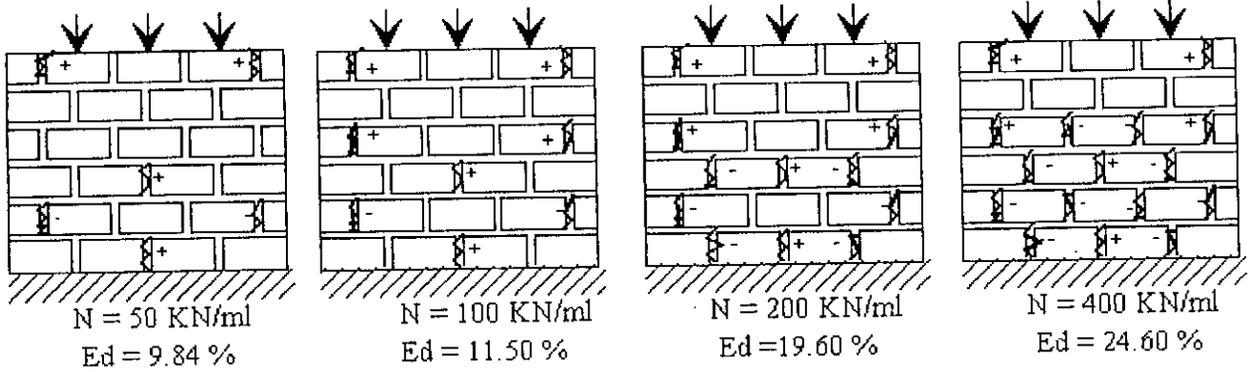


Figure B-22: Variation de la contrainte de compression dans les joints en fonction de leurs positions le long du mur pour différentes valeurs de R.

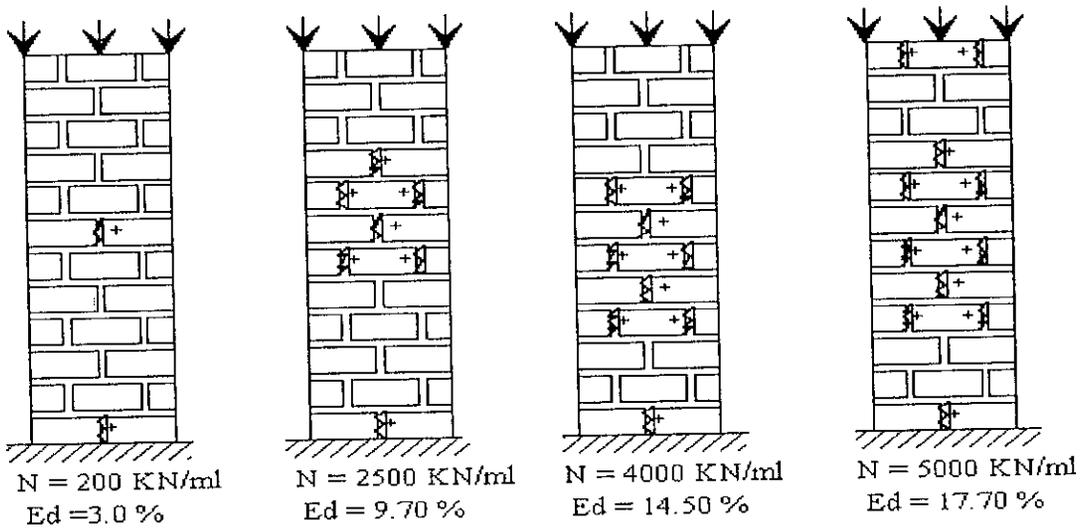
Le mécanisme de rupture correspondant se traduit par l'apparition de fissures verticales, perpendiculaires aux joints horizontaux (seuls les joints verticaux se rompent sous les charges de compression). Par ailleurs pour les murs élancés (figure B-23b) on remarque que:

- La rupture par cisaillement est prépondérante.
- La rupture prend naissance au milieu du mur, se propage vers le bas puis vers le sommet du mur et aux extrémités.
- Le niveau de charge à appliquer pour observer la rupture du mur est très élevé comparé à celui du mur court.

Le mécanisme de rupture associé se traduit par l'apparition de fissures verticales qui se propagent du milieu vers les extrémités du mur. On constate que la résistance du mur augmente avec l'élançement EI , car la géométrie du mur favorise l'augmentation des contraintes de compression dans le cas des murs élancés [1].



B-23a: Mur court $EI = 0.35$



B-23b: Mur élancé $EI = 1.78$

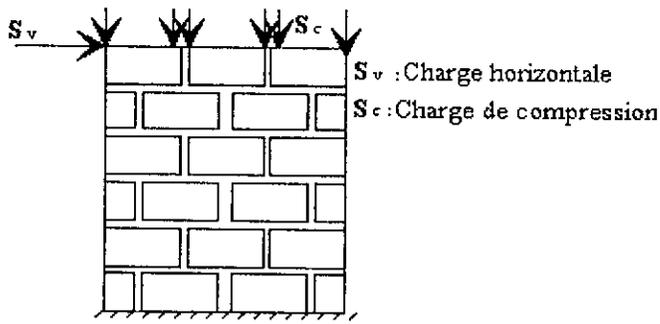
Figure B-23: Mécanisme de rupture du mur sous charge de compression.

III ANALYSE DU MUR SOUS CHARGEMENT LATERAL

III-1 Influence du chargement vertical sur la résistance du mur

L'expérience a montré que les charges verticales contribuent à augmenter la résistance de la maçonnerie vis-à-vis des sollicitations horizontales.

En effet, l'analyse du mur (voir figure ci-dessous) soumis simultanément aux charges de compression S_c et de cisaillement S_v a montré que lorsque le rapport S_c / S_v augmente, la résistance du mur tend à augmenter de manière linéaire.



La figure B-26 montre l'évolution de la contrainte de résistance ainsi que la contrainte développée de cisaillement de ce dernier en fonction du rapport S_c / S_v . On note alors deux cas possibles:

- $S_c / S_v = 0$, la contrainte développée est nettement supérieure à la résistance du joint. On observe une rupture par cisaillement de ce dernier.
- $S_c / S_v \neq 0$, c'est à dire lorsque des charges verticales viennent s'appliquer sur le mur. On note une nette augmentation de la résistance du joint de mortier alors que la contrainte développée augmente très faiblement. Lorsque le rapport de charge continue à augmenter, la résistance du joint devient supérieure à la contrainte développée, et par conséquent on n'observe plus de rupture par cisaillement de ce joint de mortier.

S_c/S_v	0.0 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0
τ résistance en %	17.82%	14.82%	13.2%	11.65%

Tableau B-6: Augmentation en % de la contrainte de résistance pour différents rapport de charge

Ainsi par exemple, lorsque le rapport des charges varie de 0 à 0.5 (Tableau B-6), on note une augmentation de 17.82% de la résistance du joint.

Par ailleurs, on peut voir l'influence du rapport R sur l'augmentation de la résistance en fonction du rapport des charges S_c / S_v . En effet, la figure B-27 montre que la résistance ainsi que la contrainte développée du joint diminue lorsque le rapport R augmente. Cette analyse, nous amène à dire, que la résistance du mur est non seulement liée à la contrainte de résistance du joint mais aussi à la contrainte développée dans ce dernier.

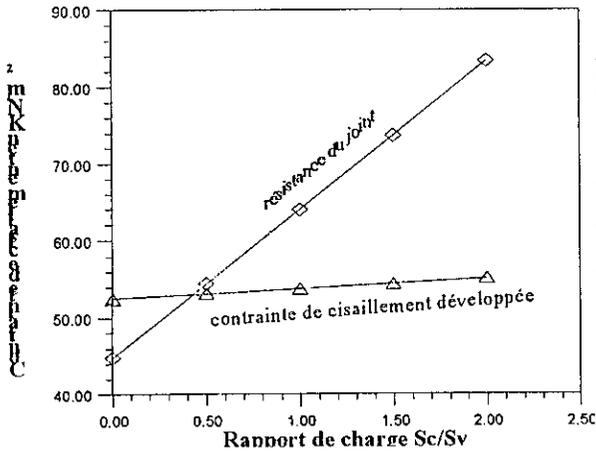


Figure B-26: Influence de la charge de compression sur la résistance du mur

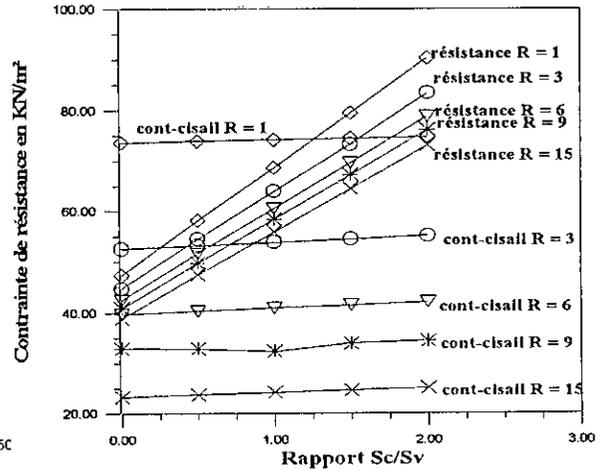


Figure B-27: Influence de la charge de compression sur la résistance du joint ($M = 10 \%$, $EI = 0.35$)

L'analyse montre que les charges verticales contribuent à augmenter la résistance de la maçonnerie vis-à-vis des sollicitations horizontales. Cependant, cet effet change selon les valeurs du rapport de R entre les modules de Young des matériaux et du rapport M entre l'épaisseur du joint et la hauteur de la pièce. En effet, comme illustré par la figure B-28, les contraintes de résistance dans le joint augmentent lorsque les charges verticales croissent. Cette augmentation est moins importante pour des valeurs de R supérieures à 6 et surtout pour des valeurs importantes de M.

Cette situation pourrait s'expliquer [1] par l'interaction existante entre la pièce de maçonnerie et le mortier. L'augmentation du rapport M et du rapport R réduit les effets "favorables" de la charge verticale. Les figures 28 et 29 confirment ces constatations. Effectivement, l'effet des charges verticales sur la contrainte de résistance est moins important pour des valeurs de R élevées et lorsque l'épaisseur du joint augmente.

Quelques études, notamment celle de Gallegos ([6] dans [1]), ont montré qu'au dessus d'un certain niveau de la charge verticale, la résistance au cisaillement n'augmente plus et reste constante quelle que soit la charge verticale appliquée.

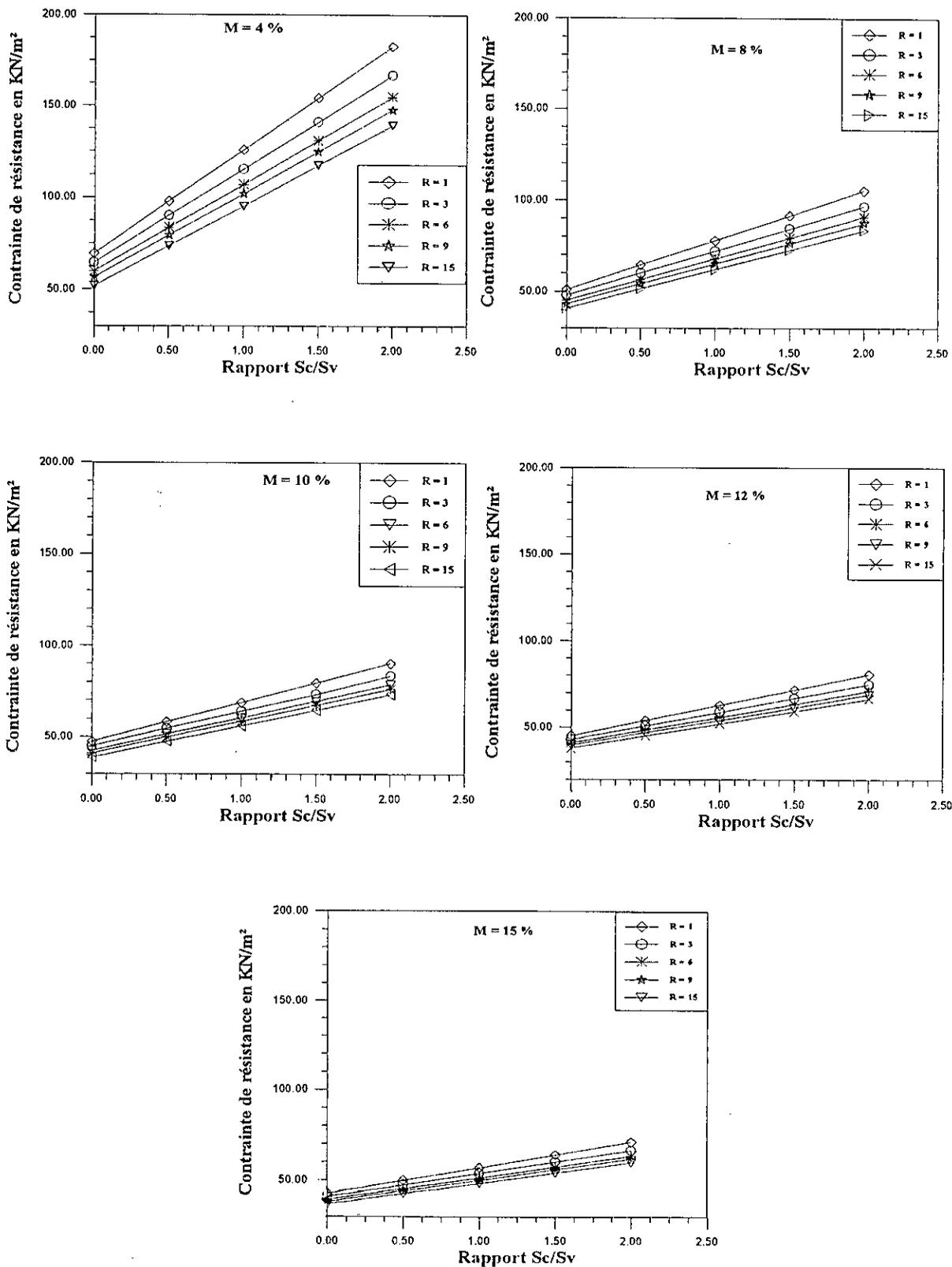


Figure B-28: Influence de la charge de compression sur la résistance du joint pour différentes valeurs de R et M, $EI = 0,35$

III-2 Influence du rapport R entre les modules de Young des matériaux

Dans cette partie, on peut voir l'influence du rapport R sur la contrainte de résistance du joint de mortier. En effet, l'augmentation de ce rapport qui traduit une augmentation de la différence entre la rigidité de la pièce de maçonnerie et celle du joint de mortier entraîne une diminution de cette contrainte de résistance. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Lafuente [1].

La figure B-29 illustre ces constatations. Toutefois, il est important de signaler que cette diminution (la résistance) est conditionnée par le rapport de charge et le rapport M .

III-3 Influence du rapport M entre la hauteur de la pièce de maçonnerie et l'épaisseur du joint

L'augmentation de l'épaisseur du joint de mortier entraîne une diminution de la contrainte de résistance du joint de mortier. Cette diminution est plus significative pour des rapports de charge élevés et pour un rapport R faible. En effet, la figure B-30 montre que la diminution de la contrainte de résistance est moins importante lorsque le rapport R tend à augmenter.

III-4 Influence des rapports R , M et du rapport des charges sur le déplacement du mur.

Le tracé des courbes exprimant la variation du déplacement horizontal d'un point quelconque du mur, en particulier le noeud extrême droit en fonction du rapport de charge S_c/S_v pour différentes valeurs du rapport R et du rapport M (figure B-31) d'une part et en fonction du rapport R entre les modules de Young des matériaux constitutifs (figure B-32), d'autre part ainsi qu'en fonction du rapport M entre la hauteur de la pièce de maçonnerie et de l'épaisseur du joint (figure B-33) ont montré que le déplacement horizontal varie de façon linéaire lorsque on fait varier le rapport de charge S_c/S_v et/ou le rapport M . La variation du déplacement n'est pas linéaire lorsque le rapport R varie (figure B-32). Toutefois, il est important de noter que la pente de la droite est beaucoup plus importante pour le rapport M que pour le rapport de charge S_c/S_v . En effet, le mur tend à devenir moins rigide lorsque la différence de rigidité entre la pièce et le joint augmente (l'épaisseur du joint de mortier augmente)

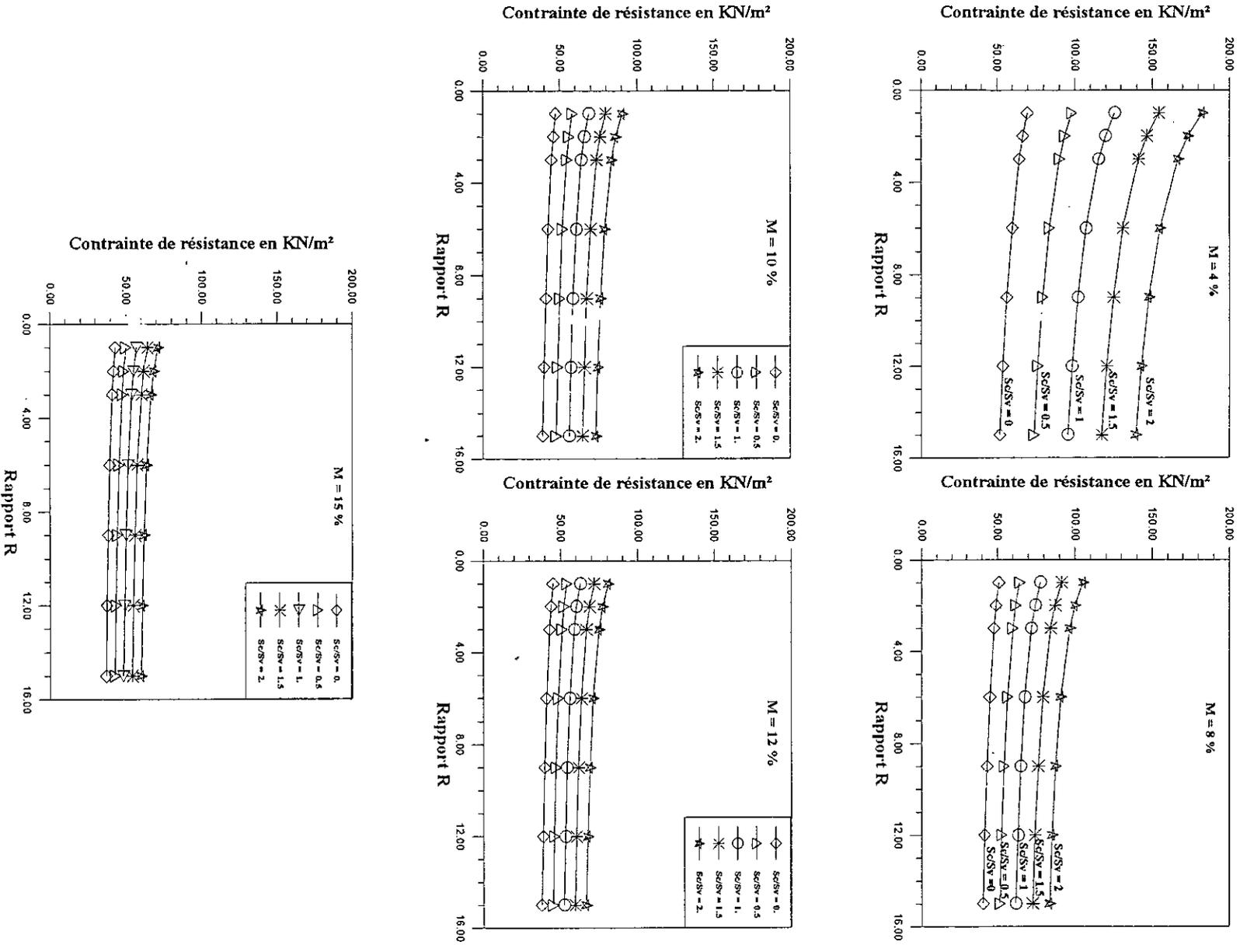


Figure B-29: Variation de la contrainte de résistance au cisaillement en fonction du rapport R pour différentes valeurs de M et du rapport de charge.

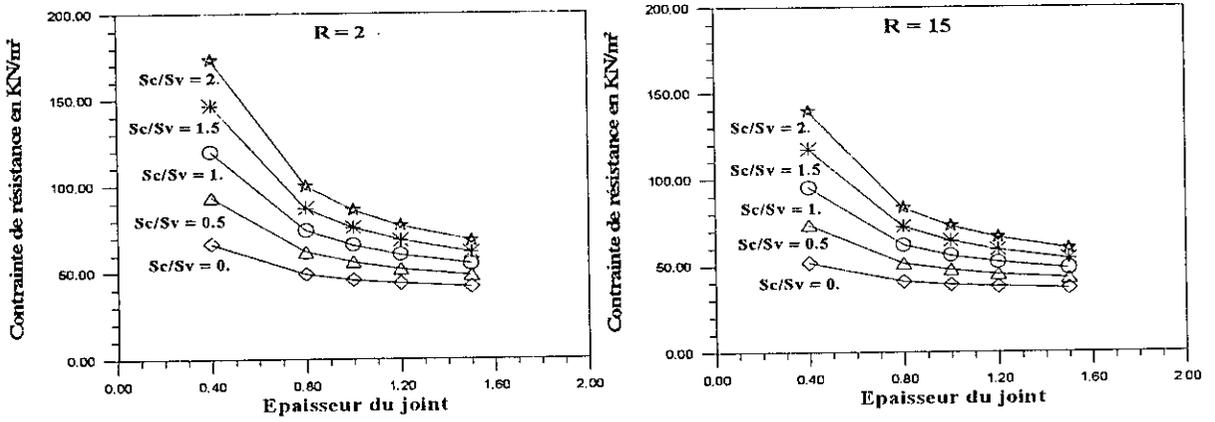


Figure B-30 : Variation de la résistance au cisaillement du joint en fonction de l'épaisseur du mortier et de la charge de compression pour $R = 2$ et 15

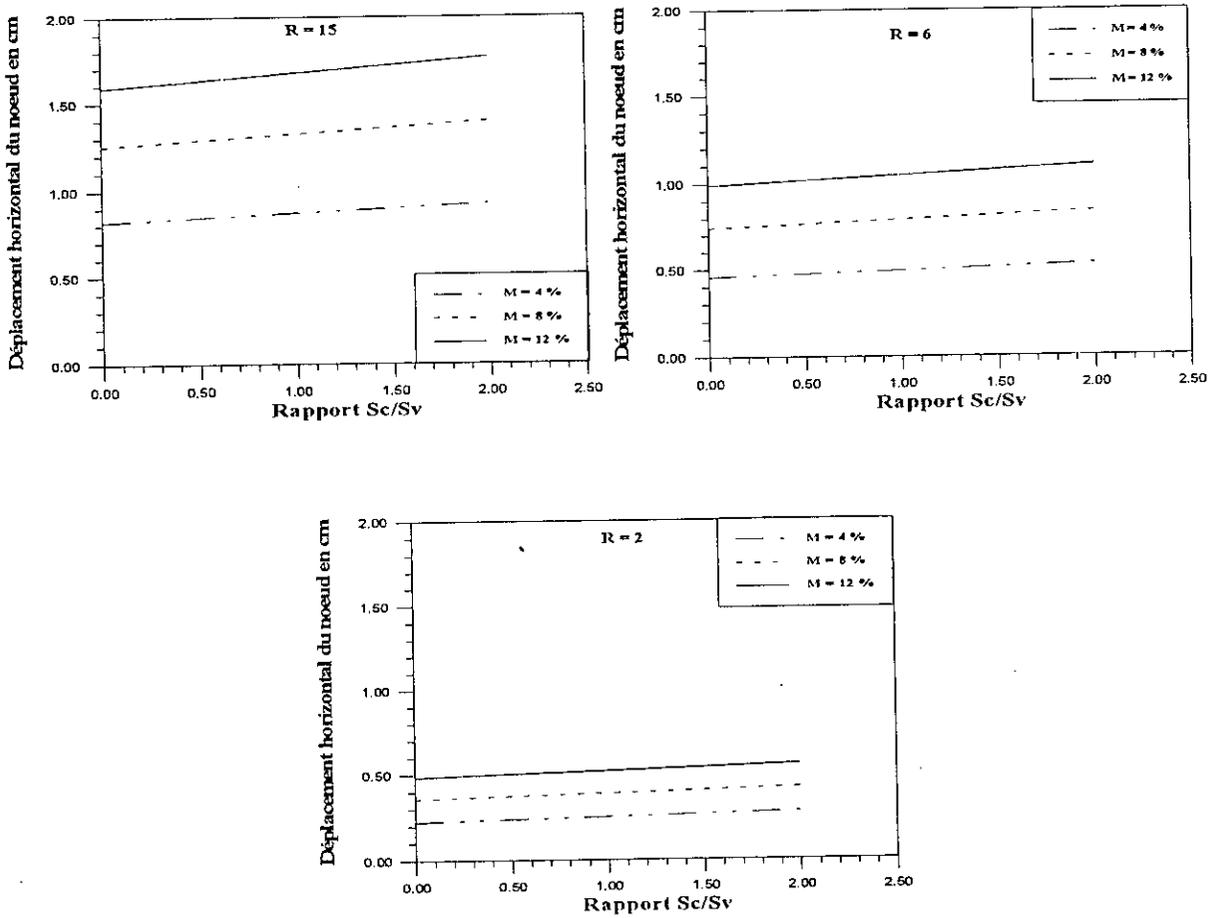


Figure B-31: Variation du déplacement horizontal du noeud extrême du mur en fonction du rapport de charge, $EI = 0.35$ et différentes valeurs de R

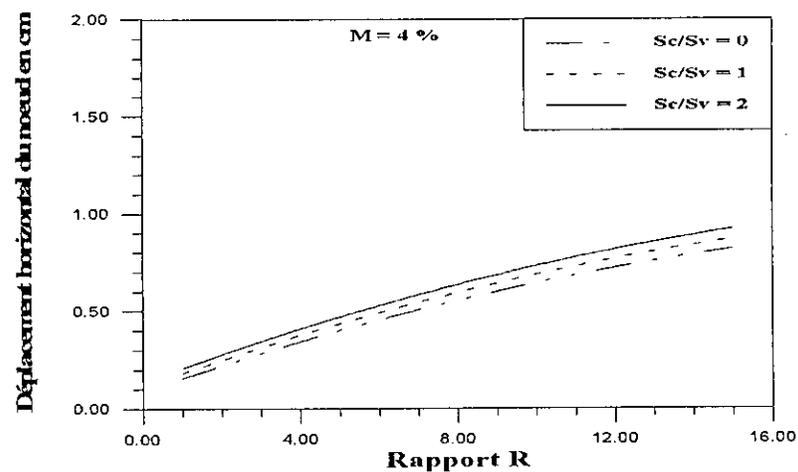
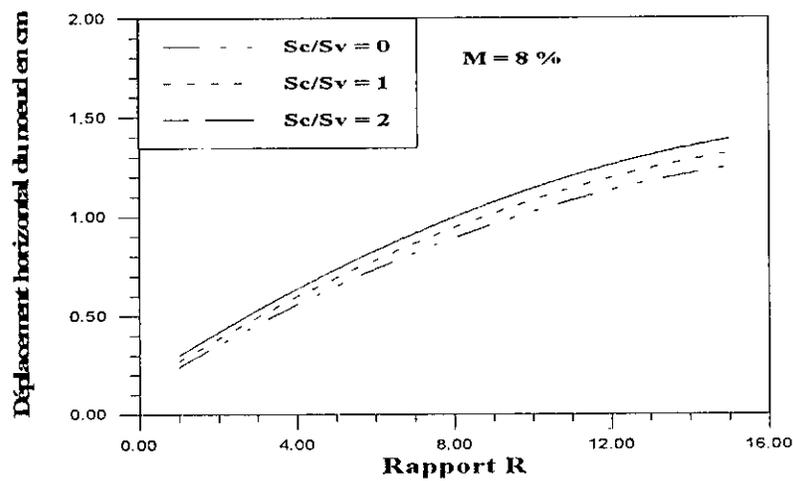
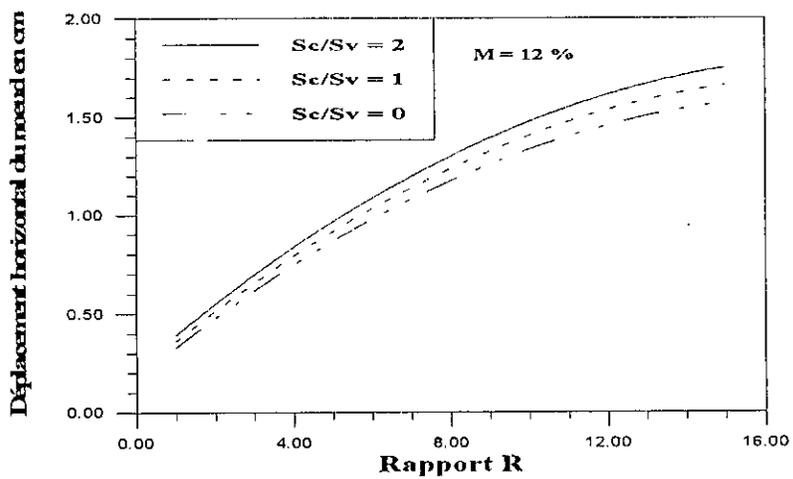


Figure B-32: Variation du déplacement horizontal du noeud extrême du mur en fonction de R, $EI = 0.35$ et différentes valeurs de M et Sc/Sv

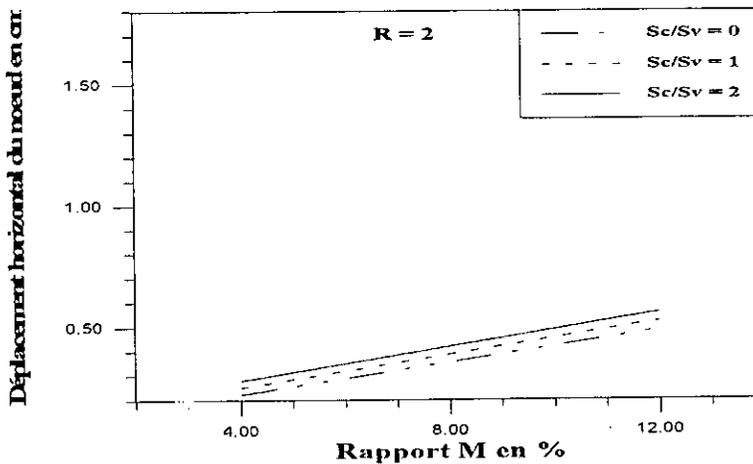
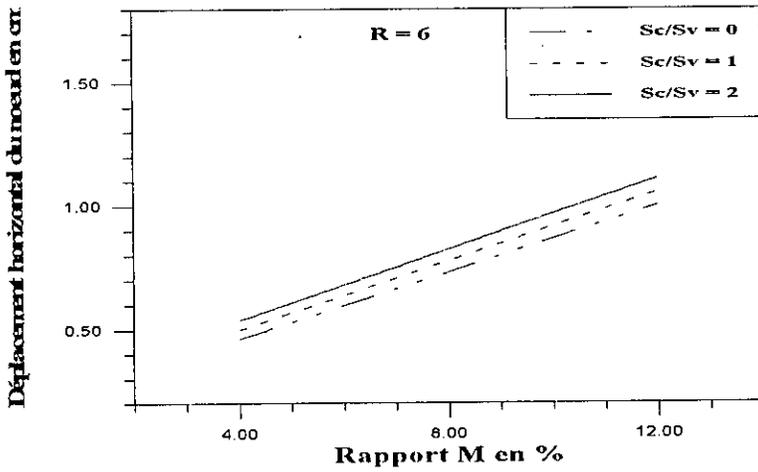
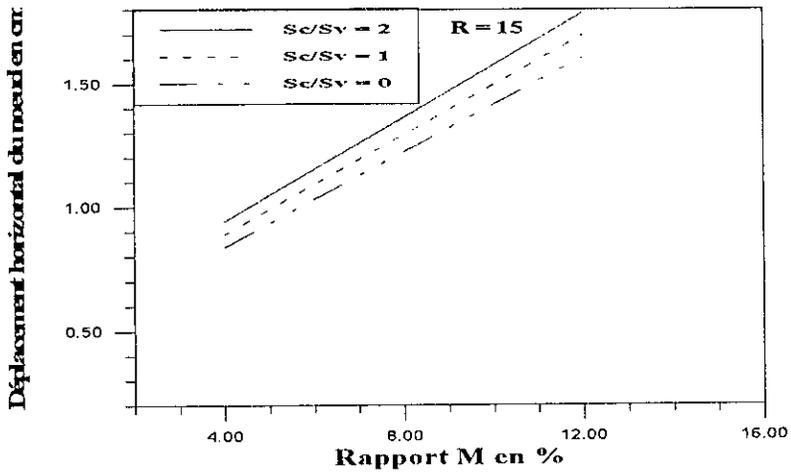


Figure B-33 : Variation du déplacement horizontal du noeud extrême du mur en fonction de M, $EI = 0.35$ et différentes valeurs de R et Sc/Sv

On peut résumer les résultats de l'analyse statique de la manière suivante:

1/ La variable la plus importante est la présence de la charge verticale.

S_c/S_v	R = 1	R = 2	R = 6	R = 15
0.0	1.85	1.78	1.65	1.52
1.0	2.68	2.56	2.36	2.18
2.0	3.52	3.36	3.07	2.85

Tableau B-7: Contrainte tangentielle (τ_{res}/S'_v) sur le joint pour $M = 10\%$
($S'_v = S_v/A$, A section du mur)

$R_i - R_{i+1}$ S_c/S_v	1-3	3-6	6-9	9-15
0.0	5.71%	5.43%	3.79%	2.27%
1.0	7.36%	5.72%	3.57%	1.94%
2.0	8.25%	5.86%	3.45%	1.77%

Tableau B-8: Augmentation de la résistance en % sur le joint pour $M = 10\%$ et $EI = 0.35$

Pour de petites valeurs de R, la charge verticale fera augmenter la résistance de la maçonnerie soumise à des charges de cisaillement. Cet effet semble diminuer pour des valeurs de R élevées. A titre d'exemple, les tableaux 7 et 8 ci-dessus, montrent les valeurs obtenues pour les cas où l'épaisseur du joint est de 1 cm. On peut considérer que la résistance du joint varie linéairement en fonction de la charge verticale (figure B-28), ce qui est en accord avec les résultats expérimentaux et théoriques [1].

2/ Sous une même charge verticale, et pour un rapport R constant, la résistance du mur est influencée par l'épaisseur du joint.

S_c/S_v	M = 4 % - 8 %		M = 8 % - 10 %		M = 10 % - 15 %	
	R = 2	R = 15	R = 2	R = 15	R = 2	R = 15
0.0	35.69%	27.13%	9.78%	5.38%	7.06%	4.52%
1.0	60.81%	53.72%	19.81%	15.81%	13.00%	10.83%
2.0	73.30%	66.83%	26.15%	22.33%	16.10%	14.24%

Tableau B-9: Augmentation en % de la contrainte de résistance au cisaillement en fonction de l'épaisseur du joint

En effet, la variation de la résistance du joint est plus importante pour de faibles valeurs du rapport M; cette variation semble diminuer lorsque ce rapport augmente. Si pour un rapport de charge S_c/S_v égal à 1, et pour un rapport R de 2, l'augmentation de la résistance est de

60.80% pour une épaisseur du joint variant de 0.4 à 0.8 cm. Cette augmentation n'est que de 19.80% lorsque l'épaisseur du joint passe de 0.8 à 1 cm (voir tableau B-2). Par ailleurs, cette augmentation diminue pour des valeurs de R élevées ($R = 15$). La figure B-30 illustre ces cas pour $R = 2$ et $R = 15$.

3/ La valeur de la contrainte développée dépend de la capacité de déformation du mortier par rapport à celle de la pièce. En effet, les mortiers plus déformables (valeurs élevées de R) présentent des contraintes tangentielles moins élevées. On ne pourrait pas pour autant conclure que dans ce cas là le mur aurait une résistance supérieure sous des sollicitations horizontales, (voir figures 26 et 27), car celle-ci serait plutôt dépendante de la qualité du mortier, voire de ses propriétés d'adhérence, donc de sa résistance, et qui ne sont pas directement en rapport avec son module de Young.

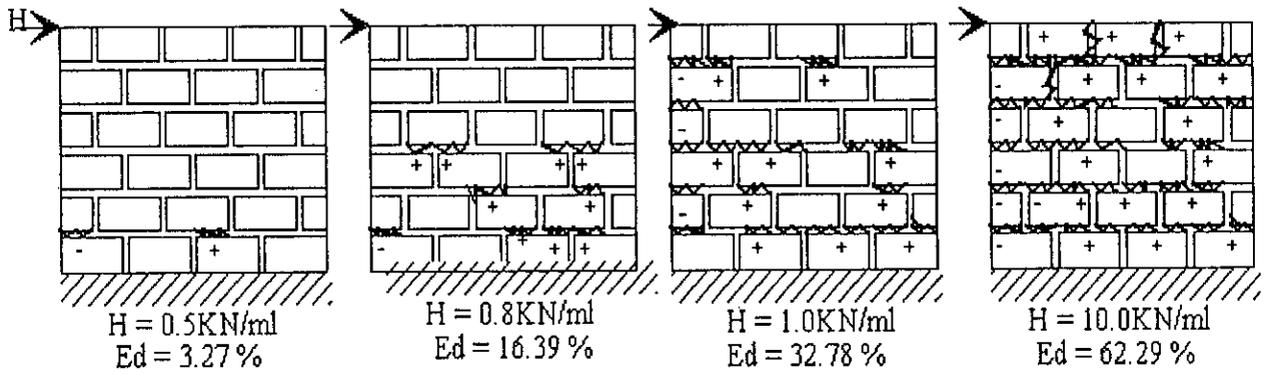
III-5 Modes de ruptures.

III-5-1 Sous chargement horizontal

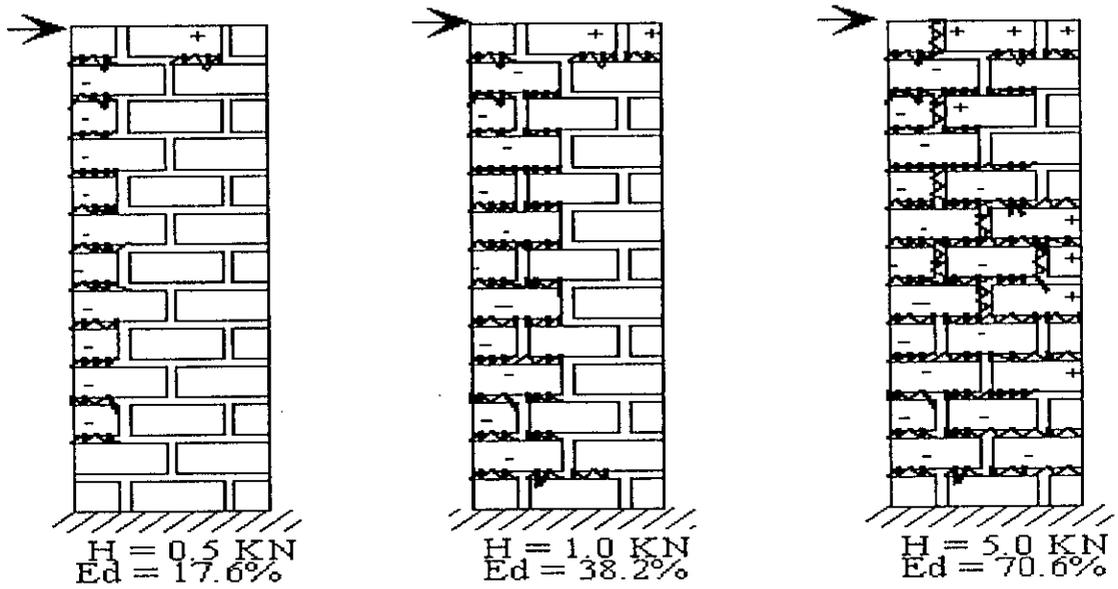
La rupture des joints verticaux est directement liée à la présence du chargement vertical (voir VI-1-6). La rupture des joints horizontaux est observée lorsque les charges horizontales sont appliquées au mur et induisent souvent une rupture par cisaillement du mur en maçonnerie.

Ainsi sous chargement horizontal, cas de charges sismiques statiquement équivalentes, on remarque pour les murs courts, la rupture des joints horizontaux situés à la base du mur pour de faibles cas de charge. Lorsqu'on considère un état de charge plus élevé, on constate que la rupture des joints horizontaux se propage vers le haut à gauche (rupture par traction) puis à droite (rupture par cisaillement) du mur voir figure B-34a. Par ailleurs, pour le mur élancé, on observe, une rupture des joints de mortier horizontaux par traction telle qu'observée sur la figure B-34b, qui se traduit par des fissures horizontales à l'extrémité du mur. Pour des cas de charge plus élevée, on observe la rupture des joints verticaux par cisaillement. D'autre part, on remarque que sous chargement horizontal, l'apparition des fissures dans les joints verticaux a lieu lorsque la quasi totalité des joints verticaux auront atteint leurs limites de résistance. (Ed étant le % des joints fissurés)

Il est important de noter que les résultats obtenus sont en accord avec les travaux de Meli ([8] dans [1]) et [10] et peuvent être schématisés par la figure B-35.



B-34a/ Mur court



B-34b/ Mur élancé

Figure B-34 : Etat de fissuration du mur sous charge horizontale

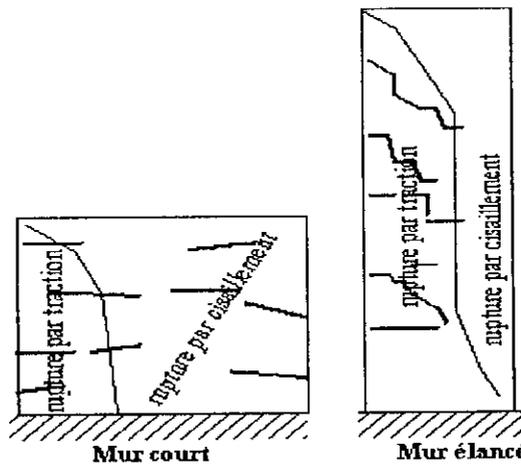


Figure B-35: Mode de rupture dans les murs court et élancé

III-5-2 Chargement combiné

La présence du chargement vertical agit dans le sens de la sécurité pour les murs en maçonnerie. En effet, la figure B-36a et B-36b montre la distribution des contraintes à la rupture dans les murs. Les résultats obtenus de l'analyse des murs courts (figure B-36a) et élancés (B-36b) montrent que lorsque la rupture du mur est presque totale (60 à 70 % des joints ont atteint leurs limites de résistances) pour les murs chargés horizontalement (mur court et mur élancé) les murs sous chargement combinés sont très faiblement endommagés (16 à 18 % des joints sont rompus).

La figure B-37 montre la distribution des contraintes à la rupture dans le mur dont l'élancement E_l est de 2.78 (mur à 246 éléments). On peut observer sur cette figure B-37 la trajectoire des contraintes de compression, du coin supérieur gauche au coin inférieur droit. Cette trajectoire est déplacée vers la droite, par rapport à la diagonale du mur, à cause de la présence de la charge verticale appliquée. Sous la diagonale chargée du mur, on constate la présence d'une zone en cisaillement. Sur les bords du mur, on observe la présence de contraintes verticales de compression (sur la droite) et de traction (sur la gauche) assez élevées. Ces contraintes sont dues à l'effet de flexion causé par la charge horizontale appliquée. Dans le cas d'un mur confiné, le cadre en béton armé est censé prendre en charge cet effet de flexion. Si les joints horizontaux supportent le cisaillement, cette distribution indique que les murs auraient plutôt tendance à se rompre par mise en traction des zones voisines de la base encastrée.

La distribution de contrainte montrée sur les figures B-36 permet d'expliquer les différents mécanismes de rupture décrits dans le chapitre I: rupture par flexion, par glissement, par écrasement.

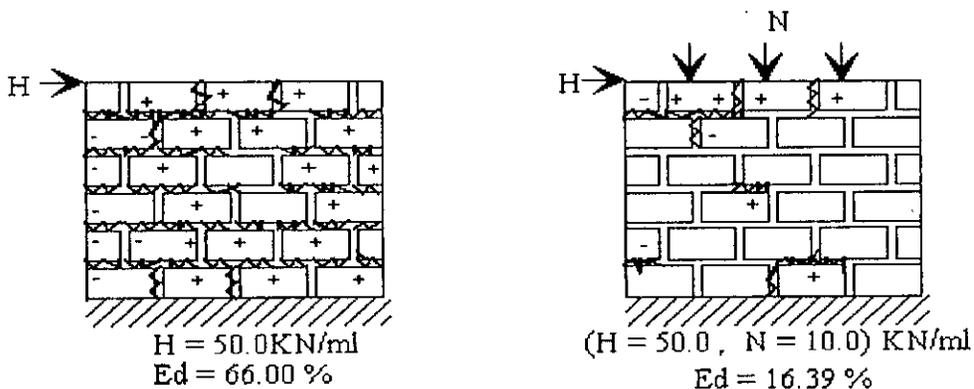


Figure B-36a: Influence de la charge de compression sur la résistance du mur pour le mur court

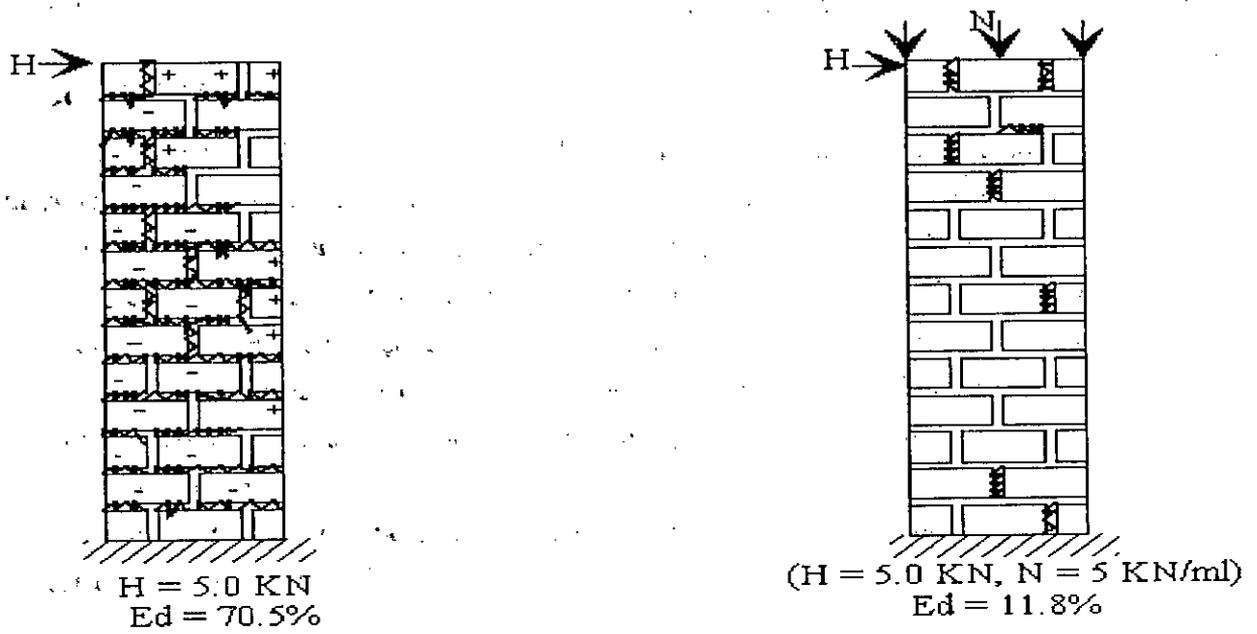


Figure B-36b: Influence de la charge de compression sur la résistance du mur pour le mur élancé

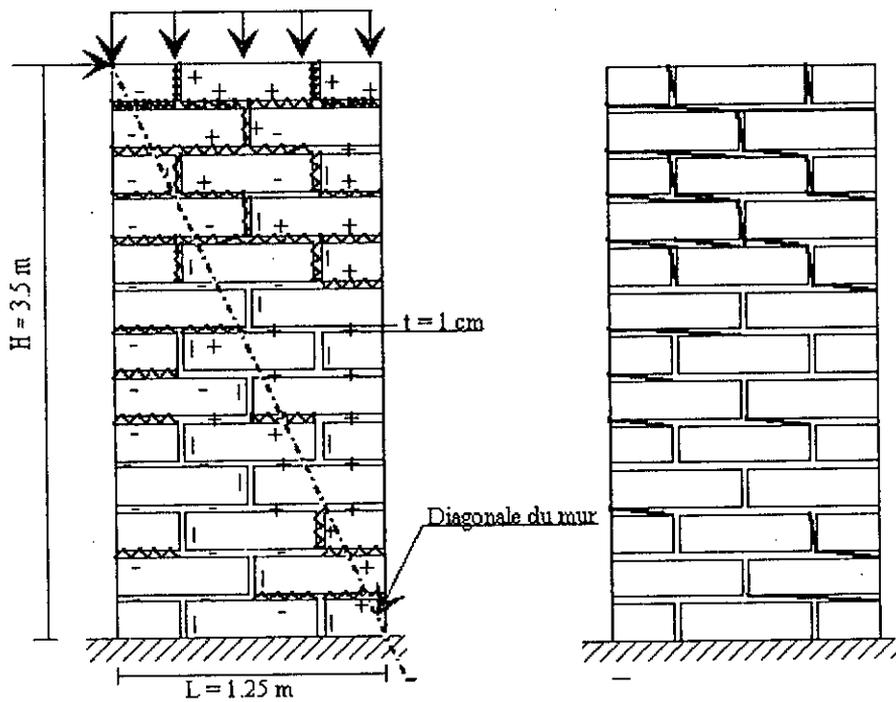


Figure B-37: Distribution de contrainte dans le mur ($Ei = 2.78$) sous chargement combiné

CHAPITRE III:

**ANALYSE SISMIQUE DES MURS EN MAÇONNERIE
ET ESTIMATION DE L'ENDOMMAGEMENT
PAR LA METHODE DES ÉLÉMENTS FINIS**

CHAPITRE III:**ANALYSE SISMIQUE DES MURS EN MACONNERIE
ET ESTIMATION DE L'ENDOMMAGEMENT PAR
LA METHODE DES ELEMENTS FINIS****I INTRODUCTION**

Les séismes sont des phénomènes imprévisibles, les catastrophes qu'ils sont susceptibles de provoquer sont considérées comme une inéluctable fatalité. De ce fait, le comportement des structures en maçonnerie sous l'action dynamique représente un domaine à ne pas négliger. Dans les structures à comportement linéaire, la réponse peut être exprimée comme étant la somme des réponses d'un ensemble de systèmes à un seul degré de liberté. La technique de calcul s'appliquant au cas d'un seul degré de liberté constitue la base d'une vaste majorité de techniques déterministes en dynamique des structures.

Les travaux de recherches se rapportant au calcul dynamique des structures en maçonnerie ne sont pas très nombreux. On peut citer les travaux de Y. Mengi et H. McNiven [19], [20], [21], [22] qui ont proposé un modèle mathématique pour prédire le comportement en plan dans le domaine linéaire et non linéaire des murs en briques d'argile soumis à l'excitation sismique. Par ailleurs, D. Benedetti et G. M. Benzoni [23] ont proposé un modèle mathématique en utilisant la MEF pour étudier le comportement non linéaire (élasto-plastique) des structures en maçonnerie sous sollicitation sismique.

V. Karantoni et M. N. Fardis [24] ont estimé la résistance des structures en maçonnerie en utilisant la MEF (en 3 dimensions), en considérant simultanément le comportement en plan (contrainte plane) et le comportement flexionnel des murs en maçonnerie non renforcée.

Dans cette partie, nous allons essayer d'analyser le comportement des murs en maçonnerie sous sollicitation sismique. L'étude sera conduite en considérant le modèle décrit dans l'étude statique.

L'influence des paramètres mécaniques tels que le rapport R entre les modules de Young des matériaux constitutifs et le coefficient de poisson ν ainsi que les paramètres géométriques tels que l'élançement du mur EI et le rapport M sur la fréquence fondamentale de vibration des murs en maçonnerie sera considérée. L'estimation de l'endommagement des murs sera aussi considérée.

II METHODE D'EVALUATION DE LA REPONSE SISMIQUE

Il existe deux stratégies fondamentales pour calculer la réponse temporelle d'une structure soumise à l'action d'un chargement dynamique donné: La méthode d'intégration directe qui traite le problème dans ses coordonnées physiques spatio-temporelles et l'analyse modale basée sur une transformation des coordonnées physiques en coordonnées généralisées [25].

La méthode de résolution la plus utilisée en pratique est sans doute la méthode de superposition modale. Elle est reconnue comme étant une procédure de résolution puissante pour l'évaluation de la réponse des structures à comportement linéaire et à amortissement visqueux proportionnel.

La méthode de superposition modale [25] dans laquelle les déplacements généralisés sont évalués, d'abord, puis combinés pour trouver les déplacements nodaux, constitue une technique très utile de par son fondement théorique, d'une part, et, d'autre part de par l'étendue de son vaste champ d'application à divers secteurs de l'industrie pour lesquels les analyses sismiques des structures y afférentes représente un impératif de sécurité incontournable.

Par ailleurs, son utilisation intensive réside essentiellement dans le fait que seul un nombre réduit de modes est généralement suffisant pour une évaluation adéquate de la réponse. Néanmoins, cette méthode nécessite à priori un calcul de valeurs propres.

II-1 Problème aux valeurs et vecteurs propres

La connaissance des fréquences et des modes propres de vibration est essentielle pour l'évaluation, par la méthode de superposition modale, de la réponse dynamique des structures soumises à des excitations sismiques. Toutefois, elle constitue une phase difficile et nécessite généralement le plus de temps de calcul.

Aussi trouve-t-on dans la littérature [26] de nombreux algorithmes permettant la résolution des problèmes aux valeurs et vecteurs propres.

Le choix d'une méthode de résolution dépend non seulement de la puissance de l'ordinateur, mais aussi des caractéristiques (taille et largeur de bande) des matrices masse et rigidité d'une part et du nombre de valeurs et vecteurs requis d'autre part.

D'une façon générale, les méthodes de résolution peuvent être subdivisées en deux grandes classes:

- Les méthodes de transformation
- Les méthodes de résolution directe (iteratives)

1/ Méthodes de transformation

Elles permettent la résolution du problème aux valeurs propre. Parmi les méthodes de transformation on rencontre:

- la méthode de Jacobi,
- la méthode Givens
- la méthode de Householder

2/ Méthode itératives

Elles consistent à résoudre le problème aux valeurs propres initiales sans condensation par un processus itératif.

Parmi les méthodes itératives [26] utilisées on peut citer:

- La minimisation du quotient de Rayleigh
- L'itération inverse avec décalage spectral
- L'itération inverse
- L'itération directe

Dans notre étude, nous nous sommes intéressés à la méthode itérative inverse.

Description de la méthode itérative:

La méthode itérative convient pour la résolution des problèmes aux valeurs propres. Sous forme générale l'équation est:

$$([K] - \omega_i^2 [M]) \{\phi_i\} = 0 \quad (B-12)$$

où [K]: matrice de rigidité

[M]: matrice masse

ω_i : fréquence de vibration du $i^{\text{ème}}$ mode

Toutefois, pour garder dans chaque itération une bonne précision, il faut contraindre chaque nouveau vecteur à rester orthogonal à la matrice M . (Ceci est possible grâce au processus d'orthogonalisation de Gram-Schmidt [26]).

II-2 Méthode d'analyse de la réponse dynamique des structures

Comme on l'a déjà signalé, l'évaluation de la réponse d'une structure à comportement linéaire soumise à l'action de forces extérieures dynamiques, se ramène à la résolution d'un système d'équations différentielles linéaires du second ordre non homogènes et couplées. Sa résolution dans le domaine temporel peut être effectuée soit par une méthode d'intégration directe ou par une méthode de superposition modale qui est la plus couramment utilisée en domaine linéaire et que nous avons adoptée dans notre étude.

III VULNERABILITE DES MURS EN MACONNERIE

La vulnérabilité d'une structure est définie comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètres X (amplitude, intensité....) à une construction donnée ainsi qu'à l'assise. C'est donc une mesure du pourcentage d'endommagement exprimée dans une échelle variant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (perte totale de l'élément). On voit ainsi que les concepts de « vulnérabilité » et « d'endommagement » sont interchangeable.

La prédiction du degré d'endommagement qu'une structure peut encaisser durant sa durée de vie est un problème probabiliste. Néanmoins une analyse déterministe permet une estimation préliminaire du degré d'endommagement de la structure. Deux types de procédures peuvent être considérées: la première est basée sur l'équilibre entre la demande du séisme et la capacité de la structure, la seconde est basée sur la dégradation de certaines propriétés structurales. Pour chacune des deux procédures, un ou plusieurs paramètres d'endommagement structuraux peuvent être estimés.

H. Powell et al [27], résumant les alternatives dans le choix des paramètres d'endommagement et la procédure de calcul; ils suggèrent des relations liant ces paramètres à la fonction d'endommagement. Bien que l'évaluation de certains paramètres peut se faire moyennant une analyse linéaire, une analyse inélastique reste une approche plus rationnelle.

III-1 Fonction d'endommagement

Lorsque l'approche demande-capacité est utilisée, le paramètre d'endommagement est directement lié à la demande du séisme. Pour la procédure de dégradation, la valeur de la propriété dégradée décroît progressivement et le paramètre d'endommagement est:

$$\delta = 1 - (p_d / p_o) \quad (\text{B-14})$$

où δ est le paramètre d'endommagement, p_d est la valeur de la propriété structurale à l'état endommagé et p_o est la valeur à l'état initial.

La fonction d'endommagement [27] est définie par la relation (B-15) suivante, illustrée en figure B-38

$$DI_s = \left[(\delta_c - \delta_i) / (\delta_u - \delta_i) \right]^m \quad (\text{B-15})$$

- Elle est nulle si la valeur du paramètre d'endommagement considéré est inférieure à la valeur seuil δ_i : pas de dégâts structuraux.

- Elle prend la valeur unité lorsque la valeur du paramètre d'endommagement prend la valeur ultime δ_u : détérioration totale.

δ_c étant la valeur du paramètre obtenue sous le chargement appliqué.

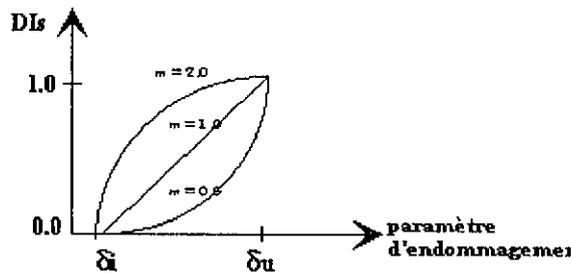


Figure B-38: Fonction d'endommagement DI_s

Dans notre cas nous ne considérons que la procédure de dégradation de la propriété structurale. Celle-ci convient au type d'analyse que nous considérons dans cette étude. En effet le programme de calcul que nous avons développé permet de connaître à chaque instant de l'excitation les propriétés structurales du mur analysé à savoir la rigidité, les modes et les valeurs propres.

III-2 Procédure de dégradation de la rigidité

L'accroissement des périodes de vibration de la structure durant un séisme est due à une dégradation de la rigidité suite à l'endommagement des éléments structuraux. Cette procédure de dégradation nécessite l'utilisation du concept de rigidité « scalaire ». Généralement la rigidité

d'une structure est représentée par une matrice. La rigidité scalaire de la structure est définie par la relation [27]:

$$\mathbf{K}_b = (\mathbf{b}_1^T \mathbf{R}) / (\mathbf{b}_2^T \mathbf{r}) \quad (\text{B-16})$$

\mathbf{b}_1 , \mathbf{b}_2 sont des vecteurs arbitraires de même unité; \mathbf{R} est le vecteur charge et \mathbf{r} est le vecteur déplacement obtenu par une analyse de la structure sous le chargement \mathbf{R} . Puisque \mathbf{b}_1 et \mathbf{b}_2 sont arbitraires, on peut les choisir égaux à \mathbf{R} , ce qui donnera:

$$\mathbf{K}_b = (\mathbf{R}^T \mathbf{R}) / (\mathbf{R}^T \mathbf{r}) \quad (\text{B-17})$$

Le paramètre de rigidité « courante » S_p obtenu à partir du rapport entre la rigidité scalaire de la structure à l'état endommagé et sa rigidité à l'état non endommagé a aussi été introduit [27]. Cette rigidité scalaire est définie par:

$$S_p = \frac{(\mathbf{R}^T \mathbf{R}) / (\mathbf{R}^T \mathbf{r})}{(\mathbf{R}^T \mathbf{R}) / (\mathbf{R}^T \mathbf{r}_0)} = \frac{\mathbf{R}^T \mathbf{r}_0}{\mathbf{R}^T \mathbf{r}_d} \quad (\text{B-18})$$

où \mathbf{r}_0 et \mathbf{r}_d sont respectivement les déplacements nodaux à l'état non endommagé et à l'état endommagé de la structure.

De même on peut définir la rigidité courante en fonction de la première déformée modale ϕ . En effet la diminution de la fréquence de vibration du mur au cours de l'excitation peut être relié à la variation de la rigidité du mur. En prenant $\mathbf{b}_1 = \mathbf{b}_2 = \phi = \mathbf{r}$, l'équation B-16 à l'état non endommagé et à l'état endommagé s'écrit :

$$\mathbf{K}_{\phi 0} = \frac{\phi_0^T \mathbf{R}}{\phi_0^T \mathbf{r}} = \frac{\phi_0^T \mathbf{K}_0 \phi_0}{\phi_0^T \phi_0} \quad (\text{B-19})$$

et

$$\mathbf{K}_{\phi d} = \frac{\phi_d^T \mathbf{R}}{\phi_d^T \mathbf{r}} = \frac{\phi_d^T \mathbf{K}_d \phi_d}{\phi_d^T \phi_d} \quad (\text{B-20})$$

Le rapport de rigidité S_ϕ est : $S_\phi = \mathbf{K}_{\phi d} / \mathbf{K}_{\phi 0}$

Si Φ est normalisée par rapport à la masse alors: $\phi^T \mathbf{K} \phi = \omega^2 \phi^T \mathbf{M} \phi$

$$S_\phi = \frac{\phi_d^T \mathbf{K}_d \phi_d}{\phi_0^T \mathbf{K}_0 \phi_0} \frac{\phi_0^T \phi_0}{\phi_d^T \phi_d} = \frac{\omega_d^2}{\omega_0^2} \frac{\phi_0^T \phi_0}{\phi_d^T \phi_d} \quad (\text{B-21})$$

$$S_\phi = \frac{\omega_d^2}{\omega_0^2} \frac{\phi_0^T \phi_0}{\phi_d^T \phi_d} \quad (\text{B-22})$$

La rigidité scalaire peut être utilisée pour estimer l'endommagement comme suit:

- 1- calculer la rigidité à l'état non endommagé K_0 ,
- 2- une analyse dynamique ou statique cyclique est à considérer pour estimer l'état d'endommagement,
- 3- recalculer la rigidité à l'état endommagé K_d ,

Le paramètre d'endommagement est alors $\delta = 1 - (K_d / K_0)$; l'estimation de l'indice de dommage DI_s peut alors être calculé en considérant l'équation (B-15). La valeur seuil est choisie égale à zéro; la valeur ultime reste inférieure à l'unité [27]

Il est important de noter que cette approche ne peut être appliquée que si on assure lors de l'analyse une modélisation appropriée de dégradation de la rigidité.

Dans cette optique le programme de calcul développé nous permet d'estimer l'indice de dommage en considérant le paramètre de dommage en terme de rigidité scalaire et en terme de déformée modale. Il permet aussi d'estimer le rapport DEM entre le nombre des joints endommagés et le nombre des joints total du mur en maçonnerie sous l'excitation sismique appliquée:

$$DEM = \text{Nombre de joints rompus} / \text{Nombre de joints total}$$

Notons que la vulnérabilité du mur est non seulement liée au degré d'endommagement de celui-ci mais aussi à la localisation des joints fissurés. En effet, pour un même degré d'endommagement plusieurs cas de figures (répartition des fissures) peuvent se présenter (exemple, figure B-39)

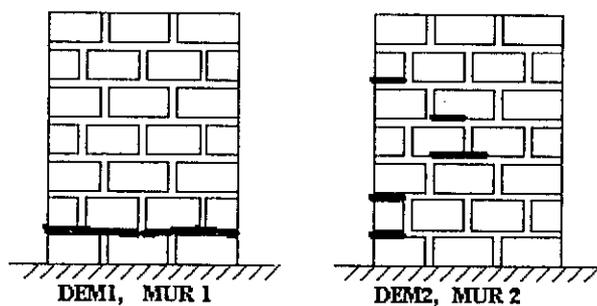


Figure B-39: Distribution des joints fissurés

Pour $DEM1$ égal à $DEM2$, le mur 1 est considéré comme ayant atteint son état limite de résistance (rupture de tous les joints du lit inférieur: cisaillement à la base) alors que le mur 2 est considéré comme très faiblement endommagé.

La répartition des fissures révèle le mode de rupture du mur déjà décrit (partie B, § I-3) c'est pourquoi pour les exemples considérés nous présenterons non seulement le degré d'endommagement du mur sous l'excitation considéré mais aussi les séquences d'apparition des fissures dans le mur.

IV PRESENTATION DU PROGRAMME DE CALCUL

Il existe aujourd'hui sur le marché international, des logiciels de calcul très sophistiqués pour le traitement des structures présentant une architecture complexe aussi bien dans le domaine statique que dans le domaine dynamique. Il est parfois plus utile de disposer d'un programme modeste, spécifique, mieux adapté à ses besoins et d'utilisation facile. Un programme qu'on maîtrise offre deux avantages intéressants: le premier est la possibilité d'introduire de nouveaux modules le deuxième est la possibilité de le modifier pour un usage bien précis, adapté à ses besoins.

Le programme de calcul que nous avons développé dans le cadre de ce travail de recherche est spécialisé dans l'analyse de la vulnérabilité sismique des murs en maçonnerie par la méthode des éléments finis. Il permet de:

- calculer les fréquences et les modes propres de vibration à l'état non endommagé et à un état d'endommagement donné du mur en maçonnerie.
- calculer la réponse temporelle en terme de déplacement, de contrainte et d'effort.
- connaître l'état de résistance des joints de mortier en considérant le critère de rupture de type Coulomb.
- suivre les séquences d'apparition des joints fissurés
- calculer l'indice de dommage du mur sous l'excitation sismique donnée en considérant deux paramètres de dommage (en terme de rigidité scalaire et en terme de déformée modale)

Ces résultats fournis par ce programme permettent à l'utilisateur de prendre une décision quant à la vulnérabilité sismique de la structure analysée.

Ce programme de calcul développé en langage fortran 77, constitué de 3000 lignes est constitué d'un programme principal et de 12 sous-routines (voir organigramme figure B-40) et se présente comme suit:

- Les sous-routines INPUT, MRTRI, MRJM, MMASS, ASSEMB et REARANG sont respectivement les sous-routines d'entrée de données, de calcul des matrices de rigidité (de la pièce

résistante, élément triangulaire à 3 noeuds, et du joint de mortier, élément fini d'interface de Goodman) et de matrice masse (de la pièce résistante) élémentaire, d'assemblage et de réarrangement des matrices globales de rigidité et de masse en matrice réduite après introduction des conditions d'appuis

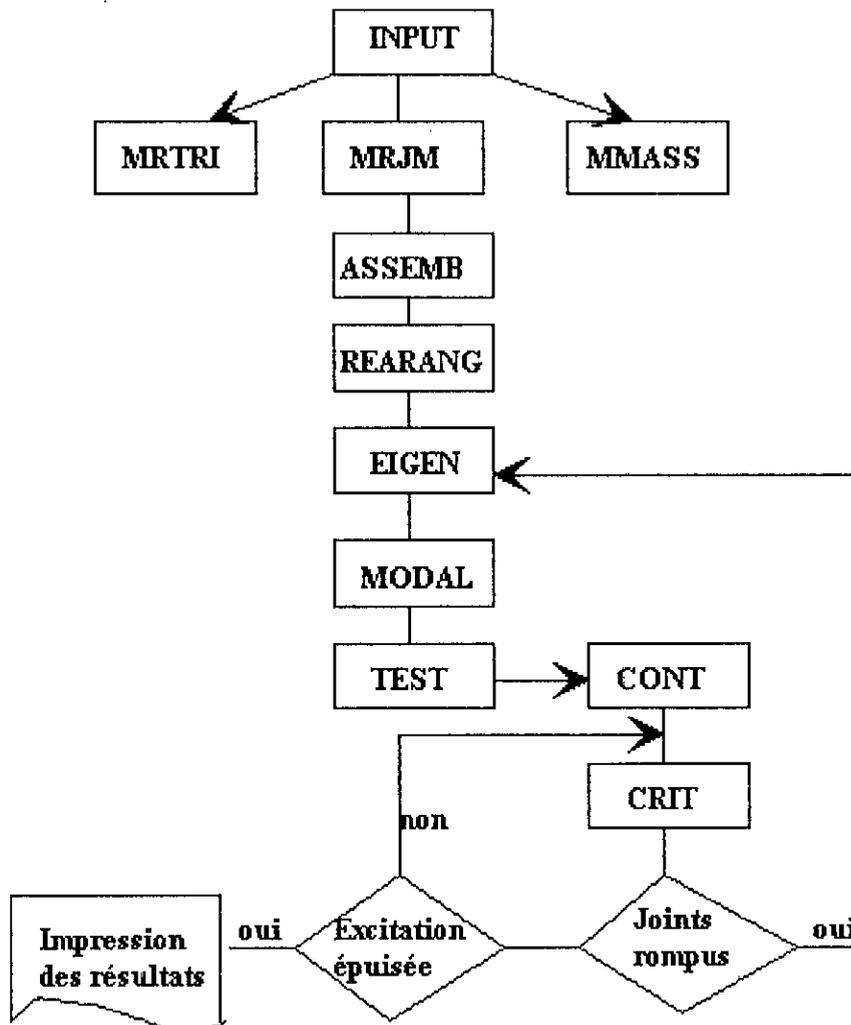


Figure B-40: Organigramme du programme d'analyse sismique

- La sous-routine **EIGEN** permet le calcul des valeurs et vecteurs propres par la méthode itérative directe.
- La sous-routine **MODAL** permet le calcul de la réponse temporelle en terme de déplacement du mur par la méthode de superposition modale sous une excitation sismique donnée.
- La sous-routine **TEST** est constituée de deux sous-routines principales (**CONT** et **CRIT**) et permet à chaque pas de temps de:

- calculer les contraintes développées et les contraintes de résistance de compression, de traction et de cisaillement dans chacun des joints (soubroutine CONT).

- tester l'état de résistance de chacun des joints en considérant le critère de rupture de type Coulomb:

- Si l'état limite de résistance d'un ou de plusieurs joints est atteint à l'instant $t = t_r$ alors:

* Le taux d'endommagement du mur est calculé,

* La matrice de rigidité du mur est modifiée (la rigidité des joints rompus est réduite)

* Les valeurs et les modes propres sont recalculés (soubroutine EIGEN)

* La réponse temporelle est recalculée en tenant compte des conditions initiales et en considérant l'instant initial d'application de l'excitation $t_0 = t_r$.

Cette dernière séquence est reconsidéré jusqu'à ce que:

- l'excitation est épuisée,

- le degré d'endommagement calculé est jugé suffisamment important pour considérer que le mur a atteint son état limite de résistance.

V APPLICATIONS

Compte tenu du nombre important des résultats numériques fourni par le programme pour une structure donnée, il est pratiquement impossible à reporter en totalité dans le cadre de cette thèse à savoir, les déplacements dynamiques horizontaux et verticaux de chaque noeud, les contraintes développées aussi bien dans les joints que dans la pièce en maçonnerie à chaque instant t pendant la durée de l'excitation et pour chacun des paramètres géométriques et mécaniques retenus pour l'étude du comportement, seuls les résultats que nous avons jugés utiles à l'interprétation, et donc permettant la détermination de la vulnérabilité des murs en maçonnerie, seront présentés.

L'étude a été effectuée sur deux spécimens de murs (figure B-41) dont l'élancement E_l est de 2.78 pour le mur élancé et de 0.35 pour le mur court.

Le mur court est constitué de 96 noeuds et de 111 éléments finis (68 éléments de contrainte plane triangulaire et 43 éléments finis d'interface pour les joints horizontaux et verticaux). Le mur élancé est constitué de 208 noeuds et de 246 éléments finis (142 éléments de contrainte plane triangulaire et 104 éléments finis d'interface (joints horizontaux et verticaux)).

Le programme de calcul linéaire déjà décrit nous permettra l'évaluation de la réponse sismique des murs en maçonnerie par la méthode de superposition modale avec troncature. Le nombre de modes retenu dans l'analyse est tel que la somme des masses modales participantes soit supérieure ou égale à 0.9. La fraction de masse modale [36] est donnée par la relation (B-23):

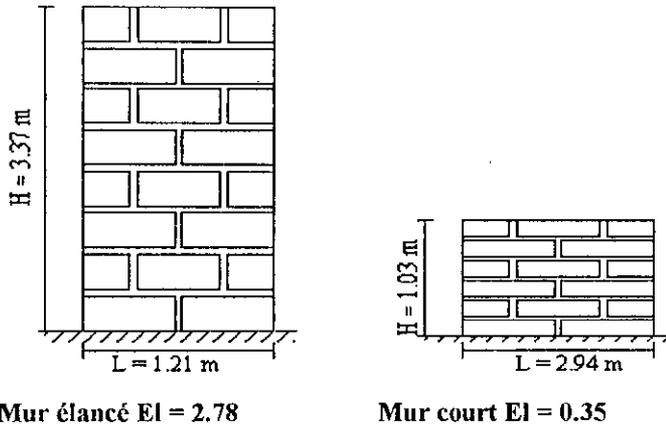


Figure B-41: Spécimen de Mur analysé

$$F_i = \frac{(\{\phi\}[M]\{\Gamma\})^2}{M_t} \quad (\text{B-23})$$

où F_i étant la fraction de masse participante du mode i , M_t la masse de translation totale, $[M]$: la matrice masse diagonale, $\{\Gamma\}$ le vecteur d'influence de l'excitation aux différents degrés de liberté de la structure et $\{\phi\}_i$ le vecteur propre i qui doit être orthonormalisé.

$$\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i = 1.0$$

L'analyse dynamique se résume à:

- Analyse de l'influence des paramètres sur la fréquence fondamentale de vibration du mur dans le domaine linéaire
- Présentation de la variation du rapport de joints rompus DEM et du rapport de fréquence fondamentale du mur au cours de l'excitation en considérant une analyse non linéaire (linéaire par tronçon).
- Présenter les séquences d'apparition des joints fissurés au cours de l'application de l'excitation en considérant une analyse non linéaire (linéaire par tronçon).

- Calculer l'indice de dommage DI_s en considérant deux paramètres de dommage δ_K et δ_ϕ ($\delta_K = 1 - S_K$ et $\delta_\phi = 1 - S_\phi$) en considérant une analyse non linéaire (linéaire par tronçon).

V-1 Analyse de l'influence des paramètres mécaniques et géométriques sur la fréquence de vibration des murs en maçonnerie.

Pour estimer l'influence des différents paramètres, nous avons considéré des murs aux pièces de 40 cm x 10 cm x 20 cm pour lesquels les valeurs de R varient de 1 à 15, celles de M varient de 4 % à 15 % et des élancements de 0.17, 0.35, 1.21, et 1.78.

V-1-1 Influence du rapport R entre les modules de Young

Le tracé des figures B-42 et B-43, montrant la variation de la pulsation fondamentale du mur en fonction du rapport R entre les modules de Young des deux matériaux constitutifs pour différentes valeurs du rapport M et du coefficient de poisson ν révèle une nette influence de ces paramètres sur la pulsation fondamentale ω_0 du mur en maçonnerie étudié.

L'augmentation du rapport R provoque une diminution de la fréquence de vibration du mur qui se traduit par une diminution de sa rigidité. En effet, une diminution de la rigidité du joint de mortier entraîne un accroissement de la différence de rigidité entre les deux matériaux ce qui entraîne une augmentation des déplacements du mur (voir étude statique):

Par ailleurs, la réduction de ω_0 est aussi observée lorsque le rapport M et le coefficient de poisson ν augmentent.

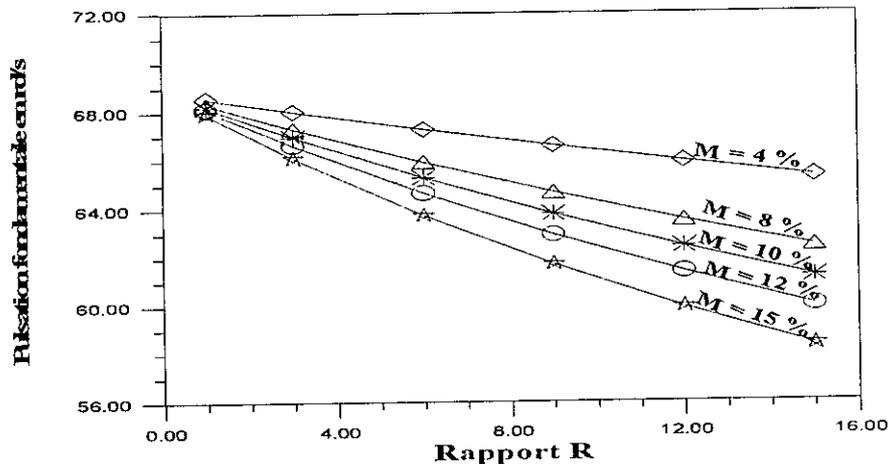


Figure B-42: Variation de la pulsation en fonction de R pour différentes valeurs du rapport M .

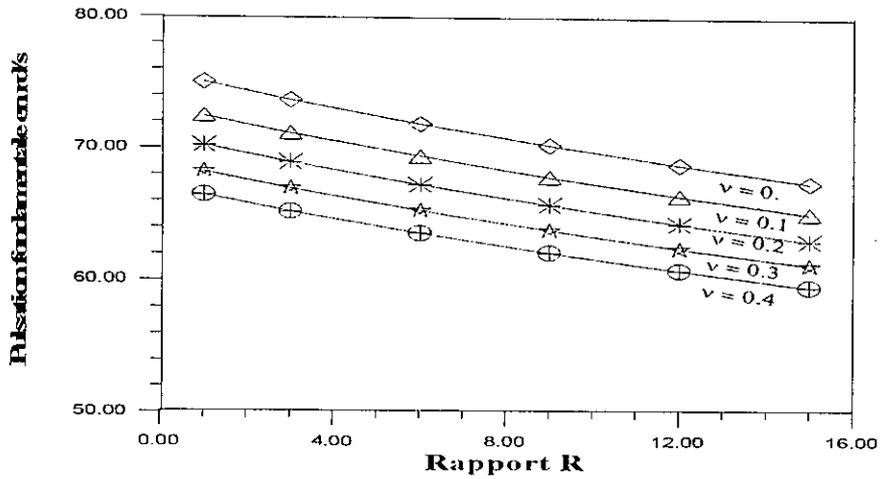


Figure B-43: Variation de la pulsation en fonction de R pour différentes valeurs du coefficient de poisson.

Le tableau B-10 montre la diminution de la rigidité du mur lorsque le paramètre M augmente pour des valeurs de R constantes.

R	1-6	6 - 12	12 - 15	M
$\Delta\omega_0$	2.05 %	1.9 %	0.95 %	4 %
	3.77 %	3.65 %	1.71 %	8 %
	4.56 %	4.50 %	2.04 %	10 %
	5.33 %	5.31 %	2.35 %	12 %
	6.55 %	6.38 %	2.77 %	15 %

Le tableau B-10: Diminution de la rigidité du mur en fonction de M

En effet, lorsque le rapport R varie de 1 à 6 par exemple, le pourcentage de diminution de la valeur de la pulsation fondamentale tend à augmenter lorsque le rapport M augmente. La diminution de la rigidité du mur est plus importante pour de faibles valeurs de R et de grandes valeurs de M. La variation de la pulsation est linéaire pour les différentes valeurs du rapport M et du coefficient de poisson ν considérées.

V-1-2 Influence du rapport M

L'augmentation du rapport M entre l'épaisseur du joint et la hauteur de la pièce en maçonnerie provoque aussi une diminution de la rigidité du mur. Le tableau B-11 montre la diminution en pourcentage de la pulsation fondamentale du mur en fonction des valeurs de M.

M	4 % - 8 %	8 % - 12 %	12 % - 15 %
R = 1	0.33 %	0.33 %	0.26 %
R = 6	2.06 %	1.96 %	1.42 %
R = 9	2.95 %	2.76 %	1.97 %
R = 15	4.55 %	4.12 %	2.87 %

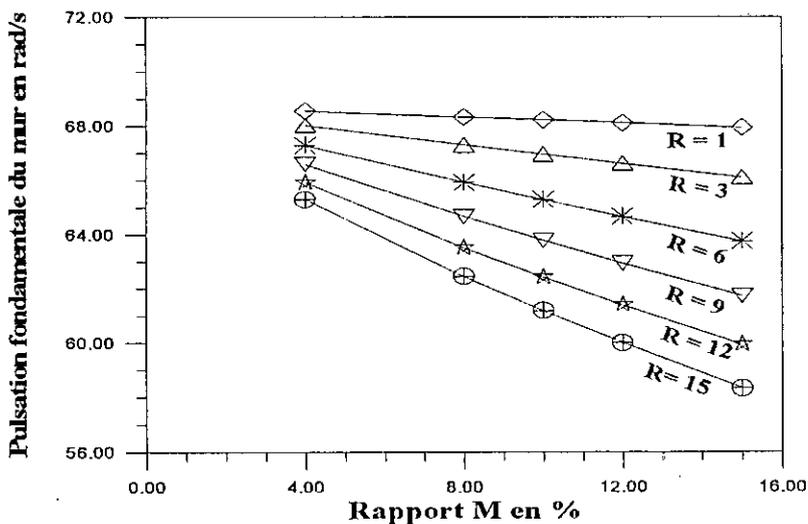
Tableau B-11: Diminution en % de la pulsation fondamentale en fonction de M et R

La figure B-44 montre, que lorsque l'épaisseur du joint (valeur de M) et le rapport R augmentent la pulsation du mur atteint sa valeur minimale. Le mur a tendance à être de moins en moins rigide lorsque le rapport R et M augmentent simultanément. La variation de ω_0 en fonction de M est linéaire. L'influence de M est plus significative pour des valeurs de R supérieures à 6.

V-1-3 Influence du coefficient de poisson ν

L'étude du comportement des murs en maçonnerie sous sollicitations statiques de compression et/ou de cisaillement a montré que la résistance du joint de mortier est faiblement sensible aux variations du coefficient de Poisson quelques soient les valeurs de R et de M.

Dans cette étude, la figure B-45 montre que le coefficient de Poisson influe sur les modes de vibration du mur en maçonnerie.

Figure B-44: Variation de la pulsation fondamentale ω_0 en fonction du rapport M

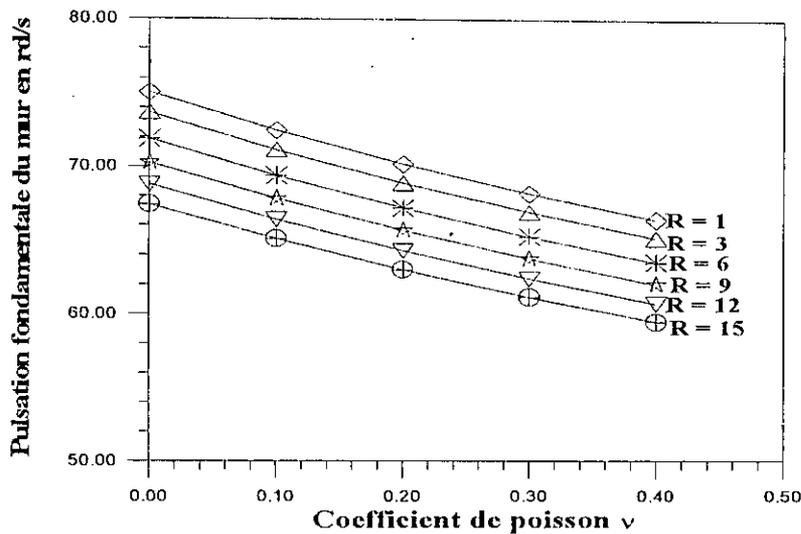


Figure B-45: Variation de la pulsation fondamentale ω_0 en fonction du coefficient de poisson pour différentes valeurs de R.

En effet, la figure B-45 et le tableau B-12 permettent de montrer que l'accroissement du coefficient de poisson provoque aussi une diminution de la rigidité du mur. La pulsation est donc inversement proportionnelle à ce paramètre. Elle varie quasi linéairement en fonction de ν et de façon identique quelles que soient les valeurs de R (courbes parallèles).

ν	0 - 0.2	0.2 - 0.4
R = 1	6.87 %	5.68 %
R = 6	6.92 %	5.78 %
R = 9	6.96 %	5.88 %
R = 15	6.94 %	5.83 %

Tableau B-12: Diminution en % de la pulsation fondamentale du mur

V-1-4 Influence de l'élanement du mur El

Les études effectuées ont permis de montrer l'influence de l'élanement sur le comportement des structures. En effet, les structures à élanement important sont moins rigides que celles aux faibles élanements. L'analyse de l'influence de l'élanement El des murs en maçonnerie sur leurs fréquences de vibration a permis de montrer que le mur est d'autant plus souple que son élanement augmente. En effet, la figure B-46 montrant la variation de la pulsation

fondamentale en fonction de l'élançement pour différentes valeurs de R, permet de constater que la variation est décroissante.

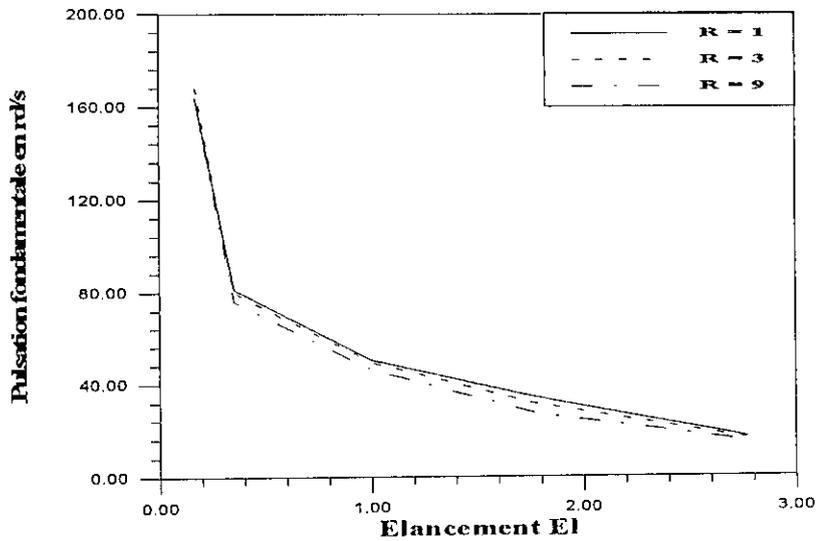


Figure B-46: Variation de la pulsation fondamentale du mur en fonction de son élançement El pour M = 10 % et différentes valeurs du rapport R.

On constate que pour les murs courts, dont l'élançement est inférieur à 0.4, la pulsation n'est pas sensible aux variations de R. L'influence de R est constatée lorsque l'élançement El devient supérieur à 0.4.

En conclusion on peut dire que la fréquence fondamentale des murs en maçonnerie est sensible aux variations des paramètres mécanique (R, ν) et géométrique (M, El). La rigidité du mur est proportionnelle à ces paramètres. Un mur est d'autant plus souple que les paramètres R, ν M et El croissent.

V-2 Calcul de l'endommagement du mur en maçonnerie

V-2-1 Variation du rapport de joints rompus DEM, du rapport de fréquence Rf et séquence d'apparition des fissures dans le mur

Dans cette partie nous présentons les résultats de l'analyse de la réponse du mur sous:

- la composante horizontale de la réplique du séisme d'El Asnam (1980),
- la composante horizontale N-S du séisme d'El Céntro (1940)

l'accélération maximale A_{\max} est prise égale à 0.13g.

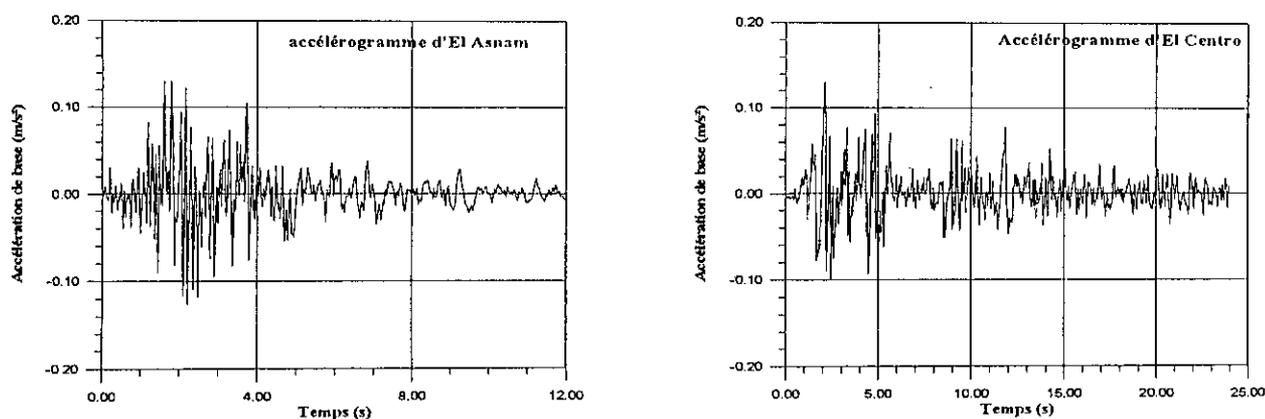


Figure B-47: Représentation temporelle des excitations sismique

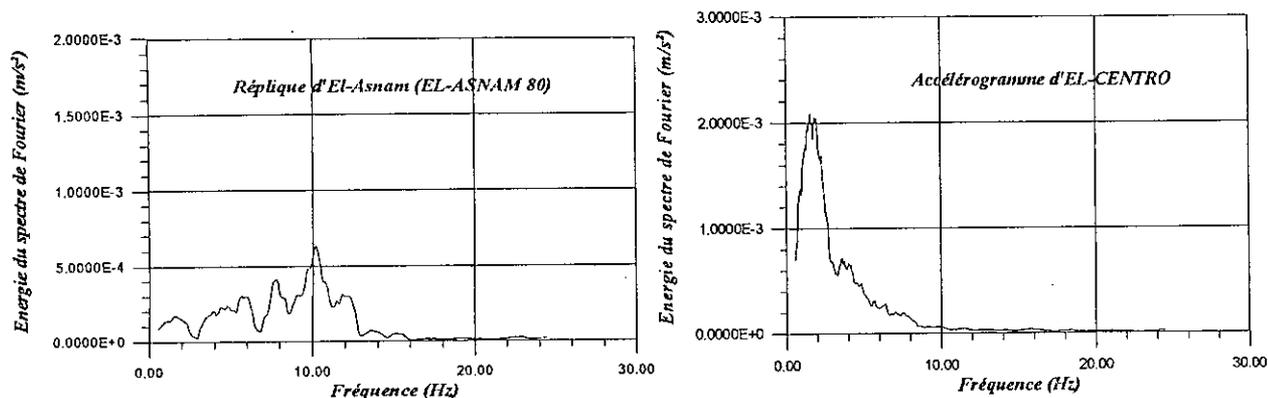


Figure B-48: Représentation fréquentielle (spectre de Fourier) des excitations sismique

Les résultats qui seront présentés sont relatifs à la vulnérabilité sismique du mur en maçonnerie sous le chargement considéré. Rappelons que la vulnérabilité d'une structure ou d'un élément structural sous une excitation donnée est directement liée au degré d'endommagement de celui-ci. Dans notre étude l'endommagement a été relié au:

- Taux de joints fissurés DEM, défini comme étant le rapport entre le nombre de joints fissurés et le nombre de joints total,
 - Rapport de fréquence R_f , défini comme étant le rapport entre la fréquence fondamentale à un instant donné et la fréquence fondamentale initiale,
- aussi nous calculerons l'indice de dommage DI_s en considérant deux paramètres d'endommagement l'un relatif à la rigidité et l'autre au mode fondamental.

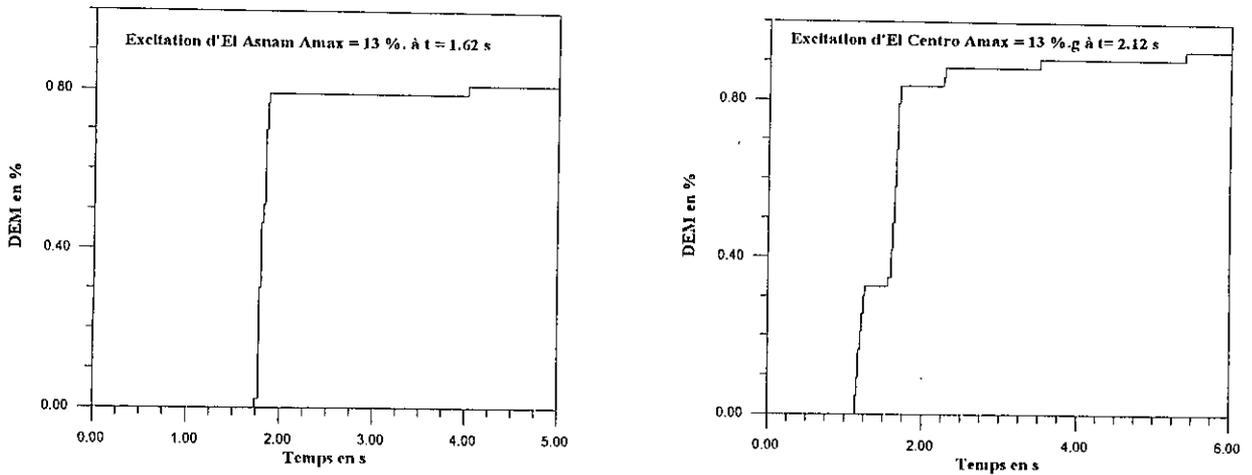


Figure B-49: Variation du rapport DEM en fonction du temps pour le mur court

1/ Les figures B-49 et 51 présentent la variation du rapport DEM durant l'excitation d'El Asnam et d'El Centro respectivement pour le mur court et le mur élancé. Ce rapport tend à augmenter au cours de l'application de l'excitation sismique, ce qui traduit un endommagement du mur. La variation du DEM n'est pas la même pour El Asnam que pour El Centro ce ci est du à la différence du contenu fréquentiel (figure B-48) de ces excitations (Voir tableau B-13)

	Fréquence fondamentale	El Asnam (gamme énergétique)	El Centro (gamme énergétique)
Mur Court	7.98 Hz	(0.5 - 12) Hz	(1 - 3) Hz
Mur Elancé	1.144 Hz	(0.5 - 12) Hz	(1 - 3) Hz

Tableau B-13: Contenu fréquentiel des excitation sismiques

On note que pour:

Le mur court: Une perte instantanée de 80 % de joints de mortier pour l'excitation d'El Asnam, alors que pour El Centro la rupture est progressive. Ce qui est représenté dans les figure 53 et 54 qui représente les séquences d'apparition des joints fissurés au cours de l'excitation considérée.

Le mur élancé: on note une perte instantanée de 90 % des joints de mortier pour les deux excitations. De même que pour le mur court les figures 55 et 56 présentent les séquences d'apparition des joints fissurés au cours de l'excitation considérée.

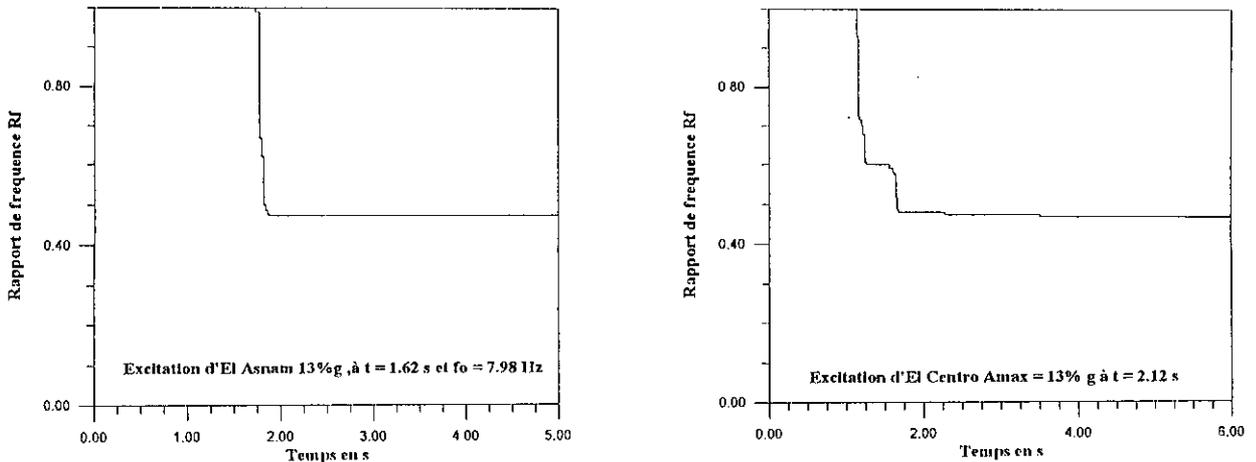


Figure B-50: Variation du rapport R_f en fonction du temps pour le mur court

De même, nous avons présenté la variation du rapport de fréquence R_f défini comme étant le rapport entre la fréquence à un état donné d'endommagement du mur et la fréquence initiale. On note une chute de la fréquence fondamentale tout au long de l'excitation aussi bien pour le mur court (figure 50) que pour le mur élancé (figure 52). En effet la rupture des joints de mortier au cours de l'application de l'excitation sismique considérée entraîne une diminution de la rigidité du mur ce qui provoque une augmentation des périodes de vibrations du mur fissuré. On note qu'une rupture de 80 % des joints de mortier provoque une chute de fréquence de 50 % pour les cas considérés.

Par ailleurs, les figures 53, 54, 55 et 56 présentent les séquences d'apparition des joints fissurés pour le mur court et le mur élancé aussi bien pour l'excitation d'El Asnam que celle d'El Centro. Nous notons que:

- les joints situés à la base du mur se rompent en premier,
- les joints horizontaux se rompent toujours avant les joints verticaux,
- la fissuration se produit à la base et se propage vers les lits de joints supérieurs,
- prédominance de la rupture par cisaillement des joints de mortier.

On note aussi une rupture progressive dans le cas d'El Centro pour le mur court. Elle est instantané pour le mur élancé. Dans le cas d'El Asnam, on note une rupture en bloc (rupture simultanée d'un grand nombre de joints), ceci s'explique par le contenu fréquentiel de ces excitations (voir tableau: la large gamme de fréquence de la réplique d'El Asnam (0.5 - 12) Hz).

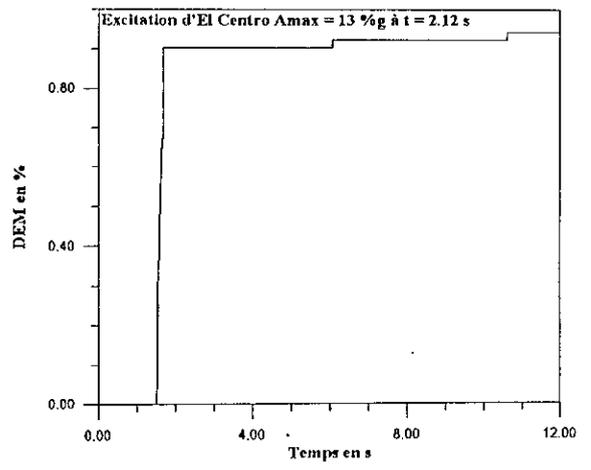
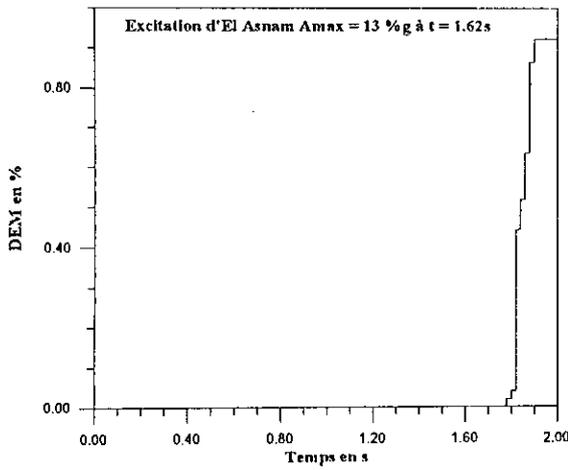


Figure B-53: Variation du rapport DEM en fonction du temps pour le mur élargé

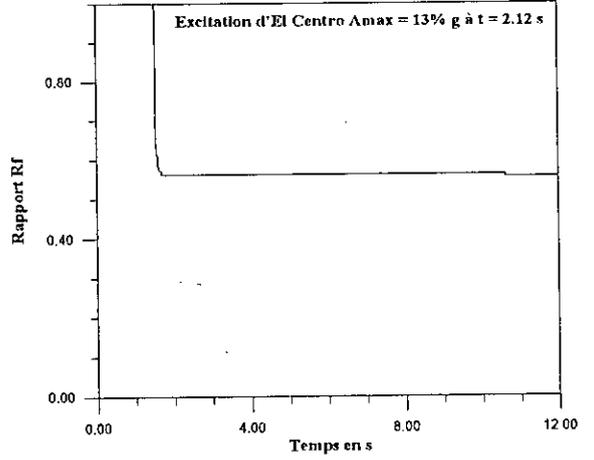
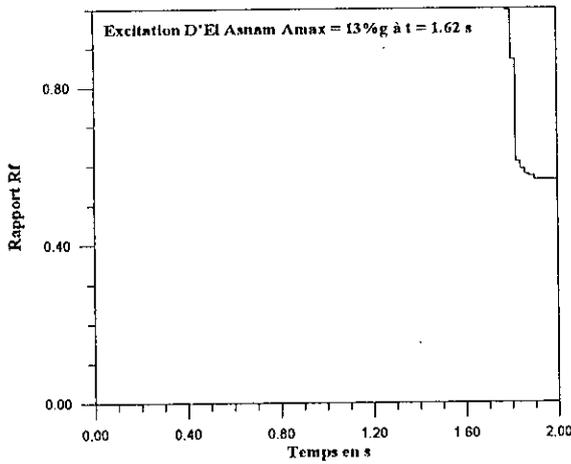


Figure B-54: Variation du rapport Rf en fonction du temps pour le mur élargé

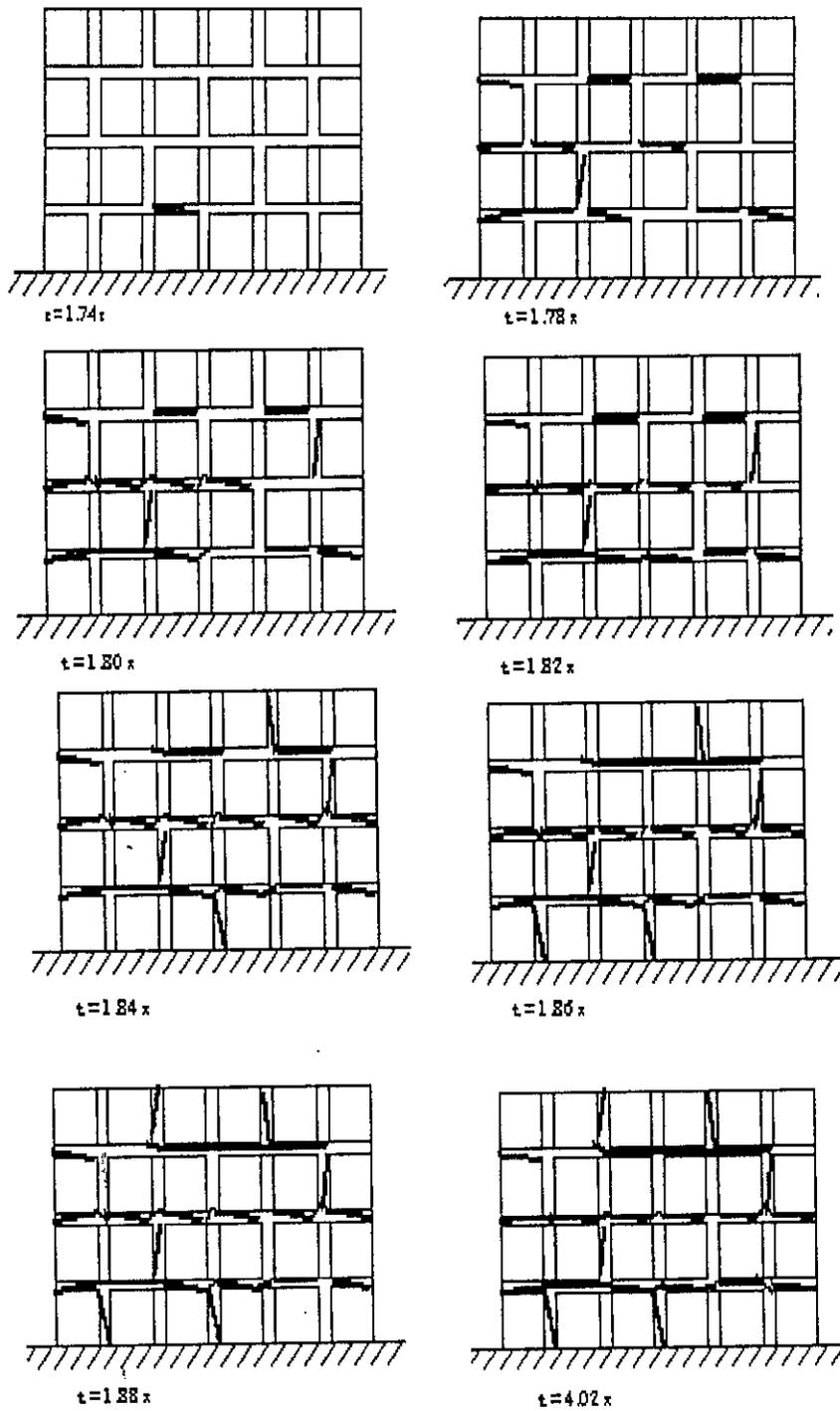


Figure B-51: Séquences d'apparition des fissures dans le mur court
sous l'excitation d'El Asnam $A_{max} = 13\% g$ à $t = 1.62 s$

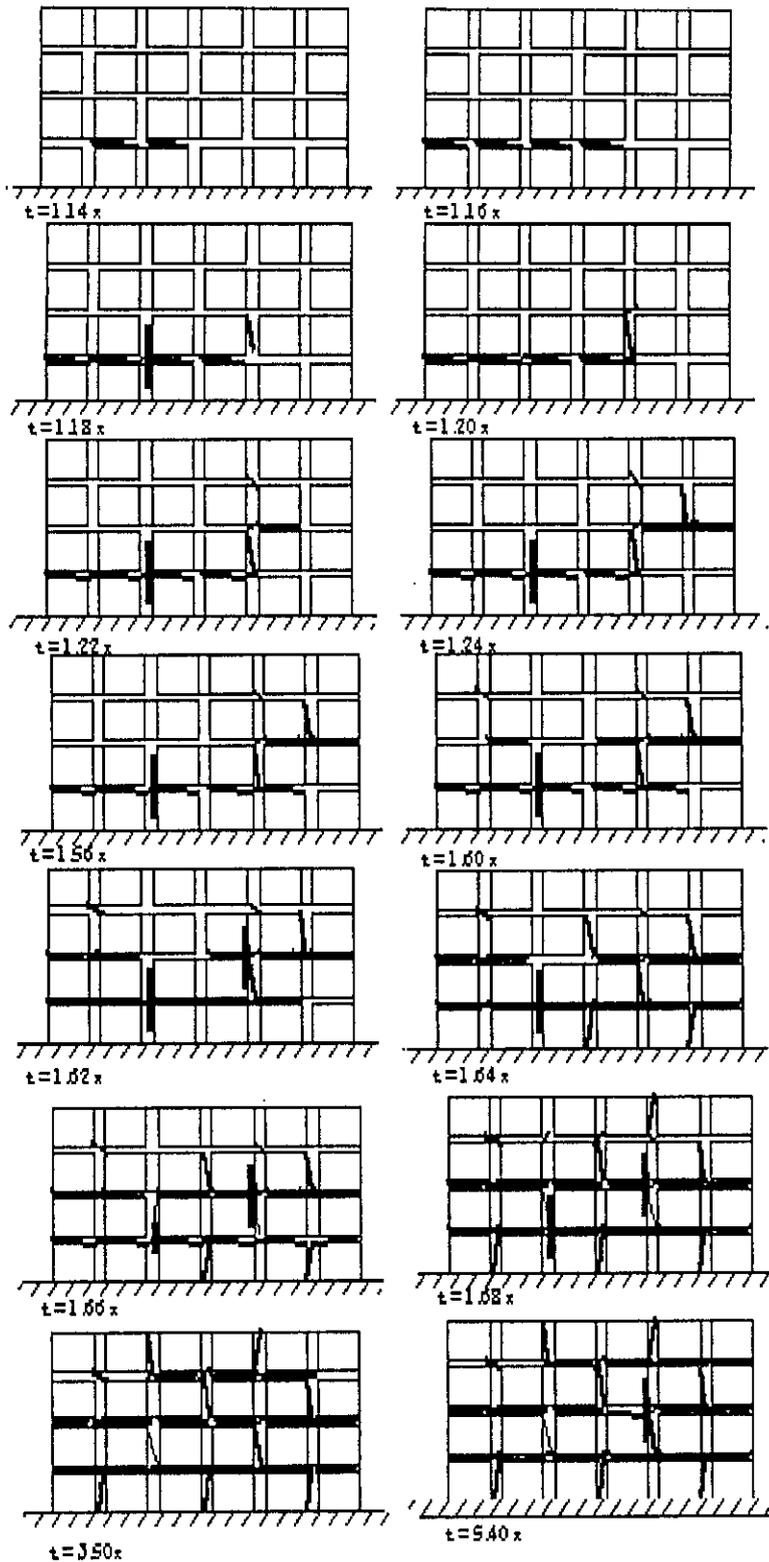


Figure B-52: Séquences d'apparition des fissures dans le mur court
sous l'excitation d'El Centro $A_{max} = 13\% g$ à $t = 2.12 s$

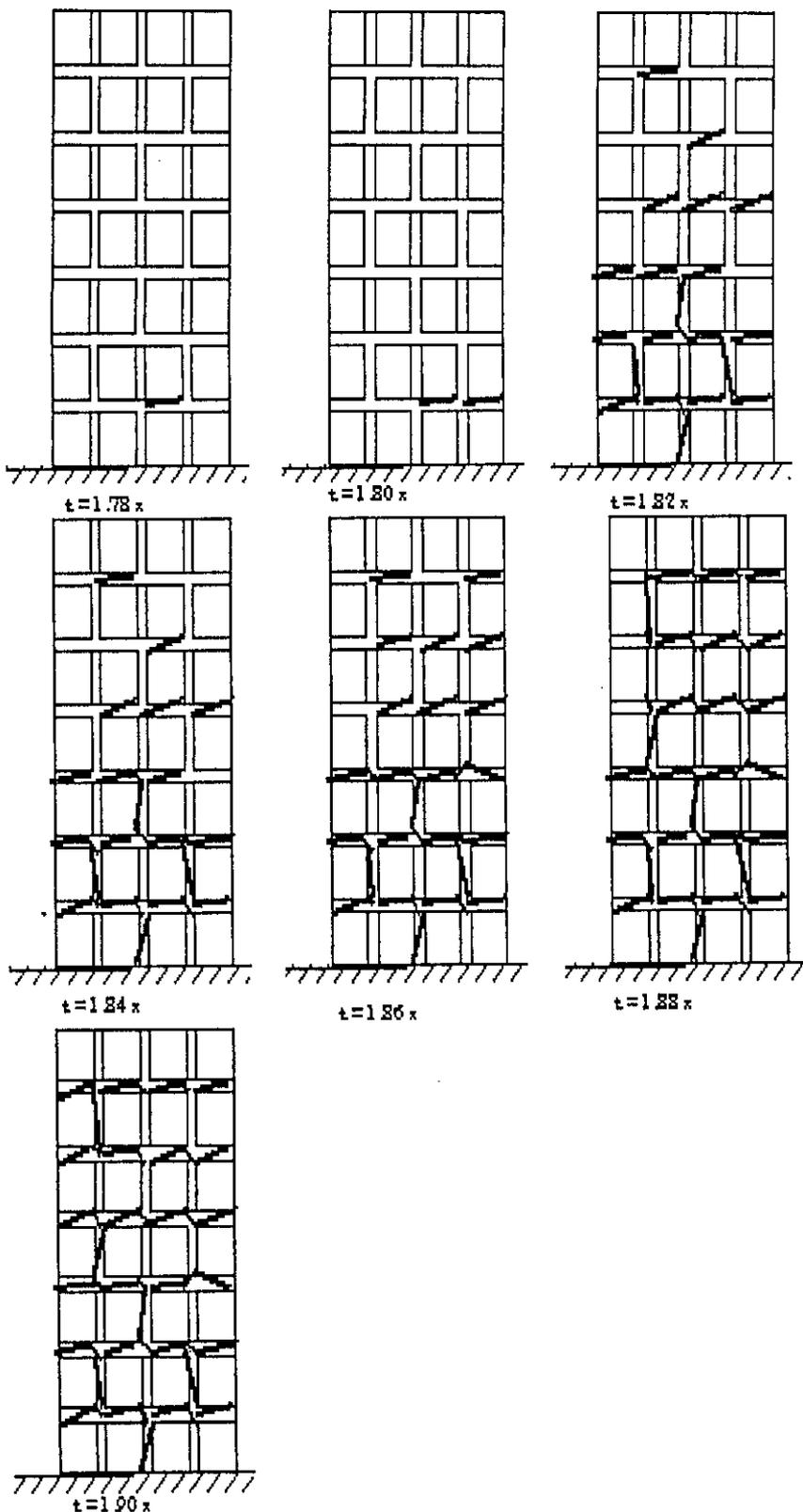


Figure B-55: Séquences d'apparition des fissures dans le mur élancé
sous l'excitation d'El Asnam $A_{max} = 13\% g$ à $t = 1.62 s$

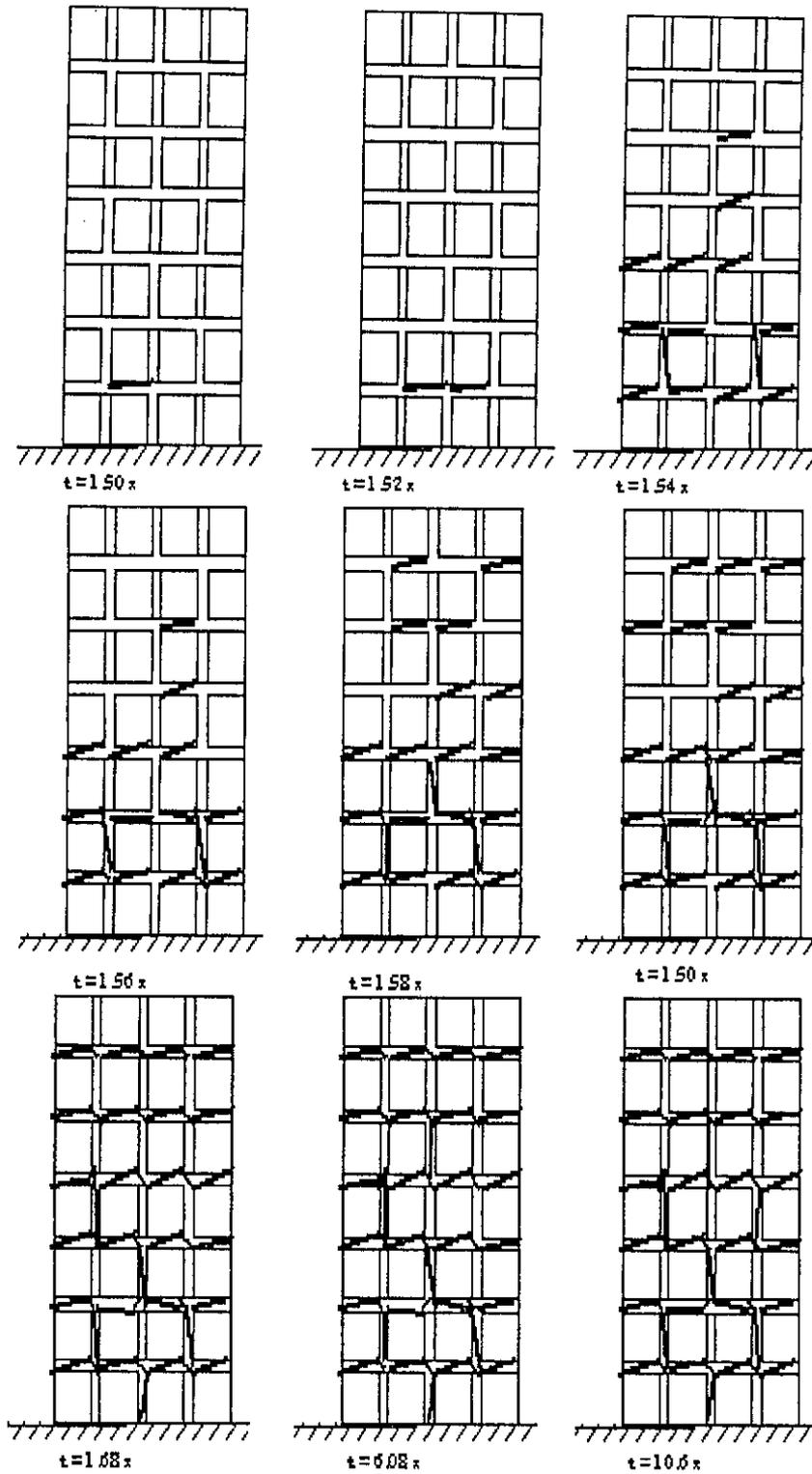


Figure B-56: Séquences d'apparition des fissures dans le mur élancé
sous l'excitation d'El Centro $A_{max} = 13\% g$ à $t = 2.12 s$

V-2-2 Calcul de l'indice de dommage

Nous présentons ici l'indice de dommage DIs pour les deux murs étudiés sous les deux excitations en considérant deux paramètres de dommage δ_K et δ_ϕ définis comme suit:

$$\delta_K = 1 - S_K = 1 - K_d / K_0 \quad (\text{B-25})$$

$$\delta_\phi = 1 - S_\phi = 1 - \frac{\omega_d^2 \phi_0^T \phi_0}{\omega_0^2 \phi_d^T \phi_d} \quad (\text{B-26})$$

où K_d et K_0 sont respectivement la rigidité scalaire à l'état endommagé et à l'état non endommagé et (ω_d, ϕ_d) , (ω_0, ϕ_0) sont respectivement la valeur et le vecteur propre fondamental à l'état endommagé et à l'état non endommagé.

L'analyse a conduit aux résultats regroupés dans le tableau B-14:

Excitation	Mur Court		Mur Elancé	
	δ_K	δ_ϕ	δ_K	δ_ϕ
El Asnam	0.86	0.775	0.83	0.71
El Centro	0.79	0.69	0.89	0.79

Tableau B-14: Paramètres d'endommagements obtenus

L'indice de dommage est défini [27] par la relation:

$$DIs = [(\delta_c - \delta_i) / (\delta_u - \delta_i)]^m = [\delta_c / 0.95]^2 \quad (\text{B-27})$$

Avec $\delta_i = 0$ (état non endommagé), $\delta_u = 0.95$ (perte totale de l'élément structural) et $m = 2$, [27].

L'indice de dommage ainsi calculé conduit aux résultats présentés dans le tableau B-15:

Excitation	Mur Court		Mur Elancé	
	DIs(δ_K)	DIs(δ_ϕ)	DIs(δ_K)	DIs(δ_ϕ)
El Asnam	0.815	0.667	0.765	0.550
El Centro	0.692	0.516	0.876	0.692

Tableau B-15: Indices de dommage de l'analyse

L'estimation de l'endommagement d'une structure varie selon l'approche considérée (selon le paramètre d'endommagement considéré). En effet, le paramètre d'endommagement δ_ϕ conduit à

un indice de dommage inférieur comparé à celui estimé en considérant le paramètre d'endommagement relatif à la rigidité scalaire δ_K (voir tableau B-15). Pour une chute de fréquence de 50% ce qui correspond à une perte de 90% des joints de mortier le paramètre d'endommagement relatif au mode propre, et donc à la fréquence, est de 75 % conduit à un indice de dommage de 0.667

La chute de fréquence de vibration n'est pas à elle seule un reflet de l'endommagement de la structure. En effet, la déformée modale doit être considérée (δ_ϕ) pour estimer l'endommagement de l'élément structural analysé.

VI CONCLUSION

Le programme de calcul non linéaire que nous avons développé dans ce chapitre a permis, entre autre, d'estimer l'endommagement des murs en maçonnerie suite à une analyse non linéaire (linéaire par tronçon) sous sollicitation sismique, de suivre les séquences d'apparition des fissures au cours de l'application de l'excitation et de voir l'influence de certains paramètres sur la fréquence fondamentale de vibration qui est un facteur révélateur du comportement des murs en maçonnerie.

CONCLUSIONS

La méthode des éléments finis s'est avérée un moyen efficace pour la modélisation et l'étude de la maçonnerie. L'analyse de la distribution des contraintes permet d'expliquer les différents mécanismes de rupture observés et de comprendre l'effet de certains paramètres sur le comportement des murs.

En particulier, on a constaté l'importance de l'influence du rapport R entre les modules de Young de la pièce et du mortier et de l'épaisseur du joint sur le comportement de la maçonnerie sous chargement plan. Le fait de modéliser la maçonnerie comme un matériau homogène, tel que pratiqué dans le passé, rend difficile la prise en compte de l'influence des paramètres géométrique et mécanique sur la résistance des joints de mortier et la distribution des fissures dans le mur en maçonnerie.

Outre l'influence de R et M , l'étude effectuée permet de constater l'importance des paramètres tels que la géométrie du mur et la présence de la charge verticale qui contribuent à augmenter la résistance au cisaillement de la maçonnerie. L'importance de cet effet est pourtant variable selon les valeurs du rapport R et M .

Par ailleurs, l'analyse de la vulnérabilité sismique des murs en maçonnerie moyennant une analyse linéaire avec modification des caractéristiques de rigidité dans le temps suivant un critère de rupture a été possible grâce aussi à une modélisation par éléments finis de ces derniers, en effet cette méthode nous a permis une prise en compte de la perte de rigidité dans les murs en maçonnerie durant l'excitation sismique. Ce qui a permis l'estimation de l'endommagement des murs en maçonnerie en considérant deux paramètres d'endommagement l'un relatif à la rigidité scalaire et l'autre relatif au mode propre de vibration.

Malgré les limitations de l'analyse linéaire, on a pu constater que les distributions des contraintes données par l'analyse statique et les séquences d'apparition des joints rompus dans l'analyse sismique expliquent les mécanismes de rupture observés en laboratoire d'une manière satisfaisante. En particulier, les résultats des expériences et des travaux [1] confirment la plupart des conclusions de notre étude.

Cependant, l'insuffisance des données publiées, concernant surtout les détails nécessaires à la modélisation (caractéristiques mécaniques des pièces et du mortier, mise au point des essais, etc.) ne permet pas de faire une comparaison exhaustive. Il serait recommandable de réaliser des expériences pour déterminer les limites de l'influence de la charge verticale et de l'influence de l'épaisseur du joint sur la résistance spécialement dans le cas où la valeur de R serait élevée. Aussi, une analyse dynamique inélastique ou statique cyclique est à recommander pour simuler l'état endommagé de la structure et donc estimer l'endommagement des murs en maçonnerie.

REFERENCES DE LA PARTIE B

- [1] M. Lafuente, "Contribution à l'étude analytique du comportement des murs en maçonnerie non armée sous sollicitation plane". Thèse de Doctorat en génie civil, 1990, Institut National de Sciences Appliquées de Toulouse, France.
- [2] "Eurocode N° 8, Common Unified Rules for Structures in Seismic Region", Report EUR 8850 EN, 1988.
- [3] M. Tomazevic, "Masonry structures in seismic areas. A state-of-Art report", Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow 1990, Vol. A, pp 247-302.
- [4] M. Tomazevic, R. Lutman, "Seismic Resistance of reinforced masonry walls", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering Tokyo 1988, Vol. 6, pp. VI-97-102.
- [5] L. Hart, D. Sajjad and M. Kingsley "Analytical stress-strain curves for grouted concrete masonry", The Masonry Society Journal, 1989, 1, pp T21-34.
- [6] A. Hamid, M. Chukwunye, "Compression behavior of concrete masonry prisms", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1986, Vol 112, N° 3, pp 345-356.
- [7] M. Jhompson, F. Thompson, "Development of diametral testing procedures to provide a mesure of strength characteristics of masonry assemblages", International Conference of Masonry Structural Systems, Austin, Texas, 1967, pp 51-57.
- [8] L. Stafford, R. J. Carter, "The diagonal tensile strength of brockwork", Journal of Structural Engineering, 1970, Vol. 48, N° 6, pp. 236-242..
- [9] J. Bazan and R. Meli, "Seismic Analysis of Structures with Masonry Walls", Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul 1980, pp 663-640.
- [10] M. Lafuente, C. Genatios and M. Lorrain "A model for Analysis of Masonry Walls under Lateral Loads" 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow 1990, Vol. 8, pp 50-60.
- [11] A. Sekender and A. W. Page, "Finite Element for Masonry Subjected to Concentrated Loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, Vol. 114 N° 8, pp 1791-1784.
- [12] W. Samarasinghe, A. W. Page "A F.E. model for the in-plane behaviour of brickwork", 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow 1990, Vol.6, pp 171-178.
- [13] P. B. Shing, H. R. Lotfi, A. Barzegarmehrabi and J. Brunner, "Finite Element Analysis of Shear Resistance of Masonry Wall Panels with and without Confining Frames", 10th World Conference on Earthquake Engineering, 1992, Vol. 5, pp 2581-2586.
- [14] A. W. Page, "Finite element model for masonry", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1978, Vol. 104 N° 8, pp 1267-1285.
- [15] A. Serhan, "Modélisation des interfaces", thèse de Doctorat en génie civil, Université Claude Bernard-Lyon I 1990.
- [16] R. E. Goodman, R. Taylor and T. L. Brekke, "A model for the Mechanics of Jointed Rock" Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1968, Vol. 94, N° SM3, Proc. Paper 5937, pp. 637-659.

- [17] J. Ghaboussi, E. L. Wilson, J. Isenberg, "Finite element for rock joints and interfaces", *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, ASCE, 1973, Vol. 99, N° SM10, pp 833-874.
- [18] P. Gavrilovic, "Ultimate shear capacity and deformabilities for masonry walls", Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, IZSIS, Macedonia, 1993, (personal report)
- [19] Y. Mengi, H. Sucuoglu and H. D. McNiven, "A linear mathematical model for the inplane behaviour of brick masonry walls, part 1: Theoretical consideration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1984, Vol. 12, pp 313-326.
- [20] Y. Mengi, H. Sucuoglu and H. D. McNiven, "A linear mathematical model for the inplane behaviour of brick masonry walls, part 2: Determination of model parameters through optimisation using experimental data", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1984, Vol. 12, pp 327-346.
- [21] Y. Mengi and H. D. McNiven, "A mathematical model for the in-plane non linear earthquake of unreinforced masonry walls. Part 1: Experiments and proposed model", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1989, Vol. 18, pp 233-247.
- [22] Y. Mengi and H. D. McNiven, "A mathematical model for the in-plane non linear earthquake of unreinforced masonry walls. Part 2: Determination of model parameters through optimisation using experimental data", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1989, Vol. 18, pp 249-261.
- [23] D. Benedetti et G. M. Benzoni, "A numerical model for seismic analysis of masonry buildings: Experimental correlations", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1984, vol. 12, pp 817-931.
- [24] F. V. Karantoni et M. N. Fardis, "Analytical study of strengthening techniques for earthquake resistant masonry buildings", *Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering*, Moscow 1990, Vol. 7-B, pp 125-134.
- [25] R.W. Clough et J. Penzien, "Dynamique des structures", Pluralis, Paris, France, 1980, Version Française.
- [26] K. J. Bathe, "Finite element procedures in engineering analysis", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., U.S.A, 1982.
- [27] G. H. Powell et al, "Seismic Damage Prediction by Deterministic Method: Concepts and Procedures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1988, Vol. 16, 719-734.

CONCLUSIONS ET SUGGESTIONS

CONCLUSIONS ET SUGGESTIONS

La définition de la vulnérabilité sismique est différente selon que l'on étudie un tissu urbain ou une construction individuelle. La vulnérabilité sismique de cette dernière est le degré de perte occasionnée à un élément ou à un ensemble d'éléments structuraux soumis à une probabilité donnée d'occurrence d'un phénomène naturel de magnitude donnée.

L'étude de la vulnérabilité sismique d'une structure individuelle pour laquelle on possède les détails d'exécution nécessaires aux calculs de vérification de la résistance peut être menée par deux méthodes analytiques dans ce travail, à savoir la M-IZIIS et la M-EPM. Ces méthodologies permettent d'estimer la capacité aux états limites en terme d'effort tranchant et en terme de déplacement et ce aussi bien pour chacun des éléments porteurs que pour l'ensemble des éléments d'un même étage. Les éléments structuraux sont supposés avoir un comportement bilinéaire et élasto-plastique parfait respectivement pour la M-IZIIS et la M-EPM. La loi de comportement du niveau est obtenue par superposition des effets de chaque élément porteur. Le diagramme ainsi obtenu est idéalisé à une loi de comportement bilinéaire. La limite inférieure (limite élastique) correspond à la limite élastique de l'élément le plus rigide, la limite supérieure correspond à la limite ultime de l'élément le moins ductile. L'analyse capacitaire permet de connaître l'état de résistance de la structure. Une certaine plage de sécurité est considérée vu que l'on suppose que le niveau a atteint son état ultime de résistance pour le premier élément ayant atteint sa capacité de résistance alors que tous les autres éléments n'ont pas encore développé des déformations aussi importantes. La M-IZIIS a permis d'effectuer une analyse dynamique non linéaire sous sollicitations sismique pour déterminer les déplacements inter-étages et vérifier les critères de sécurité.

Suite à l'étude comparative effectuée entre les deux méthodologies IZIIS et EPM en considérant comme exemple une structure réelle, on peut dire que bien qu'elles soient différentes du point de vue hypothèses, formulation et modélisation du bâtiment, on aboutit à des résultats comparables quant à la vulnérabilité de la structure vis-à-vis des actions sismiques dans le cas du bâtiment de Cardiologie-A considéré.

En outre, une étude comparative entre les résultats donnés par le modèle élasto-plastique existant et le modèle bilinéaire que nous avons introduit dans la M-EPM et ce en considérant le

même exemple de structure en maçonnerie portante a permis de voir que le modèle bilinéaire conduit à des résultats comparables à ceux du modèle élasto-plastique lorsque la rigidité secondaire est faible.

Ces méthodologies d'analyse de la vulnérabilité sismique de structures en maçonnerie ne permettent pas une analyse du comportement local de chacun des éléments structuraux à savoir l'état de contrainte, de résistance et de fissuration des murs en maçonnerie. C'est pourquoi une investigation numérique sur le comportement des murs en maçonnerie sous différentes sollicitations est nécessaire et a donc été envisagée dans le cadre de ce travail.

La maçonnerie présente un comportement complexe principalement dû à l'hétérogénéité des matériaux utilisés. En effet, la modélisation séparée des éléments constitutifs (pièce résistante et le mortier) nous a permis d'étudier l'influence de certains paramètres mécaniques et géométriques sur la résistance du joint de mortier, sur la distribution des contraintes et d'identifier les différents mécanismes de rupture caractéristiques de la maçonnerie sous des chargements statique ou sismique.

Le comportement des structures en maçonnerie à savoir la distribution des contraintes, les mécanismes de rupture dépendent non seulement des caractéristiques mécaniques et géométriques mais aussi de la nature de l'excitation considérée.

L'étude du comportement d'un mur isolé permet d'analyser la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie. En effet, la réponse de la structure en terme d'accélération absolue peut être calculée pour chaque mode et pour les différents niveaux de la structure modélisée en masses concentrées; l'effort latéral est alors calculé en considérant le produit de l'accélération par la masse du niveau. L'effort résultant à chaque instant est obtenu par superposition des effets relatifs à chaque mode. Cet effort ainsi évalué est distribué aux murs proportionnellement à leurs rigidités. L'état de contrainte, la répartition des fissures de chaque élément structural sont alors évalués en utilisant le programme établi basé sur la MEF. Ce qui permet d'estimer l'état de résistance de chacun des éléments porteurs de la structure. Le mur en maçonnerie est supposé avoir un comportement élastique, linéaire et hétérogène. L'élément d'interface bidimensionnel de Goodmann a permis la modélisation des joints de mortier.

Une étude paramétrique relative à l'influence des paramètres mécaniques tels que le rapport R , le coefficient de Poisson ν et des paramètres géométriques tels que le rapport M , l'épaisseur du joint t et l'élancement du mur EI a été considérée. Les résultats de cette analyse ont

montré l'influence de ces paramètres sur la résistance du mur, la distribution des contraintes ainsi que sur la répartition des fissures et donc des mécanismes de rupture des murs en maçonnerie.

Par ailleurs, le programme de calcul développé dans le cadre de cette recherche nous permet d'analyser la vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie en analysant chacun de ses murs porteurs. En effet, la chute de fréquence R_f , le taux de joints endommagé DEM, la répartition des fissures ainsi que l'indice de dommage DI_s calculés sont une estimation de l'endommagement du mur en maçonnerie et donc nous renseignent sur la vulnérabilité sismique de la structure.

Etant donné la variété des matériaux et la complexité du comportement et malgré la multitude de travaux de recherches effectués, la maçonnerie reste encore un matériau méconnu. En effet, les variables qui influencent son comportement et conditionnent les différents mécanismes de rupture n'ont pas encore été totalement identifiés et analysés. Ce qui offre un champ de recherche assez vaste. Le modèle considéré dans cette étude permet d'identifier les mécanismes de rupture observés et permet de suivre le processus de rupture par une analyse linéaire avec modification des caractéristiques de rigidité dans le temps. C'est pourquoi il serait intéressant dans des travaux futurs de considérer des modèles plus raffinés. Tels que: le modèle proposé par Armant et al en 1990 qui consiste à modéliser séparément la pièce résistante et le mortier et à introduire des éléments d'interfaces pour représenter la déformation interfacielle [11]. Le modèle proposé par Dhanasekar, Page et al en 1985 ([6] dans [11]) qui permet de reproduire les effets des non-linéarités matérielles et de suivre la rupture progressive des murs en maçonnerie. Par ailleurs, il serait souhaitable d'associer une étude expérimentale à toute étude numérique pour une meilleure interprétation des résultats obtenus.

ANNEXE

Pavillon Damerdji

67.30

8.60

46.80

5.25

6.65

Joint

Joint

Bloc étudié

19.80 m

Amphithéâtre

26.75 m

Passage

Couvert

44.42

15.50

4.83

3.76

4.83

15.50

1.05

13.65

14.85

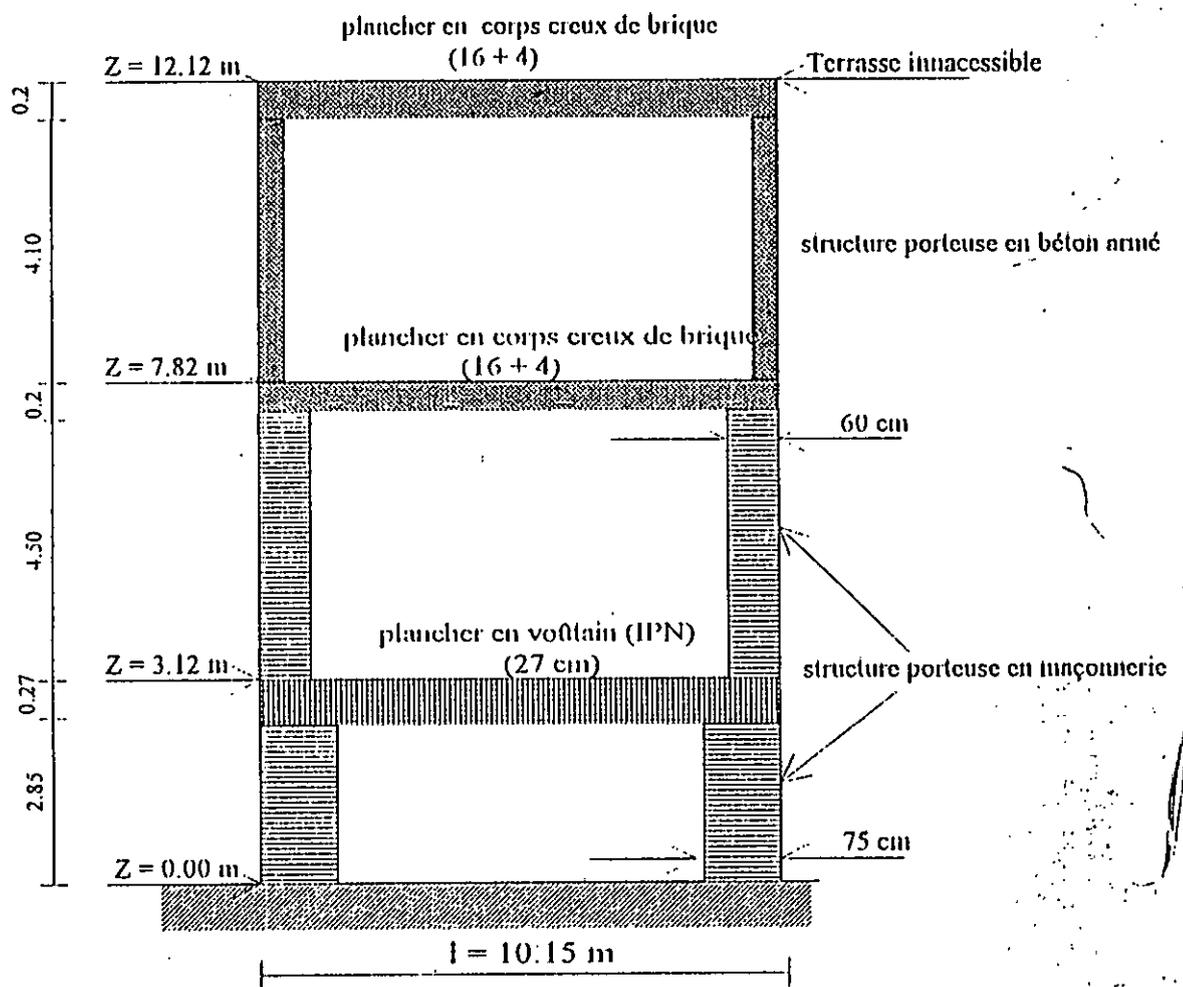
13.65

1.05

44.25

Pavillon Trousseau

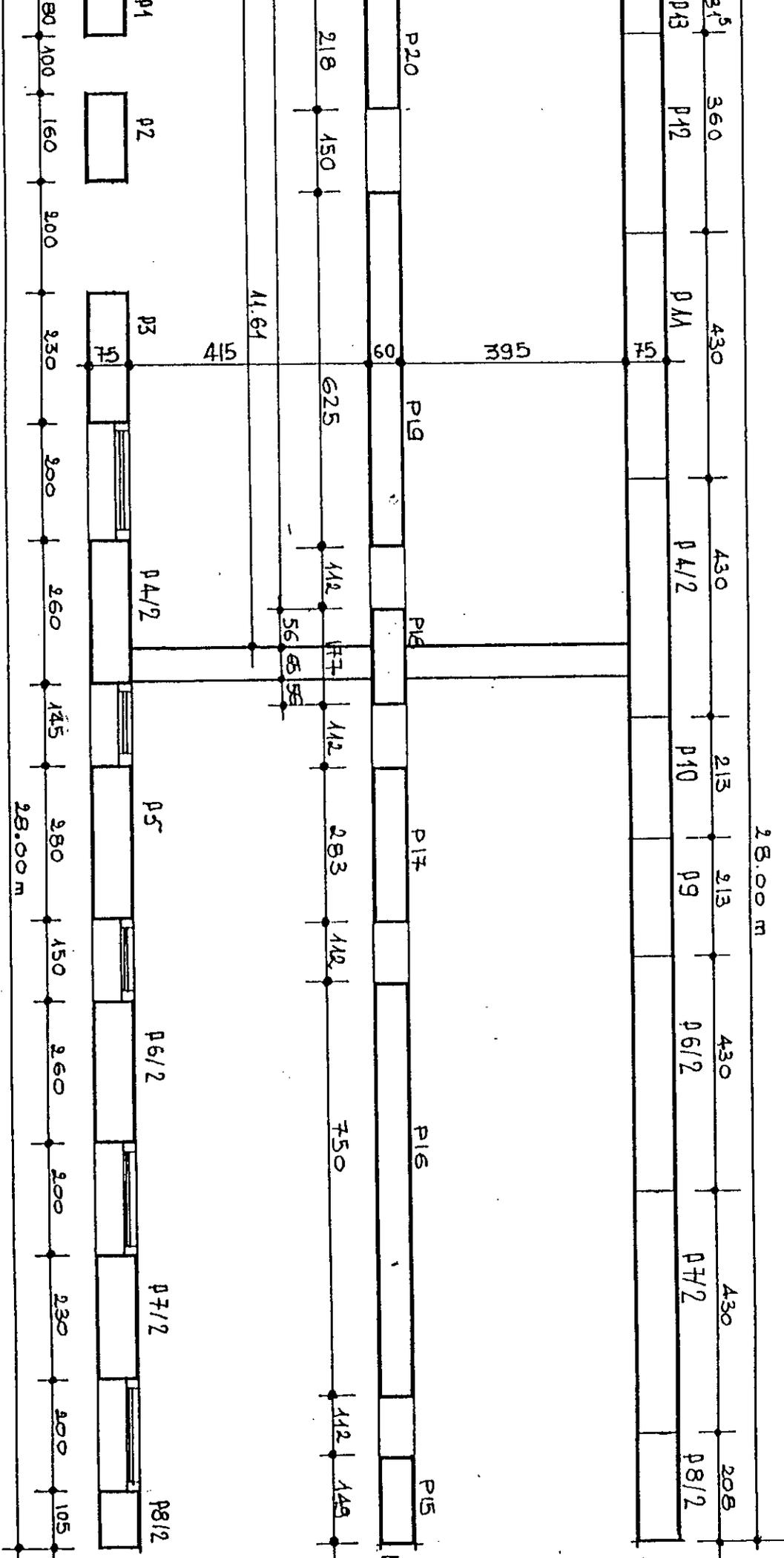
Vue en plan du bâtiment de Cardiologie-A



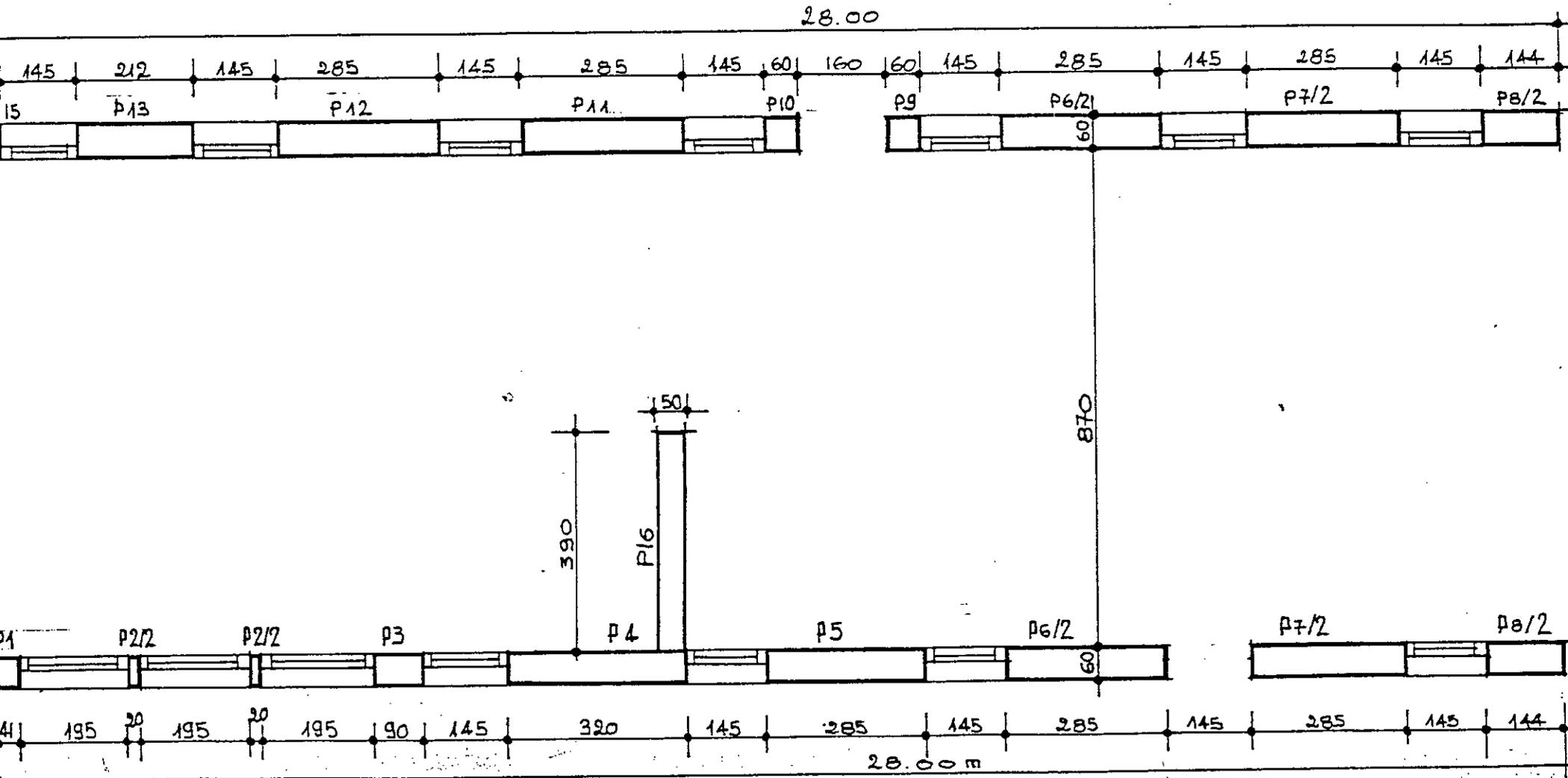
COUPE TRANSVERSALE DU BLOC ETUDIE
 (LONGUEUR $L = 28.00$ M)

Legende

	murs en pierre
	poteaux et dalle de plancher en béton armé
	Plancher en voûtain



-CARDIO-A- SOUS- SOL-



- CARDIO - A - R - D - C -

