

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud MAMMERI de TIZI- OUZOU.**

**Faculté de Génie de la construction
Département de Génie civil**



Mémoire

de fin d'étude

**En vue de l'obtention du Diplôme Master 2 Recherche
Spécialité: Génie Civil
Option: Structure**

Thème

*Vulnérabilité sismique d'une structure en
maçonnerie au centre-ville de TIZI OUZOU*

**Promoteur :
Mme CHERIFI**

**Réalisé par :
BELKADA Fariza**

Promotion 2014/2015



Remerciements

Le premier à qui je dois le plus de remerciements est le bon Dieu qui m'a donné la force, le courage, et la volonté pour atteindre mon objectif.

*Je tiens à présenter mes respectueux remerciements à ma promotrice **Madame CHERIFI**, qui a suivi et encadré ce travail avec intérêt et disponibilité. Je la remercie aussi pour sa gentillesse, sa patience, ses précieux conseils et surtout son orientation pour faire ce travail.*

Mes plus vifs remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Je n'oublie pas aussi de remercier toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui ont éclairé ma vie, ma mère et mon père qui me sont les plus chers au monde et auxquels je ne saurais jamais exprimer ma gratitude et ma reconnaissance en quelques lignes.

Que dieu vous protège en parfaite santé et vous donne longue vie.

*A mes très chers frères : **Mustapha et Abdenour.***

*Et mes très chères sœurs : **Razika et Sélina.***

*A toute la famille **BELKADA.***

*A toutes mes amis(es), notamment«**Mélina, Célia, Sara, Dalia, Karima, Tiziri, Houria, Dihia, Nadia, Lyazid, Ammar.M, Ammar.G, Zinne-eddine, Karim, Kaci, Sofiane et Yacine**» merci pour votre soutien et de votre serviabilité.*

Enfin à toute la promotion 2014-2015 ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



FARIZA.

TABLES DES MATIERES

Remerciement

Tables des matières

Résumé

Introduction général

Chapitre I : CARACTERISTIQUES DE LA MAÇONNERIE

Introduction	1
I.1 Définition de la maçonnerie.....	1
I.2 Les différents types de maçonnerie.....	2
I.2.1 Maçonnerie en brique d'argile cuite.....	2
I.2.1.1 Brique pleine	3
I.2.1.2 Brique perforée.....	3
I.2.1.3 Brique creuse	4
I.2.2 Maçonnerie en pierre naturelle.....	4
I.2.2.1 Moellons	5
I.2.2.2 Jointoiement.....	5
I.2.2.3 Epaisseur des murs.....	6
I.3 Les mortiers	6
I.3.1 Mortier de ciment.....	7
I.3.2 Mortier de chaux	7
I.4 Adhérence.....	8
I.5 Finition des joints	8
I.6 Caractéristiques mécaniques de la maçonnerie.....	9
I.6.1 La contrainte caractéristique en compression f'_m	9

I.6.2 Module d'élasticité de la maçonnerie	12
I.6.3 Module de cisaillement de la maçonnerie	14
I.7 Caractéristiques inélastiques.....	14
Conclusion	14

Chapitre II : COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE

Introduction.....	15
II.1 Comportement mécanique de la maçonnerie à la compression	15
II.2 Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale (compression).....	16
II.3 Comportement des murs en maçonnerie sous des charges de cisaillement en diagonales.....	17
II.3.1 Essais de cisaillement.....	18
II.3.2 Résultats de l'essai	19
II.4 Résistance des murs à la traction	20
II.5 Résistance à la flexion.....	21
II.6 Comportement de la maçonnerie vis-à-vis de la charge concentrée	23
II.7 Résistances aux charges latérales	24
II.8 Analyse du comportement des murs en maçonnerie	25
II.8.1 Fissuration par cisaillement.....	25
II.8.2 Fissuration par flexion.....	26
II.9 Rigidité des murs en maçonnerie	27
II.10 Principales méthodes de calcul des structures en maçonnerie	27
Conclusion	34

Chapitre III : DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

Introduction.....	35
III.1 Identification de l'ouvrage.....	35
III.2Description et dimensions	36
Conclusion	40

Chapitre IV : CALCUL DE LA VULNERABILITE

Introduction.....	41
IV.1 Définition de la vulnérabilité	41
IV.2Données d'entrée à la méthode d'évaluation	41
IV.3 Identification des murs structurels	42
IV.4Calcul des efforts normaux.....	44
IV.5Courbes de capacité des murs	46
IV.6 Courbe de capacité du bâtiment	52
IV.7 Identification des degrés de dommage.....	54
IV.7.1 L'apparition de la fissure :	54
IV.7.2 Les niveaux de dommages	55
IV.8 Approximation bilinéaire de la courbe de capacité du bâtiment.....	56
IV.9 Système équivalent à un ddl (SDOF)	56
IV.10 Vulnérabilité	57
IV.11 Interprétations des résultats	60
CONCLUSION.....	61

Conclusion général.

Référence bibliographique.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1: Mur en maçonnerie.....	1
Figure I.2 : Brique en terre cuite pleine.....	3
Figure I.3 : Brique perforée	3
Figure I.4 : Brique creuse.....	4
Figure I.5 : Pierre naturelle	5
Figure I.6 : Mur en pierre naturelle (BAUD, 1990).....	6
Figure I.7 : Constituants d'un mortier (SEMLALI, et al ,2008).....	7
Figure I.8 : Finition d'un mur en maçonnerie (Ghanem, 2013).....	9

Chapitre II

Figure II.1 : Charge de compression (CHERRABIA, 1991)	16
Figure II.2 : Relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte de pré-compression (CHERRABIA, 1990)	17
Figure II.3 :Mur sous charge en diagonale (LAFUENTE.M, 1990).....	18
Figure II.4 : Essai de cisaillement (LAFUENTE, 1990)	19
Figure II.5 : Schéma des fissurations (LAFUENTE, 1990)	19
Figure II.6 : Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale. (LAFUENTE, 1990)	20
Figure II.7 : Résistance à la traction (ASTEM, 1976)	21
Figure II.8 : Flexion due aux efforts appliqués au plan perpendiculaire au joint de pose	22
Figure II.9 : Flexion due aux efforts appliqués au plan parallèle au joint de pose ..	22
Figure II.10: propagation de 45° de la charge concentrée dans un mur	24
Figure II.11: Rupture des murs non confinés (HOUTI, 2002)	25
Figure II.12: Identification des murs structurels(KERSTIN LANG, 2002).....	31
Figure II.13: Courbe de capacité (KERSTIN LANG, 2002)	32
Figure II.14: Système équivalent SDOF (KERSTIN LANG, 2002)	33
Figure II.15: Courbe de la fonction de vulnérabilité (KERSTIN LANG, 2002)	34

Chapitre III

Figure III.1 : Vue de notre structure	36
Figure III.2 : Vue en élévation de la structure	38
Figure III.3: Vue en plan de la structure.....	39
Figure III.4 : Plancher de la structure	40

Chapitre IV

Figure IV.1:Schéma décrivant les murs à étudier	43
Figure IV.2: Division du plancher en sections	44
Figure IV.3:Mode opératoire pour la détermination de la courbe de capacité	47
Figure IV.4: Rapport de h_0/h_{st} en fonction de la rigidité du linteau en flexion à la rigidité des trumeaux en flexion	48
Figure IV.5: Schéma correspondant à la hauteur h_0	48
Figure IV.6: Graphe correspondant aux courbes de capacité des murs	52
Figure IV.7: Graphe correspondant à la courbe de capacité du bâtiment.....	53
Figure IV.8:Schéma explicatif des étapes d'aboutissement à la vulnérabilité.....	58
Figure IV.9: Courbe de la fonction de vulnérabilité.....	60

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1 : Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie10

Tableau I.2 : Facteur de forme δ 10

Tableau I.3 : Différentes valeurs des paramètres k , α et β 11

Chapitre II :

Tableau II.1 :Description des dommages29

Chapitre IV :

Tableau IV.1: Caractéristiques principales des murs structurels43

Tableau IV.2 : Charges au sol agissant sur chaque mur45

Tableau IV.3 : Forces normales agissant sur chaque mur et à chaque niveau du sol, les dimensions en [KN]46

Tableau IV.4 : Capacités des murs51

Tableau IV.5:Efforts tranchantsau sommet de la structure.....53

Tableau IV.6 : Degrés de dégâts de bâtiments en maçonnerie54

Tableau IV.7 :Effort critique et déplacement critique.....55

Tableau IV.8 :Paramètres du système MDOF.....57

Tableau IV.9 : Déplacements de la structure.....59

Résumé

L'estimation du risque sismique permet à la société de se prémunir des conséquences souvent désastreuses du séisme lesquelles peuvent être humaines ou caractérisées par l'effondrement des structures. La réduction ou perte d'accessibilités due à la rupture d'une structure peuvent être lourde de conséquence pour la ville. Par conséquent, l'estimation du risque sismique doit surtout être menée pour les ouvrages d'importance majeure.

L'objectif du présent travail est d'évaluer la vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie, par l'établissement de sa courbe de capacité ainsi que la fonction de vulnérabilité qui constitue des données fondamentales afin de déterminer le degré de dommages et de prendre la décision d'une éventuelle réhabilitation ou démolition selon l'ampleur des dégâts, lors d'un séisme.

Mots clés : Maçonnerie, courbe de capacité, fonction de vulnérabilité, dommages.

Introduction générale

Depuis quelques années, la communauté scientifique s'intéresse de plus en plus au risque sismique et ses répercussions sur la société en Algérie. Afin d'éviter des catastrophes aux niveaux humain et économique lors d'un éventuel tremblement de terre, il est urgent de se doter de stratégies de mitigation du risque sismique.

Le risque associé aux sollicitations sismiques représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures en maçonnerie.

Diverses études sur le comportement des structures en maçonnerie porteuse à l'état ultime ont été réalisées de par le monde. Dans notre pays, ce mode de construction a été très utilisé avant l'avènement du béton, cependant, il est complètement marginalisé de nos jours.

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons utilisé une méthode analytique pour estimer la vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie située au centre ville de Tizi-Ouzou.

Pour mener à terme ce travail, nous avons structuré le manuscrit du mémoire de thèse en quatre (4) chapitres.

Le premier chapitre débute par un aperçu sur les caractéristiques de la maçonnerie.

Le second chapitre est dédié à une recherche bibliographique sur le comportement des structures en maçonnerie, à savoir, leur comportement vis-à-vis des actions latérales, leurs modes de rupture et leurs rigidités.

Dans le troisième chapitre, nous décrivons la structure faisant l'objet de notre travail.

Le chapitre quatre évalue la vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie dans le centre-ville de TIZI-OUZOU.

Introduction

Les constructions en maçonnerie non renforcée existent en grand nombre aussi bien en zone rurale qu'au centre-ville de Tizi-Ouzou. 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. [1]

I.1 Définition de la maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composite dont les joints entre les blocs (pierres ou briques) sont remplis d'un matériau de liaison destiné à rendre l'ensemble cohérent (Fig. I.1). Du point de vue mécanique, la maçonnerie supporte bien les efforts de compression et mal les efforts de traction. S'en est différent de celui de ses composants pris individuellement, sa résistance mécanique globale peut être déduite de manière empirique.

[2]



Figure I.1: Mur en maçonnerie

I.2 Les différents types de maçonnerie

On peut distinguer différents types de maçonnerie :

- Maçonnerie en brique d'argile cuite;
 - Maçonnerie en pierre naturelle;
 - Maçonnerie en agglomérés de béton;
 - Maçonnerie en briques silico-calcaire.
- ✓ Seuls les deux premiers points nous concernent. [3]

I.2.1 Maçonnerie en brique d'argile cuite

La brique à maçonner en terre cuite possède de remarquables propriétés de durabilité, de résistance, de stabilité, de régulation de l'humidité et d'inertie thermique; elle contribue donc très activement à un habitat sécurisé et sain, éléments essentiels au développement d'une atmosphère agréable. Grâce à ses performances thermiques et phoniques, la brique à maçonner en terre cuite est adoptée par de nombreux systèmes de construction, tels que le traditionnel «double mur» ou utilisée en combinaison avec des matériaux isolants intérieurs. [3]

Il existe 3 types de briques :

- Briques pleines
- Briques perforées
- Briques creuses

I.2.1.1 Brique pleine

Élément de construction possédant des faces planes, sans relief. Cet élément est excellent pour la constitution de murs porteurs. Spécialement fabriquée pour l'exécution d'éléments vus (façades), elle présente une gamme de teintes très variée. Elles sont montées à mortier de joints épais, généralement 1,5 cm pour les joints horizontaux (assises) et 1 cm pour les joints verticaux (Fig. I.2). [3]



Figure I.2 : Brique en terre cuite pleine.

I.2.1.2 Brique perforée

Brique comportant des alvéoles perpendiculaires au plan de pose. Elle permet de réaliser des murs porteurs ou des cloisons, elle représente une bonne isolation thermique. Elle a été utilisée avec succès pour la réalisation de plusieurs tours, son grand avantage c'est qu'elle offre une excellente résistance à la compression et au cisaillement (Fig. I.3). [3]



Figure I.3 : Brique perforée.

I.2.1.3 Brique creuse

Légère et économe en matériau en comparaison à une brique pleine, elle est faite d'argile avec l'ajout ou non de sable. Une brique creuse est conçue pour une variété d'applications dont l'isolation, la ventilation, la construction de façades. Certaines briques creuses peuvent être remplies et disposer des barres de renforcement pour améliorer la force de tension et de torsion d'une structure. C'est le matériau qui possède une résistance caractéristique moyenne à la compression relativement aux deux autres (Fig. I.4).

Une brique creuse est classée en fonction de son usage (structure porteuse, isolation, etc.) ou du matériau utilisé. [3]



Figure I.4 : Brique creuse.

I.2.2 Maçonnerie en pierre naturelle

La pierre naturelle est l'un des matériaux les moins consommateurs d'énergie, elle ne subit presque aucune modification entre sa sortie en carrière et sa mise en œuvre sur le chantier. S'ajoute à cette qualité une production extrêmement faible de déchets sur le chantier du fait de la possible réutilisation des blocs ou moellons sans perte de qualité et de la transformation des déchets de carrière en granulats. N'oublions pas aussi que la ressource en pierre naturelle est encore très importante et que son coût est équivalent aux autres matériaux de construction, à condition de préférer les ressources locales. Sur le plan esthétique, la pierre se défend également en fonction de la nature de la roche, il est possible de jouer sur le côté « brut » de la pierre en conservant la trace des coupes de scie ou de

travailler des faux joints à la scie pour simuler des dimensions des blocs différentes de ceux réellement posés (Fig. I.5). [3]



Figure I.5 : Pierre naturelle.

I.2.2.1 Moellons

Les pierres employées non gélives dénommées moellons, doivent être d'un poids inférieur à 40kg afin de permettre leur manipulation par un seul homme. Les moellons peuvent être bruts de forme irrégulière ou taillés selon l'aspect recherché.

Le moellon brut se présente sous des formes variées. Celles-ci dépendent de la nature de la pierre exploitée, blocs arrondis ou anguleux aux formes diverses pour les pierres dures, grés, granits, calcaires, etc. [3]

I.2.2.2 Jointoiment

La largeur des joints, variables dans cette maçonnerie, ne doit pas excéder 4cm et les espaces plus larges doivent être remplis par des éclats de pierre. Lorsque les joints restent apparents, ils doivent être réalisés de manière à offrir une résistance minimale à l'écoulement de l'eau sur le parement. Les murs ainsi construits peuvent être soit laissés

bruts, c'est-à-dire que l'appareil reste visible en parement, soit recouverts d'un crépissage (Fig. I.6). [3]

I.2.2.3 Epaisseur des murs

L'épaisseur des murs dépend des pierres employées mais ne peut être inférieur à 30-40 cm. Les moellons taillés, grossièrement ou non, permettent des réalisations variées dont les caractéristiques générales d'exécution sont présentées par la Figure I.6. [3]

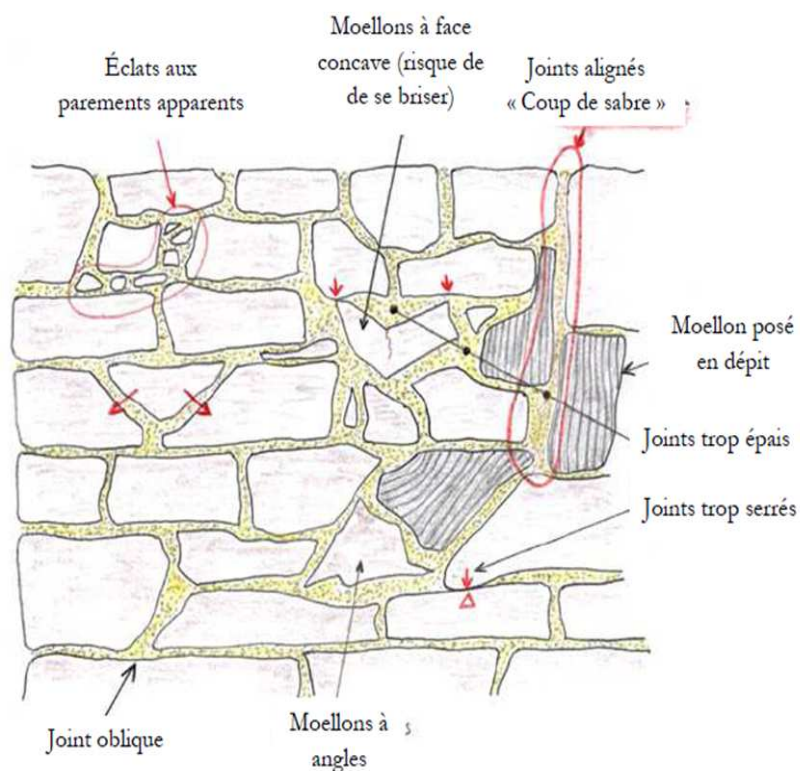


Figure I.6 : Mur en pierre naturelle (BAUD, 1990).

I.3 Les mortiers

Le mortier est un mélange de liant (chaux et /ou ciment), de sable et éventuellement d'adjuvants, voir le schéma (Fig. I.7). [3]

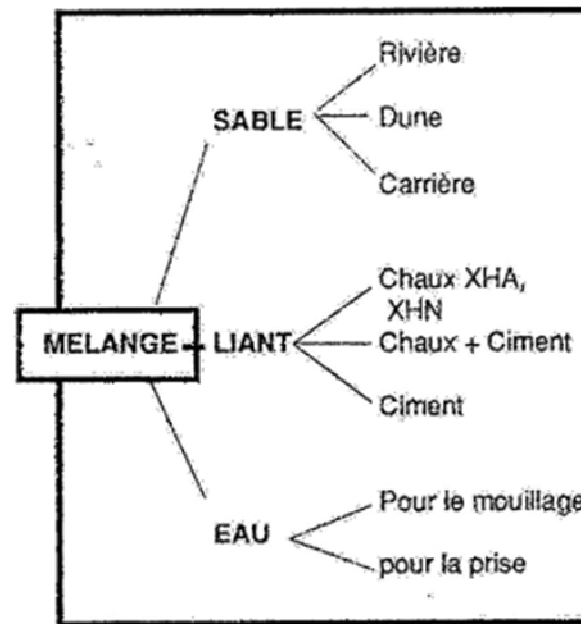


Figure I.7 : Constituants d'un mortier (SEMLALI, et al ,2008).

I.3.1 Mortier de ciment

Les mortiers de ciment, résistants, prennent et durcissent rapidement. De plus, un dosage en ciment suffisant les rend pratiquement imperméables. Les dosages courants sont de l'ordre de 300 à 400Kg de ciment pour 1 m³ de sable. [3]

I.3.2 Mortier de chaux

Les mortiers de chaux sont gras et onctueux. Ils durcissent plus lentement que les mortiers de ciment, surtout lorsque la chaux est calcique, le mélange de ciment et de chaux permet d'obtenir conjointement les qualités de ces deux liants. Généralement, on utilise la chaux et le ciment par parties égales, mais on mettra une quantité plus ou moins grande de l'un ou de l'autre suivant l'usage et la qualité recherchée.

Les sables utilisés sont généralement siliceux ou silico-calcaires, leur granulométrie est de préférence continue. Les mortiers peuvent comporter différents types d'adjuvants selon

la caractéristique recherchée : plastifiants, entraîneurs d'air, retardateurs de prise, hydrofuges. [3]

I.4 Adhérence

L'adhérence entre le mortier et les éléments de maçonnerie doit permettre un comportement correct de la maçonnerie.

-Si le calcul repose sur la résistance au cisaillement ou à la flexion, des prescriptions relatives aux caractéristiques de la maçonnerie concernée et aux procédures d'humidification appropriées doivent être incluses dans la spécification de conception.

-Si la résistance au cisaillement ou à la flexion de la maçonnerie est évaluée à partir d'essais, il devrait être spécifié que les matériaux, les types d'appareillage et la conservation doivent être identiques à ceux des essais. [3]

I.5 Finition des joints

Les finitions des joints doivent être appropriées pour atteindre l'aspect et les performances requises du mur (Fig. I.8). Lors de la spécification des finitions des joints, les facteurs suivants devraient être pris en compte : [3]

-le support requis pour l'application des finitions ;

-la forme de la finition des joints ;

-toute exigence spéciale pour serrer les joints par outillage ;

-le rejointoiement pour obtenir une couleur ou un effet particulier ;

-l'effet de joints en retrait ou de bandeaux.

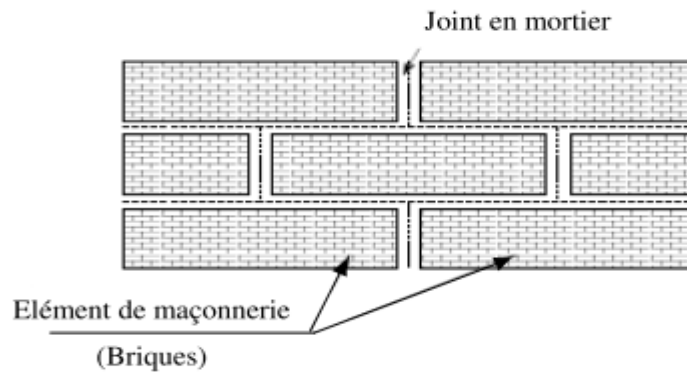


Figure I.8 : Finition d'un mur en maçonnerie (Ghanem, 2013)

I.6 Caractéristiques mécaniques de la maçonnerie

I.6.1 La contrainte caractéristique en compression f'_m

❖ Eurocode 6

La résistance caractéristique de la maçonnerie est déterminée en utilisant la résistance moyenne des éléments de maçonnerie ainsi que celle de mortier. La résistance caractéristique en compression de la maçonnerie vaut :

$$f'_m = k(f_b)^\alpha (f_{mor})^\beta \quad (\text{I.1})$$

f_{mor} : Résistance à la compression de mortier (Tab. I.1) ;

f_b : Résistance à la compression d'un élément de maçonnerie;

$$f_b = f_{mean} \cdot \delta \cdot \delta_c \quad (\text{I.2})$$

f_{mean} : Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie ;

δ : Facteur de forme (Tab. I.2)

$\delta_c = 1$ (échantillon sec à l'air)

0.8 (Séchage au four)

Les coefficients K, α , et β sont données par le Tableau I.3. [2]

Tableau I.1 : Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie

Catégorie conforme	Résistance moyenne à la compression f_{mor} (N/mm ²)
M20	20
M12	12
M8	8
M5	5
M2,5	2,5

Tableau I.2 : Facteur de forme δ

Hauteur (mm)	Plus petite dimension horizontale (mm)				
	50	100	150	200	≥ 250
40	0,8	0,7	–	–	–
50	0,85	0,75	0,7	–	–
65	0,95	0,85	0,75	0,7	0,65
100	1,15	1	0,9	0,8	0,75
150	1,3	1,2	1,1	1	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,1
≥ 250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Tableau I.3 : Différentes valeurs des paramètres k , α et β

Élément de maçonnerie		Mortier d'usage courant			Mortier colle (joint d'assise $\geq 0,5\text{mm}$ et $\leq 3\text{mm}$)		
		k	α	β	k	α	β
Terre cuite	G1	0,50	0,65	0,25	–	–	–
	G2	$0,50 \times (\delta)^{-0,65}$	0,65	0,25	$0,50 \times (\delta)^{-0,80}$	0,80	0
	G3	$0,40 \times (\delta)^{-0,66}$	0,65	0,25	$0,40 \times (\delta)^{-0,80}$	0,80	0
Silico-calcaire	G1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	G2	0,50	0,65	0,25	0,55	0,85	0
Béton de granulats	G1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	G2	0,50	0,65	0,25	0,65	0,85	0
	G3	0,45	0,65	0,25	0,50	0,85	0
Béton cellulaire autoclavé	G1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0

❖ **(Priestly, 1992)** a proposé la formule suivante :

$$f'_m = \frac{f'_{cb}(f'_{tb} + \alpha f'_f)}{U_u(f'_{tb} + f'_{cb})} \quad (\text{I.3})$$

Avec :

$$\alpha = \frac{j}{4,1h_p} \quad (\text{I.4})$$

$$f'_{tb} = 0,1 f'_{cb} \quad (I.5)$$

j : Epaisseur de joint du mortier;

h_b : Hauteur d'un élément de maçonnerie;

f'_{cb} : La résistance en compression d'un élément de maçonnerie;

f'_{tb} : La résistance en traction d'un élément de maçonnerie;

U_w : Coefficient de non uniformité de contrainte = 1.5;

f'_f : La résistance en compression du mortier. [2]

❖ **D'après (Henant et al. 2007)**, une autre formule proposée par (MSJC, 2002) (Masonry standards joint committee) pour déterminer la contrainte à la compression de la maçonnerie donnée par l'équation suivante :

$$f'_m = A (400 + B f'_b) \quad \text{en psi} \quad (I.6)$$

A, B sont des constantes dépendantes de l'état de maçonnerie et de la catégorie de mortier, respectivement.

Avec : A = 1 pour la maçonnerie inspectée;

B varie de 0.2 à 0.25 selon la catégorie de mortier. [2]

I.6.2 Module d'élasticité de la maçonnerie

Le module d'élasticité ou le module sécant à court terme est donné comme suit :

❖ **Selon l'Eurocode 6** par la formule suivante :

$$E_m = k_E f'_m \quad (I.7)$$

Avec :

K_E : Constante utilisée dans le calcul du module d'élasticité de la maçonnerie.

En absence des données $KE = 1000$. [2]

❖ **(Brooks, 1998)** ont proposé la formule suivante :

$$\frac{1}{E_m} = \frac{2,15}{f_{br}} + \frac{0,175}{\gamma_{wa}} \quad (\text{I.8})$$

f_{br} : Contrainte de compression de l'élément de maçonnerie;

γ_{wa} : Rapport entre le module d'élasticité de l'élément de maçonnerie et celle de mortier.

Avec :

$$\gamma_{wa} = \frac{1 - 0,016W_a}{1 - 0,029W_a} \quad (\text{I.9})$$

Pour la maçonnerie traitée sans interruption sous le polyéthylène.

W_a : Le pourcentage d'eau absorbé. [2]

❖ **D'après (Bekhteri, 2004) UBC 1991 (Uniform Building Code)** la formule suivante a été proposée :

$$E_m = \frac{1 + \gamma_t}{1 + \gamma_m} E_b \quad (\text{I.10})$$

Avec :

$$\gamma_t = \frac{t_j}{t_b} \quad \text{et} \quad \gamma_m = \frac{E_j}{E_b}$$

t_j : Épaisseur de joint de mortier ;

t_b : Épaisseur de l'élément de maçonnerie ;

E_j : Module d'élasticité du mortier ;

E_b : Module d'élasticité de l'élément de maçonnerie.

I.6.3 Module de cisaillement de la maçonnerie

Le module de cisaillement est pris égal à 40% de module d'élasticité par EUROCODE 6.

$$G_m = 0.4 E_m \quad [2] \quad (I.11)$$

I.7 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. [1]

Conclusion

La maçonnerie est présentée sous plusieurs types, que nous avons énoncé et présenté, et chaque type diffère de par ses matériaux, ses caractéristiques mécaniques et sa conception vu la diversité des assemblages possibles.

Nous avons mis le point sur les constructions anciennes en maçonnerie, car autrefois, c'était la technique de construction la plus répandue ; et pour cause, elle se caractérise par ses matériaux simples et faciles à se procurer dans la localité, à savoir : brique, parpaing, mortier, pierre... où chacun d'entre eux présente des avantages fonctionnels.

Notre intérêt dans cette étude est de prédire le comportement et la résistance de ces maçonneries en matériaux locaux par rapport aux charges sismiques.

Introduction

La prédiction du comportement mécanique de la maçonnerie est rendue difficile à cause de l'hétérogénéité de ses constituants. Etant donné l'hétérogénéité des matériaux, il n'est pas possible de déterminer les caractéristiques de la maçonnerie à partir de l'étude isolée des matériaux qui la composent. C'est pourquoi les règlements proposent la réalisation d'essais, sur de petits prismes ou des murs composés de quelques pièces. [4]

Dans ce chapitre, nous présentons un état des connaissances sur le comportement de la maçonnerie, ainsi que les principales méthodes de calcul de ces structures.

II.1 Comportement mécanique de la maçonnerie à la compression

La maçonnerie est principalement sollicitée en compression. Ce comportement est lié aux caractéristiques locales des matériaux utilisés. Le comportement à la traction est généralement négligé. La résistance à la compression de la maçonnerie dans la direction normale aux joints horizontaux est généralement considérée comme le seul critère qui permet de définir la résistance globale du prisme qui est un matériau composite. Ce comportement est généralement non linéaire et fragile. [2]

La maçonnerie chargée uniformément atteint le domaine de la rupture par le développement des fissures parallèles à la direction de chargement qui sont dues aux contraintes de traction, dont la direction est perpendiculaire à celle des contraintes de compression. [3]

La résistance à la compression de la maçonnerie est très faible vis-à-vis de la résistance nominale de compression des briques (fournie par les essais standards). Par contre, elle peut être plus importante que la résistance nominale du mortier. Elle varie comme la racine carrée de la résistance normale des briques et comme la racine cubique ou quatrième de la résistance à la compression du mortier. À partir de ces observations, on peut tirer les conclusions suivantes : [3]

- Les contraintes de traction causant les fissurations sont dues à des déformations générées du mortier du joint.
- La résistance nominale à la compression des briques (essais standards) ne peut pas être exploitée directement pour déterminer la résistance des briques dans les murs car les modes de rupture d'une brique dans les deux situations sont différents (CHERRABI.A, 1990)(Fig. II.1).

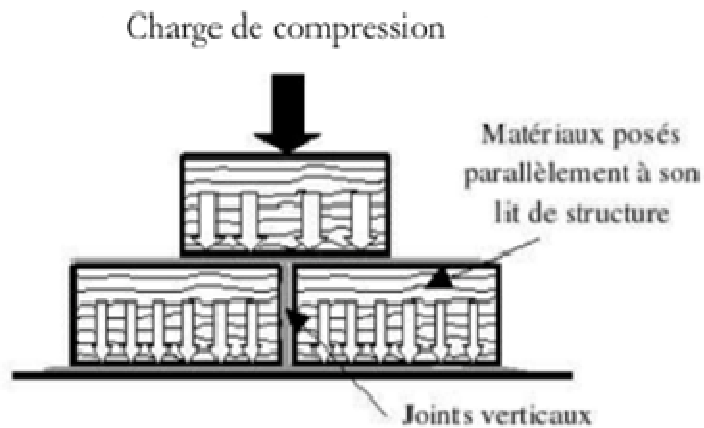


Figure II.1 : Charge de compression (CHERRABI.A, 1991).

II.2 Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale (compression)

C'est le cas des murs porteurs sollicités par des efforts verticaux. Plusieurs essais ont été réalisés sur des murs en maçonnerie soumis à ce type de chargement pour déterminer les résistances ultimes. Il existe une relation de type coulomb (Fig. II.2) entre la résistance au cisaillement τ et la contrainte de pré-compression σ_c c'est-à-dire ; il existe une résistance au cisaillement initiale qui dépend de l'adhésion entre les briques et le mortier à laquelle vient s'ajouter une composante de frottement proportionnelle à la pré-compression soit : [3]

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma_c \quad (\text{II.1})$$

Avec :

τ_0 : Résistance au cisaillement pour un effort normal nul

μ : Coefficient de frottement apparent

σ_c : Contrainte verticale de pré-compression

À la limite, lorsque σ_c atteint la résistance de compression à la rupture, la résistance au cisaillement s'annule, cette dernière dépend de la résistance du mortier et pour des murs en maçonnerie de brique ayant une résistance ultime à la compression entre 20 et 50 N/mm², $\tau_0 = 0.3$ N/mm² pour un bon mortier et $\tau_0 = 0.2$ N/mm² pour un mortier moyen. La valeur moyenne de μ est d'environ 0.4.

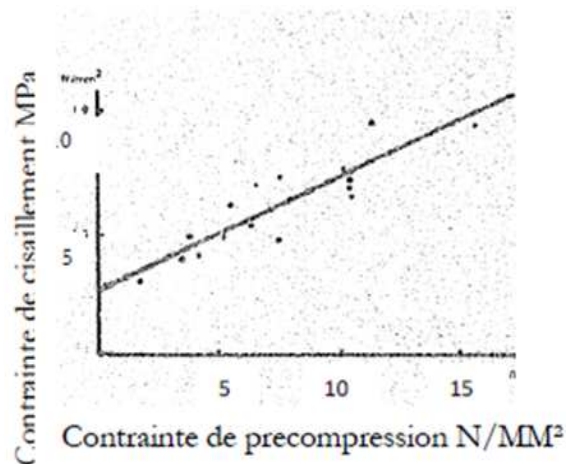


Figure II.2 : Relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte de pré-compression (CHERRABI.A, 1990).

II.3 Comportement des murs en maçonnerie sous des charges de cisaillement en diagonales

D'un point de vue pratique, il s'avère nécessaire de fixer un critère pour définir la résistance d'un mur en maçonnerie sous charge latérale (figure II.3). De nombreuses normes proposent le calcul de cette résistance sur la base d'une contrainte de cisaillement nominale qui pourrait être déterminée expérimentalement [LAFUENTE.M, 1990].[6][4]

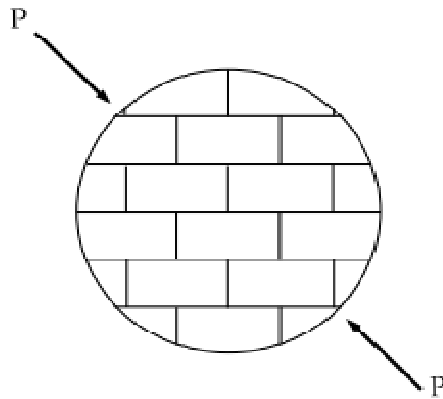


Figure II.3: Mur sous charge en diagonale (LAFUENTE.M, 1990).

Différents types d'essais ont été proposés pour déterminer d'une manière simple et pratique la contrainte de cisaillement.

- Les essais de cisaillement caractérisant le mécanisme du type coulomb au niveau des joints.
- Les essais sur petits murs soumis à une traction diagonale.

II.3.1 Essais de cisaillement

L'essai le plus simple à exécuter et à contrôler en laboratoire pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous charge de cisaillement est celui sur la Figure II.4. En ce qui concerne d'autres types d'essais, il a été constaté expérimentalement l'apparition d'efforts de flexion qui modifient les conditions de cisaillement recherchées.[4]

Le modèle dont il est question est constitué d'un ensemble de trois blocs de maçonnerie ou celui du milieu se trouve coupé en 2. Les 2 moitiés sont séparées par un joint vertical vide d'1 cm de largeur, les charges de cisaillement s'appliquent sur cette pièce au milieu, tandis que les pièces externes peuvent être soumises à l'action de la charge verticale.[4]

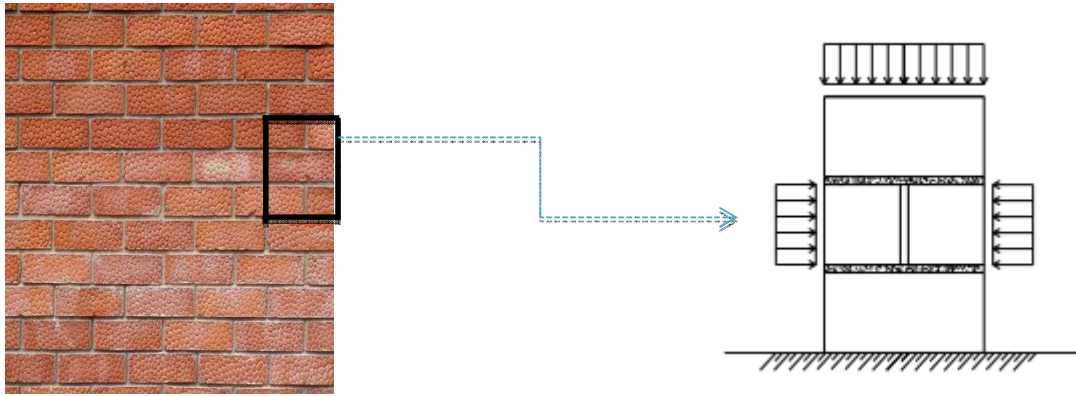


Figure II.4 : Essai de cisaillement (LAFUENTE, 1990).

II.3.2 Résultats de l'essai

Les études de **Méli** et **REYES** témoignent de l'existence de différents types de comportements à la rupture (Fig. II.5).

- rupture de la pièce en maçonnerie par cisaillement (Fig. II.5a)
- glissement au niveau des joints (rupture par adhérence) (Fig. II.5b)

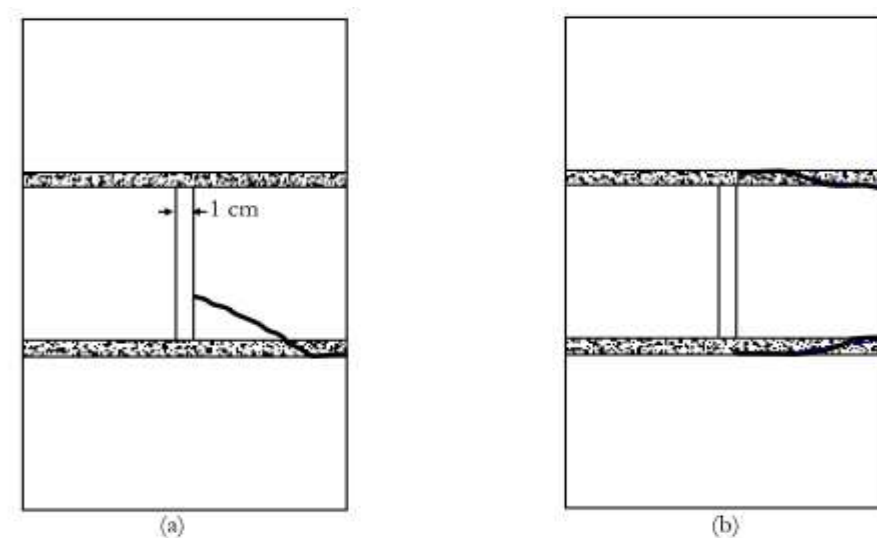


Figure II.5 : Schéma des fissurations (LAFUENTE, 1990).

Ce type d'essai aboutit à l'obtention de courbes telles que celles de la (Fig. II.6) qui permettent la détermination des coefficients d'adhérence et de friction.[4]

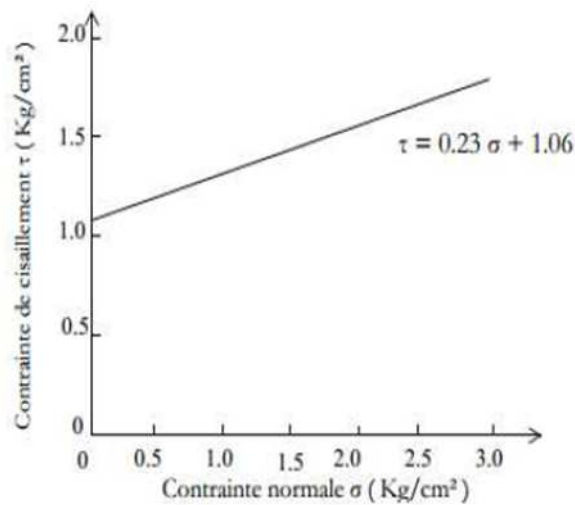


Figure II.6 : Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale.

(LAFUENTE, 1990)

II.4 Résistance des murs à la traction

La maçonnerie constituée avec des mortiers traditionnels a une résistance très limitée face aux efforts de traction pure. La résistance à la traction est habituellement prise égale à zéro. Cette résistance peut être sensiblement améliorée par l'ajout d'adjuvants tels que les polymères ou le latex. Des panneaux de maçonnerie d'un étage ont été fabriqués et pourraient être soulevés et transportés sans rupture.[4]

La résistance à la traction horizontale est très rarement mesurée et aucun essai standard n'est disponible d'où l'absence totale de données significatives. L'essai le plus familier étant celui en travers de la brique (ASTEM C952-76) illustré dans la Figure II.7. Les résultats de cet essai indiquent que la résistance à la traction directe se situe entre un tiers et deux-tiers du moment de flexion. [4]

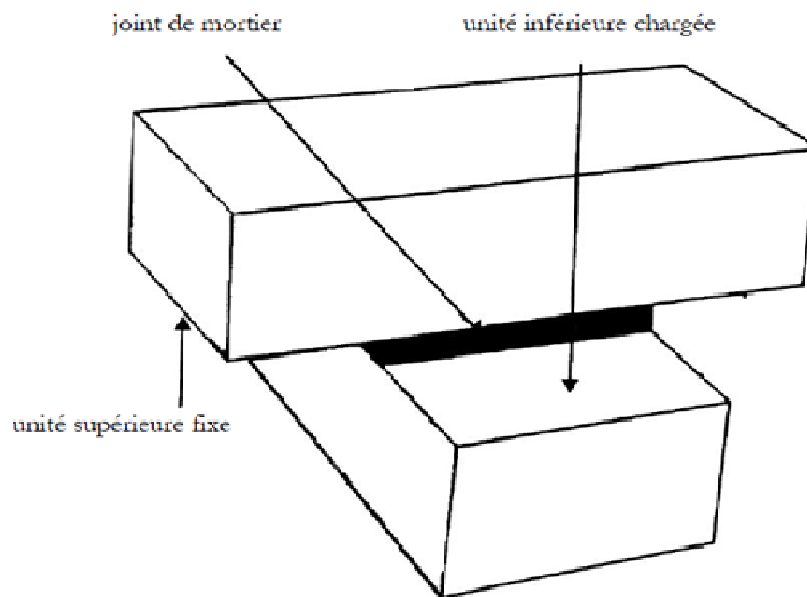


Figure II.7 : Résistance à la traction (ASTEM, 1976).

II.5 Résistance à la flexion

Traditionnellement, la maçonnerie résiste grâce à sa grande inertie et sa masse souvent très importante. Ces structures ne dépendent pas en grande partie du lien du mortier aux éléments-support. [4]

La maçonnerie construite ces dernières décennies a été, cependant, réalisée avec des murs minces dont la résistance aux efforts latéraux (exemple le vent) dépend principalement de l'adhérence du mortier. Ce dernier peut être amélioré par l'ajout d'adjuvants. [4]

On distingue deux modes principaux de flexion dans les deux plans orthogonaux :

- Lorsque l'effort est appliqué au plan perpendiculaire aux joints de pose (Fig. II.8).
- Lorsque l'effort est appliqué au plan parallèle aux joints de pose (Fig. II.9).

Il est clair que la résistance est susceptible d'être hautement anisotrope, puisque la résistance à l'effort au plan parallèle aux joints de pose est assurée par :

- a) La résistance au cisaillement des mortiers de pose ;
- b) La résistance élastique des joints de mortier vertical face à la rotation des éléments ;

- c) L'adhérence des joints de mortier vertical ;
- d) La résistance à la flexion des éléments eux-mêmes.

La résistance limite de flexion sera la plus petite valeur de $(a + b)$ ou $(c + d)$

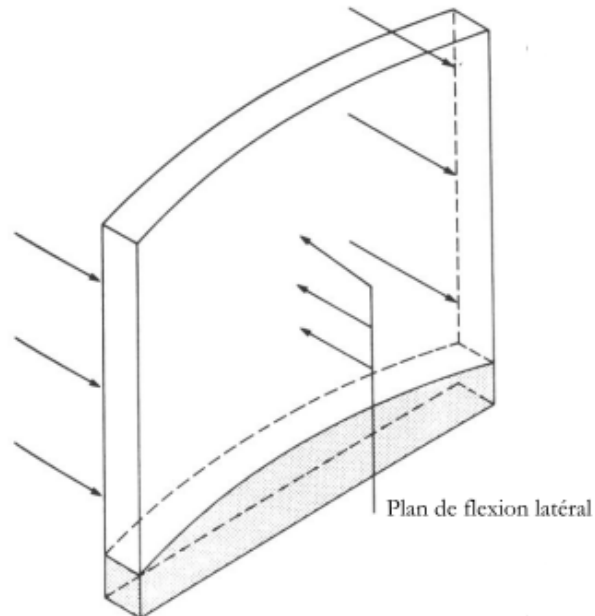


Figure II.8 : Flexion due aux efforts appliqués au plan perpendiculaire au joint de pose.

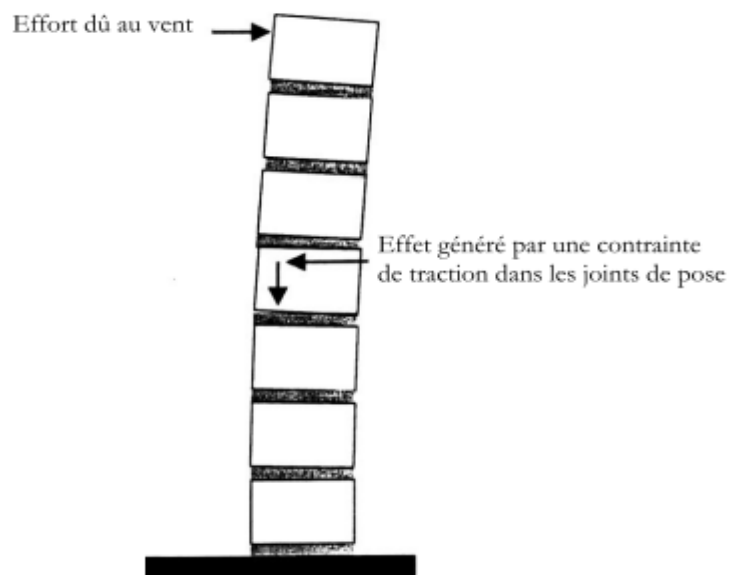


Figure II.9 : Flexion due aux efforts appliqués au plan parallèle aux joints de pose.

II.6 Comportement de la maçonnerie vis-à-vis de la charge concentrée

Si la majorité des efforts appliqués au droit d'un mur sont uniformes et amenés par le poids de la structure au-dessus, les charges concentrées, sont dues aux impacts d'extrémités de poutre, de linteaux ou arcs, etc. [4]

Page et Hendry [Page et Col, 1987][7] ont étudié expérimentalement et analytiquement le comportement de la maçonnerie sous une charge concentrée. Cette étude a prouvé que les facteurs suivants augmentent la contrainte dans la région soumise à une charge concentrée :

- Le rapport de la section chargée à la longueur du mur ;
- La position de la charge le long du mur ;
- Si la charge se prolonge à travers la pleine largeur du mur ou est limitée à une partie de la largeur ;
- Si la charge est appliquée par une plaque rigide ou flexible ;
- Le type et la résistance des matériaux de maçonnerie ;
- Le rapport de longueur-largeur du mur et de son épaisseur ;
- La présence du chargement de compression au-dessus du mur de maçonnerie ;
- L'application des charges multiples.

Page et Hendry [Page et Col, 1987][7] ont suggéré que pour une charge centrale de bande, la longueur utile peut être prise comme longueur réelle mais inférieure à $(b + 1,2 h)$, où b est la longueur de l'extrémité chargée du secteur et h est la taille du mur. Ceci est basé sur le concept que la diffusion de la charge sera contenue dans une ligne de 45° à partir du bord du secteur chargé ; applicable que pour les unités de maçonnerie pleines. (Fig. II.10).

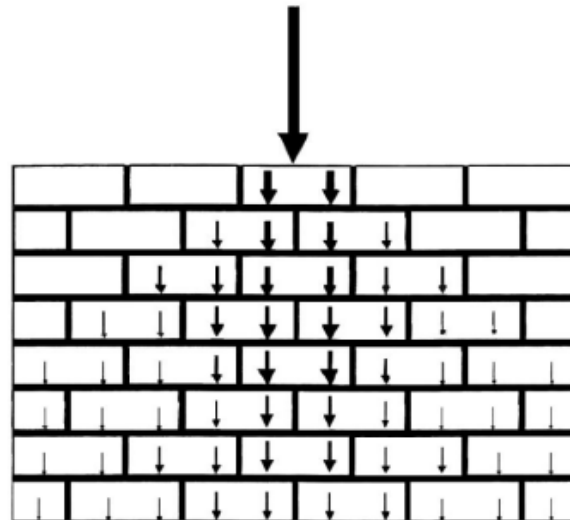


Figure II.10 : propagation de 45° de la charge concentrée dans un mur.

II.7 Résistances aux charges latérales

Les charges latérales, telles que celles provenant des séismes et du vent, sont supportées dans les structures en maçonnerie, par des murs. Ceux-ci ont un comportement différent, selon qu'il s'agit de murs isolés ou des murs ossatures en béton armé, les derniers présentent un comportement plus ductile que les premiers, mais ils présentent un réseau de fissuration similaire (Fig. II.11).[4]

Les mécanismes de rupture sont :

- Rupture par traction diagonale, caractérisée par l'apparition de fissures qui traversent les briques et le mortier (Fig. II.11.a).
- Rupture par friction ou glissement (Fig. II.11.b).
- Rupture par flexion : la fissuration se produit dans des zones voisines de la base encastrée (Fig. II.11.c).
- Rupture mixte, caractérisée par l'apparition de fissures diagonales qui tantôt traversent les pièces, tantôt suivent la direction des joints (Fig. II.11.d).
- Ecrasement du matériau dans les zones en compression (Fig. II.11.e).

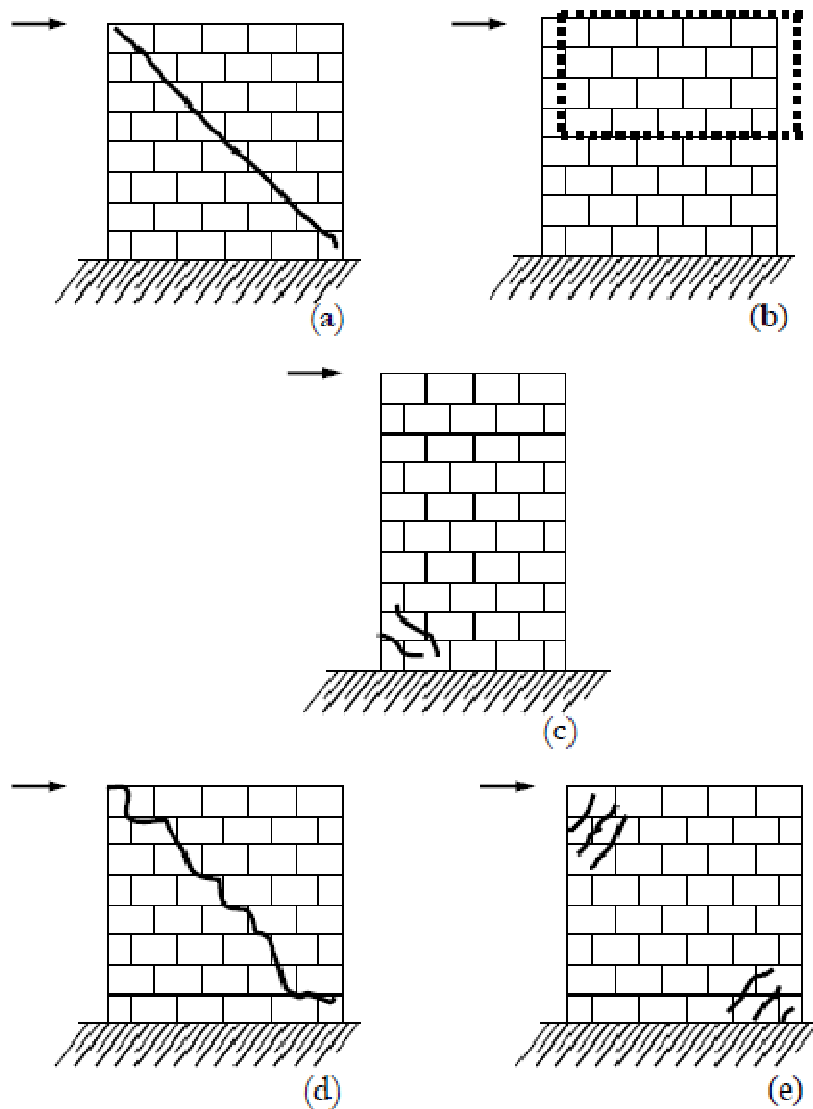


Figure II.11 : Rupture des murs non confinés (HOUTI, 2002).

II.8 Analyse du comportement des murs en maçonnerie

II.8.1 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.

G. König, W. Mann and A. Otes, 1988[8] 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 les murs, 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 des 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.8.2 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.9 Rigidité 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 α . Et en second lieu du mode de rupture de l'élément structural. La rigidité élastique initiale est donnée par la relation suivante :

$$K = \frac{G}{1.2h} \frac{1}{1 + \alpha \frac{G}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^2} \quad (\text{II.2})$$

Ou $\alpha=0.83$ dans le cas de murs bi-encastés

$\alpha=3.33$ dans le cas de murs cantilever (encastés à la base et libres au sommet)

α est défini comme étant le rapport entre la rigidité théorique élastique latérale d'un poteau et la rigidité sécante 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 [H. Sucuoglu and N. M. Shirali, 1991]. [9]

II.10 Principales méthodes de calcul des structures en maçonnerie

Les premières méthodes calculant un indice de vulnérabilité à grande échelle (ville) ont naturellement été développées dans les pays à fort aléa sismique tels que les USA, le Japon, la Turquie et l'Italie. La plupart de ces méthodes se basent sur des observations de dégâts post-sismiques. L'observation de la vulnérabilité vise en particulier à générer des matrices de dommages probables ou des fonctions de vulnérabilité.

Les matrices de dommages probables, ou DPM (Damage Probability Matrix) et les fonctions de vulnérabilité sont deux façons de représenter la relation probabiliste entre le niveau de dommages et l'intensité d'un séisme. Elles sont basées sur une classification typologique des bâtiments. [5]

➤ Les DPM peuvent être construites à partir de sondages sur les dommages survenus à la suite d'un séisme ou à partir du jugement d'experts. Ces matrices expriment la probabilité qu'une structure appartenant à une certaine classe de bâtiments subisse un certain niveau de dommages résultant d'un séisme d'une intensité donnée. Les dommages considérés sont structuraux. Les bâtiments sont classés selon leur typologie à partir de caractéristiques communes ; comme par exemple les matériaux de construction, la technologie utilisée, l'année de construction, etc.

➤ Les fonctions ou courbes de vulnérabilité sont la représentation graphique des DPM. Ces fonctions expriment généralement les dommages ou pertes attendus pour un bâtiment ou une classe de bâtiment en fonction de l'intensité du séisme, soit pour un degré de dommages donné ou une classe de bâtiments donnée ou pour un ensemble de bâtiment.

❖ Méthode de l'ATC13

Un des premiers rapports traitant le calcul de la vulnérabilité sismique des constructions et celui de conseil de la Technologie Appliquée (Applied Technology Council « ATC ») (Nollet, 2004), qui est repris par l'agence Fédérale de la gestion des risques (Federal Emergency Management Agency »FEMA »). Ce rapport a été établi en 1971 et récapitulé dans le rapport ATC13.

À partir de consultation de 58 experts, le rapport ATC13 (ATC,1985) dérive des matrices de dommages probables pour 78 classes d'installations dont 36 réfèrent à des bâtiments.

L'inconvénient de cette méthode qu'elle fait appel à la subjectivité des experts et introduit des incertitudes sur l'estimation des dommages et sur l'opinion formulée. De plus, les matrices développées sont difficilement applicables dans d'autres types de structures. Cette méthode est cependant demeurée la référence jusqu'aux années 1990.[5]

❖ Méthode d'HAZUS

La méthodologie HAZUS développée par le NIBS (national institute of building science) aux Etats Unis et approuvée par le FEMA (federal Emergency Management Agency). Le résultat a été le logiciel HAZUS, interactif pour l'évaluation des risques, lancé pour la première fois en 1997 et mis à jour en 1999. Dans cette méthode, on trouve les

déplacements spectraux et les accélérations spectrales comme mesure d'entrées sismiques. Cependant, l'étude d'HAZUS continue à se fonder sur l'opinion d'experts pour estimer l'état des dommages qui résulteraient d'un déplacement et d'une accélération spectrale donnée. Trente-six (36) types de modèles de bâtiments sont considérés par la méthodologie et quatre niveaux sismiques sont considérés (niveau haut, niveau modéré, niveau bas et niveau pré-code). Le pré-code se rapporte à des bâtiments sans aucune conception sismique. Pour chaque niveau sismique et chaque type de bâtiment, on définit les paramètres suivants : la capacité du bâtiment, le spectre de déplacement, le seuil des différents états de dommages dans la construction.[5]

❖ Méthode probabiliste italienne

En Italie, plusieurs matrices de probabilité de dommage DPM ont été adoptées aux typologies courantes italiennes. Elles ont été établies au départ suite aux relevés de dommages effectués après le séisme d'Iprinia du 23 novembre 1980, puis ont été adoptées ou modifiées suite à plusieurs séismes italiens. Une première classification des typologies a été proposée en tenant compte des matériaux et des techniques de constructions ainsi que leur comportement sismique observé pendant des séismes destructeurs.

La classification des dommages a été définie sur une échelle comportant 7 degrés, proche de ceux proposés dans l'EMS98 (European Macroseismic Scale). Le tableau II.1 présente la description des niveaux des dommages. [5]

Tableau II.1 :Description des dommages

Niveau de dommage	description
1	Aucun
2	Insignifiant
3	léger
4	considérable
5	sérieux
6	Très sérieux
7	Destruction partielle

Une fois les typologies et la description des dommages établis, les matrices de probabilité de dommages (DPM) ont été produites sur la base des observations post-sismiques. Elles dépendent de l'intensité de l'échelle MSK.

❖ **Méthodologie de RISK-UE**

La méthode RISK-UE, développée en 2004, nous permet d'exprimer la vulnérabilité des constructions par le biais des indices de vulnérabilité. La méthode classe les bâtiments selon une certaine typologie qui tient compte des caractéristiques du bâtiment que l'on retrouve en Europe occidentale. Elle comporte 23 classes et, pour chacune d'elles, une valeur d'indice de vulnérabilité est attribuée.

Il existe différents facteurs de nature géométrique et structurelle pouvant modifier les caractéristiques dynamiques d'un bâtiment lors d'un séisme. Ceux-ci sont pris en compte par la méthode en ajoutant ou en retranchant (effet favorable ou défavorable) un facteur à l'indice de vulnérabilité. Ceci nous permet finalement d'obtenir la valeur de l'indice de vulnérabilité caractérisant la structure dans son ensemble. A partir de l'indice de vulnérabilité V_i et de l'intensité du séisme I , la méthode permet de calculer le degré moyen de dommage μ_D pour une zone donnée.[5]

❖ **Méthodologie de KERSTIN. LANG [10]**

K. Lang a mis au point en 2002 une méthode de calcul de la vulnérabilité sismique pour les différents types de constructions, celle utilisée ici pour les maçonneries. Cette méthode est développée afin de permettre la construction de la courbe de capacité de la structure en tenant compte de ses caractéristiques, ce qui, en définitive, nous mène à l'estimation de la vulnérabilité qui identifie la résistance de la construction, ainsi que les niveaux de dégâts subis.

Nous présentons ici les différentes étapes de cette méthodologie qui peut être mise en œuvre à travers neuf grandes étapes successives.

❖ **Étape 1** : Données utilisées dans l'analyse.

On commence par les données géométriques du bâtiment (superficie totale du plancher A , la hauteur du bâtiment H_{tot} et la hauteur d'étage $h_{étage}$), puis, on fournit les propriétés des matériaux (résistance à la compression orthogonale au lit de mortier f_{mx} , résistance à la compression parallèle au lit de mortier f_{my} , angle de frottement interne ϕ , le module de Young E_m et le module de cisaillement G_m de la maçonnerie, le facteur de réduction de la rigidité $\frac{K_{eff}}{K_0}$, le poids spécifique de la maçonnerie γ_m) ainsi que les charges verticales (poids propres des planchers g_{fl} et des murs g_w , la charge d'exploitation q_d , la charge permanente q_N et le poids de la toiture $q_{toiture}$).

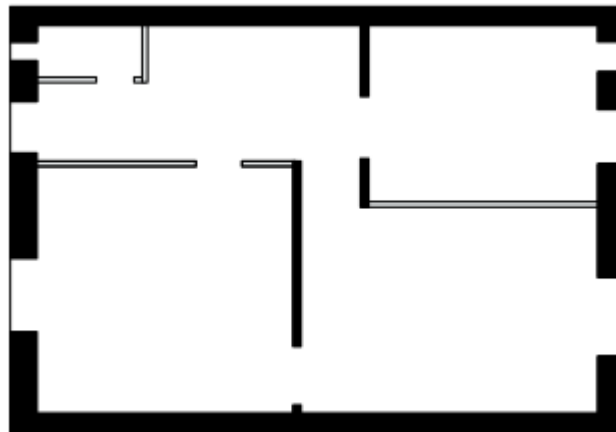
❖ **Étape 2** : Identification des parois structurelles.

Figure II.12: Identification des murs structurels (KERSTIN LANG, 2002).

Tous les murs structurels agissant dans la direction considérée doivent être identifiés avec leurs caractéristiques principales : longueur l_w , épaisseur t et la hauteur h_p du trumeau.

❖ **Étape 3** : Calcul des efforts normaux.

Pour chaque mur, les efforts normaux dus aux charges verticales doivent être calculés à chaque étage.

❖ **Étape 4** : construction des courbes de capacité des murs.

Pour chaque paroi, les paramètres V_m , Δ_y et Δ_u déterminent sa courbe de capacité bilinéaire, ils sont à définir.

Tel que :

V_m : L'effort tranchant à la base

Δ_y : Déplacement élastique

Δ_u : Déplacement plastique au sommet des murs

❖ **Étape 5** : Courbe de capacité de l'immeuble.

La courbe de capacité de la construction dans une direction est obtenue par superposition des courbes de capacité de toutes les parois qui agissent dans ce sens.

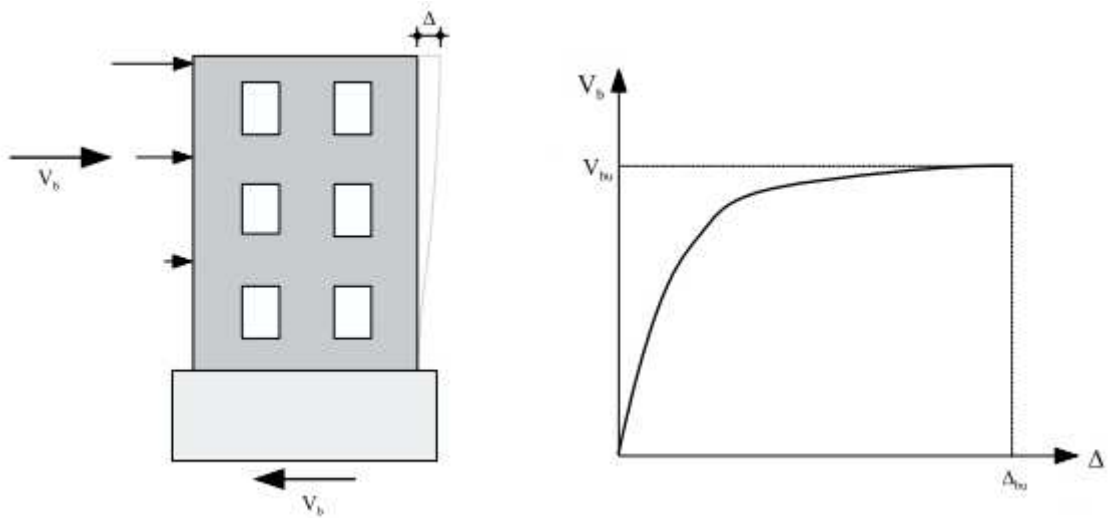


Figure II.13 : Courbe de capacité (KERSTIN LANG, 2002).

❖ **Étape 6** : Identification des degrés de dégâts.

Les dégâts sont identifiés sur la courbe de capacité du bâtiment en fonction du déplacement Δ au sommet de la structure.

❖ **Étape 7 :** Approximation bilinéaire de la courbe de capacité de l'édifice.

Ici on va déterminer le déplacement élastique de l'immeuble Δ_{by} , on aura besoin de la raideur de la structure K et sa capacité maximale V_{bm} , tel que $\Delta_{by} = \frac{V_{bm}}{K}$

L'effort de cisaillement de l'approximation bilinéaire doit être égal à l'effort de cisaillement réel de la courbe de capacité du bâtiment.

❖ **Étape 8 :** Système équivalent à un degré de liberté SDOF.

En utilisant l'analyse modale, le système équivalent à un degré de liberté est défini par la raideur équivalente K_E , la masse équivalente m_E , la hauteur équivalente h_E et le facteur de participation modal Γ . La fréquence du système SDOF correspond à la fréquence fondamentale du bâtiment.

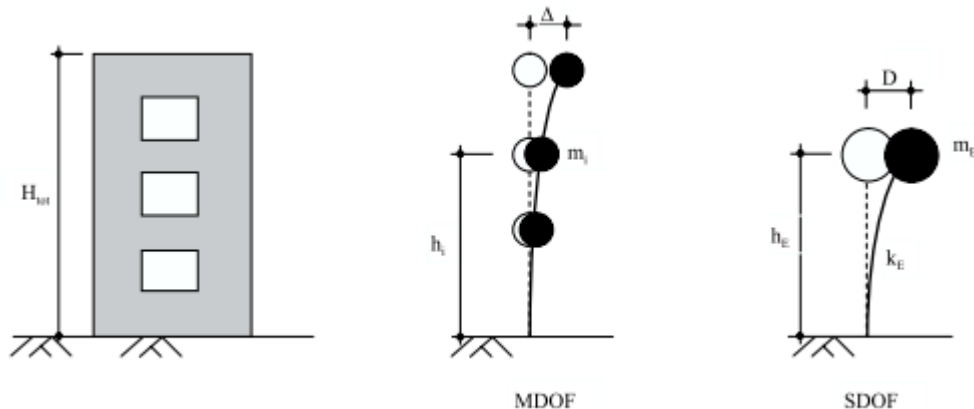


Figure II.14: Système équivalent SDOF (KERSTIN Lang, 2002).

❖ **Étape 9 :** Fonction de vulnérabilité.

Pour un spectre de réponse élastique donné, on définit un déplacement spectral S_d correspondant en utilisant les paramètres du RPA 99(2003) qui caractérisent la structure. En tenant compte des effets de linéarité et non linéarité; on obtiendra le déplacement Δ en tête de la structure ainsi que le niveau de dommages correspondant.

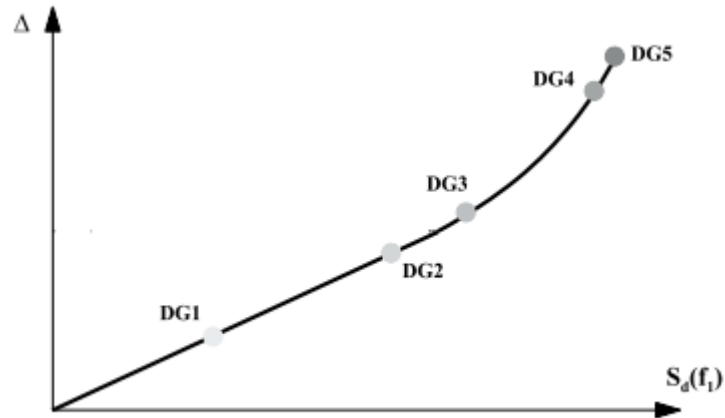


Figure II.15: Courbe de la fonction de vulnérabilité (KERSTIN LANG, 2002).

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue certains aspects du comportement des structures en maçonnerie, à savoir leurs comportements vis-à-vis des actions latérales, leurs modes de rupture et leur rigidité. On a constaté que malgré la diversité des travaux et des essais effectués par plusieurs chercheurs, il reste beaucoup d'inconnus relatifs au comportement de la maçonnerie structurelle.

Par ailleurs, nous avons cité les méthodes les plus connues d'estimation de la vulnérabilité sismique des structures. Ces méthodes ont été développées dans des pays à sismicité élevée. La compréhension de la structure et la recherche des critères structuraux peuvent s'avérer complexes. Il faut donc trouver un équilibre entre les moyens mis en œuvre, les méthodes applicables et les résultats recherchés. Ces méthodes varient suivant leur degré de précision et de sophistication.

Introduction

Les bâtiments ont été bâtis à différentes époques, avec des modes de construction variés et présentant une grande richesse de formes. L'évaluation doit donc être différenciée et basée sur les caractéristiques géométriques de ces bâtisses. La difficulté réside dans la diversité des paramètres pouvant faire l'objet d'une description (situation, époque, type de construction, configuration, etc.). Cependant, il semble qu'une classification par type de construction convienne le mieux.

Généralement, les différents modes de construction correspondent à une période historique ou actuelle donnée. La description est plus ou moins différenciée, selon qu'il s'agit d'une évaluation détaillée, sommaire ou intermédiaire.

Ce chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques géométriques en plan et en élévation de notre structure que nous allons étudier, et les dimensions des éléments qui la constituent.

III.1 Identification de l'ouvrage

Dans notre travail, on s'intéresse à une structure en maçonnerie non renforcée, à usage d'habitation. Erigée par les français, l'école primaire LAIMECHE ALI a vu le jour en 1959. Elle comporte plusieurs blocs dont celui qui nous importe, c'est celui qui loge les fonctionnaires. L'école est implantée dans le centre-ville de TIZI-OUZOU (près de l'artisanat)(Fig. III.1).



Figure III.1 : Vue de la structure analysée.

III.2 Description et dimensions

Le bloc en maçonnerie que nous avons considéré est un bâtiment (R + 2) d'une hauteur totale de 10.5 m, régulier en plan et en élévation. Il est sous forme d'un rectangle présentant les dimensions suivantes :

-Surface totale $S = 91.59 \text{ m}^2$

-Longueur $L = 12.9 \text{ m}$

-Largeur $l = 7.1$ m

-Hauteur d'étage $h = 3.5$ m

Les niveaux de la structure sont tous identiques, constitués de murs porteurs et de cloisons en maçonnerie faite d'un matériau d'une résistance à la compression moyenne, qui est une maçonnerie de brique en terre cuite.

Dans le sens longitudinal, celui étudié, on notera trois murs porteurs de façades avec une épaisseur de 50 cm et quatre murs de cloisons avec une épaisseur de 20 cm.

Dans le sens transversal, on a cinq murs porteurs de façades avec une épaisseur de 50 cm et trois murs de cloisons avec une épaisseur de 20 cm.

Tous les détails sont illustrés sur les Figures III.2 et III.3.

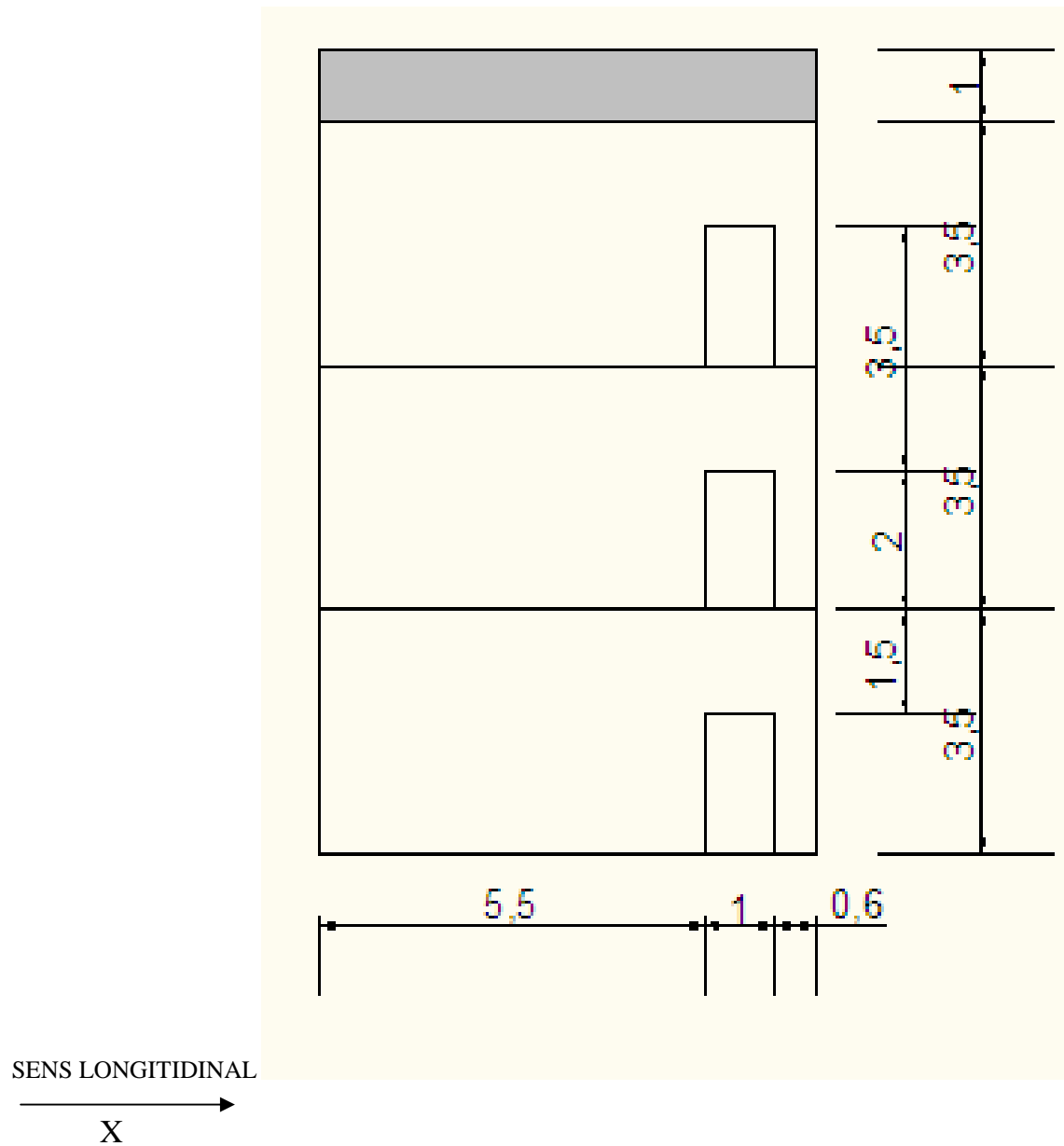


Figure III.2 : Vue en élévation de la structure.

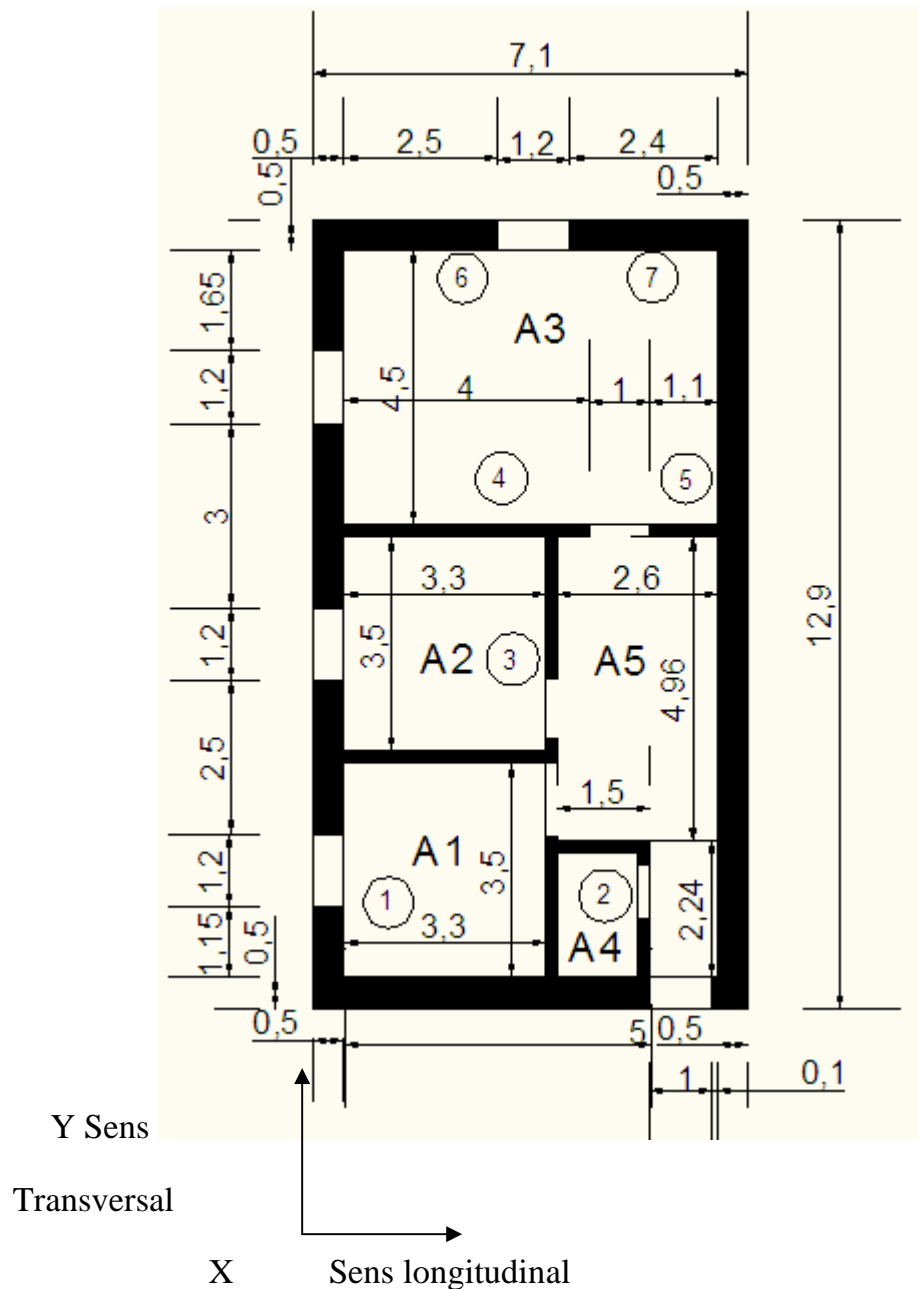


Figure III.3: Vue en plan de la structure.

Les planchers du rez-de-chaussée et du premier étage sont en briques creuses avec des poutrelles en IPN (Fig. III.4). Au deuxième étage, se trouve un toit en charpente classique.



Figure III.4 : Plancher de la structure.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons identifié les détails concernant la structure analysée. Ces détails constituent les paramètres de base pour l'étude de la vulnérabilité sismique de cette structure.

Introduction

Dans le code parasismique algérien, l'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode Statique Equivalente) qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliquée, puis procéder à une vérification des déplacement de la structure et faire appel à l'échelle d'endommagement.

L'étude de la vulnérabilité sismique d'une structure individuelle, pour laquelle on possède les détails nécessaires aux calculs de vérification de la résistance est menée par une méthode analytique (K. Lang, 2002) que nous présentons dans ce chapitre. Celle-ci permet d'estimer la capacité aux états limites en termes d'effort tranchant et en termes de déplacement. L'analyse capacitaire permet de connaître l'état de résistance de la structure.

IV.1 Définition de la vulnérabilité

La vulnérabilité sismique peut être exprimée par la capacité de réponse d'une structure à une sollicitation sismique donnée en tenant compte des caractéristiques intrinsèques de celle-ci (déformation, caractéristiques de matériaux, capacité...).

IV.2 Données d'entrée de la méthode d'évaluation

❖ Données géométriques :

$$\text{Surface totale } A_{tot} = l_x \times l_y = 6,60 \times 12,9 = 85,14 \text{ m}^2$$

$$\text{Hauteur totale } h_{tot} = 10,5 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur d'étage } h_{étage} = 3,5 \text{ m}$$

❖ **Propriétés des matériaux**

Résistance à la compression orthogonale au lit du mortier $f_{mx} = 5.1 \text{ MPa}$

Résistance à la compression parallèle au lit du mortier $f_{my} = 0.3 \cdot f_{mx} = 1.5 \text{ MPa}$

Angle de frottement interne $\tan \phi = 0.8$

Module d'élasticité de la maçonnerie $E_m = 3000 \text{ MPa}$

Module de cisaillement de la maçonnerie $G_m = 0.3 \cdot E_m = 1000 \text{ MPa}$

Facteur de la réduction de la raideur $\frac{K_{eff}}{K_0} = 0.5$

Poids spécifique de maçonnerie $\gamma_m = 16 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charges verticales**

Poids des planchers $g_{fl} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Poids des murs de façades $g_w = \gamma_w \cdot t = 16 \cdot 0,50 = 8 \text{ KN/m}^2$

Poids des murs intérieurs $g_w = \gamma_w \cdot t = 16 \cdot 0,20 = 3.2 \text{ KN/m}^2$

γ_w , t sont respectivement le poids spécifique de la maçonnerie et l'épaisseur des murs.

En absence d'informations précises, les valeurs des charges et surchargessont prises comme suit :

La charge des planchers $q_d = 0.60 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation $q_N = 0.60 \text{ KN/m}^2$

La charge totale des planchers est égale à :

$$q_{fl} = g_{fl} + q_d + q_N = 1.5 + 0.6 + 0.6 = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

Le toit est considéré comme une charge verticale supplémentaire qui agit sur les murs de façades dans la direction X :

Poids du toit : $q_{toit} = 1.2 \text{ KN/m}^2$

IV.3 Identification des murs structurels

La direction considérée est la direction longitudinale selon X (Fig. IV.1). Les murs à étudier sont ceux perpendiculaires à la disposition des poutrelles. Dans cette direction, les murs sont identifiés dans le (Tab. IV.1), donnant un résumé des caractéristiques

principales des murs : la longueur l_w , l'épaisseur t et la hauteur h_p du trumeau c.-à-d la hauteur de l'ouverture.

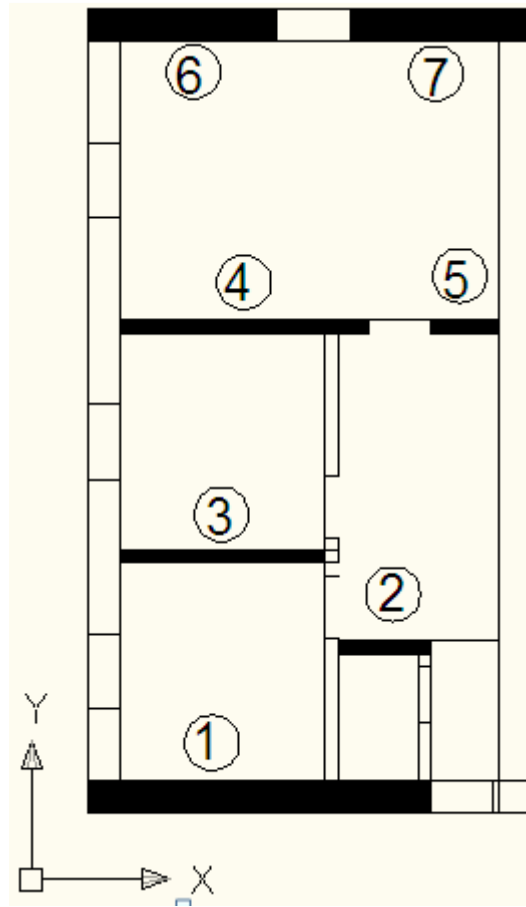


Figure IV.1 : Schéma décrivant les murs à étudier.

Tableau IV.1: caractéristiques principales des murs structuraux.

Murs	1	2	3	4	5	6	7
Longueur(m)	5.25	1.50	3.30	4.00	1.10	2.75	2.65
Épaisseur(m)	0.50	0.20	0.20	0.20	0.20	0.50	0.50
Hauteur de trumeau (m)	2.00	3.50	3.50	2.00	2.00	2.00	2.00

Comme le bâtiment est régulier, il est supposé que la section la plus importante pour la détermination de la capacité des murs porteurs est au rez-de-chaussée où les contraintes sont les plus élevées.

IV.4 Calcul des efforts normaux

Dans cette étape, les efforts normaux agissant sur les parois au niveau du sol doivent être calculés minutieusement car la méthode dépend essentiellement de ces efforts et elle peut être sensible à la moindre variation.

Pour déterminer ces efforts, les charges du plancher doivent être réparties sur les murs. La procédure se fait d'une manière aisée comme suit :

- 1-Division du plancher en zones tributaires raisonnables (Fig. IV.2) de A1 à A5 conformément avec le système de plancher.
- 2-Répartition de la charge du plancher de chaque section tributaire sur les murs, proportionnellement à leurs longueurs.

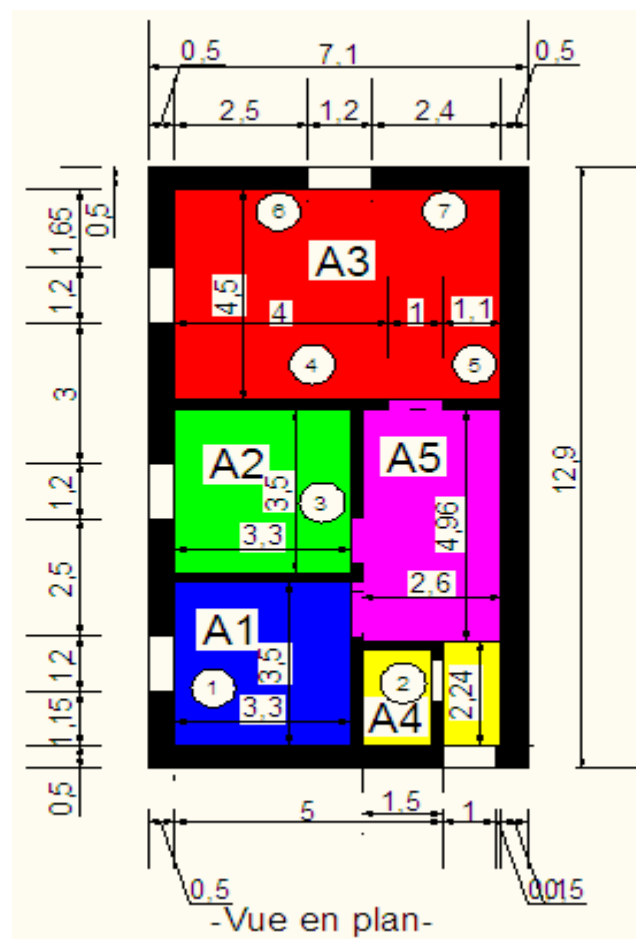


Figure IV.2 : Division du plancher en sections.

En prenant l'exemple du mur 1, on détermine la charge portée par celui-ci, et de ce fait, les efforts correspondants. Le calcul se fait comme suit :

Longueur $l_1 = 5.25$ m

$$\text{Zones tributaires } \begin{cases} A1 = 0.5 \cdot 3.5 \cdot 3.3 = 5.775 \text{ m}^2 \\ A4 = 0.5 \cdot 2.24 \cdot 2.6 = 2.912 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La proportion revenant à la paroi 1 : $K = \frac{(5.25 + 0.5 \times 1)}{6.1} = 0.94$

La charge portée par la paroi 1 est :

$$Q_1 = KA \cdot q_{fl} \tag{IV.1}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{1.1} &= 0.94 \cdot 5.775 \cdot 2.7 = 14.66 \text{ kN} \\ Q_{1.4} &= 0.94 \cdot 2.912 \cdot 2.7 = 7.39 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \boxed{Q_1 = 22.05 \text{ kN}}$$

Les résultats sont résumés dans le Tableau IV.2.

Tableau IV.2 : charge du plancher revenant à chaque mur.

murs	1	2	3	4	5	6	7	Total
Charge Q [kN]	22.05	14.66	31.18	51.13	20.43	20.38	19.64	179.47

De la même façon, la charge du toit peut être répartie entre les murs de façades. Le poids propre des murs est pris en considération en divisant la masse des murs à mi-hauteur entre deux étages successifs (niveaux). La matrice suivante peut être établie, présentant les forces normales agissant sur chaque mur à chaque niveau de plancher (Tab.IV.3).

- On prend toujours le mur 1 :
- ✓ Niveau 3 :

$$N = K \cdot A (g_w + q_{toit}) + Q \tag{IV.2}$$

$$\left. \begin{aligned} N_{1.1} &= 0.94 \cdot 5.775(8+1.2) + 14.66 = 64.60 \text{ kN} \\ N_{1.4} &= 0.94 \cdot 2.912(8+1.2) + 7.39 = 32.57 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \boxed{N_1 = 97.17 \text{ kN}}$$

✓ Niveau 2 et 1 :

$$N = K * A * g_w + Q \quad (IV.3)$$

Tableau IV.3 : forces normales agissant sur chaque mur à chaque niveau, les dimensions en [KN].

Mur	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	N_{tot}
Niveau3	97.17	38.54	82.00	134.46	53.72	89.83	86.56	582.30
Niveau2	87.38	32.04	68.14	112.19	44.46	80.77	77.83	502.80
Niveau1	87.38	32.04	68.14	112.19	44.46	80.77	87.83	502.80
somme	271.93	102.62	218.28	358.84	142.64	251.37	242.22	1587.90

La dernière colonne présente la somme des forces normales au niveau de chaque étage. Donc les masses concentrées des étages sont données par la formule suivante:

$$m = \frac{N_{3tot}}{g} \quad (IV.4)$$

Tel que g est l'accélération de pesanteur.

$$m_3 = \frac{582.30}{10} = 58.23t$$

$$m_2 = \frac{502.80}{10} = 50.28t$$

$$m_1 = \frac{502.80}{10} = 50.28 t$$

IV.5 Courbes de capacité des murs

La détermination de la courbe de capacité d'un mur suit un mode opératoire pour obtenir son effort tranchant à la base V_m , le déplacement élastique limite Δ_y et le déplacement ultime Δ_u . Ce procédé est défini dans la figure IV.3.

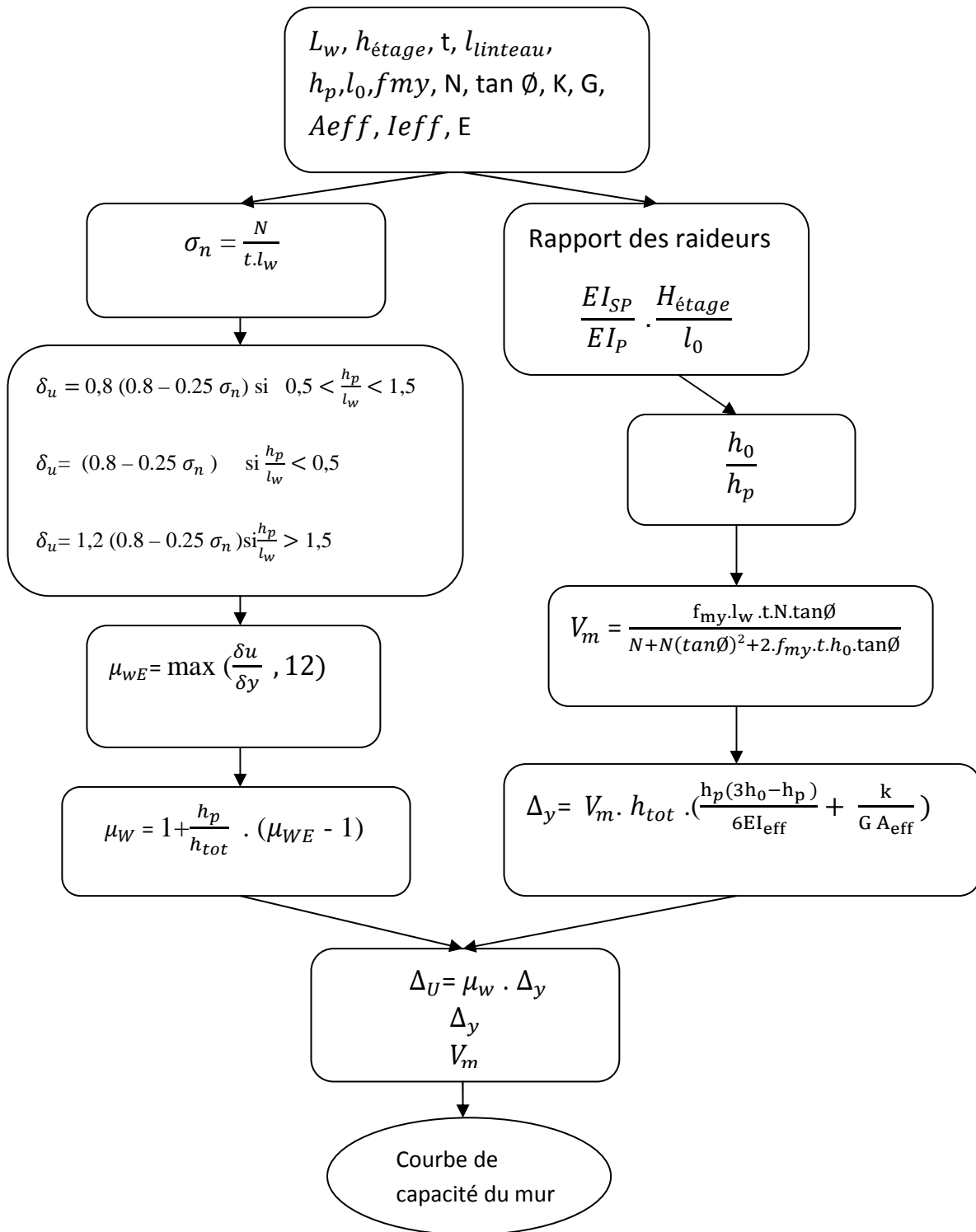


Figure IV.3: Mode opératoire pour la détermination de la courbe de capacité.

Avec :

K: Facteur de forme, pour un rectangle $K = \frac{6}{5}$.

$\frac{h_0}{h_p}$: Sera tiré du graphe (Fig. IV.4) en faisant la projection de la valeur du rapport des raideurs.

h_0 : Correspond à la hauteur où le moment en flexion du mur est nul (Fig. IV.5).

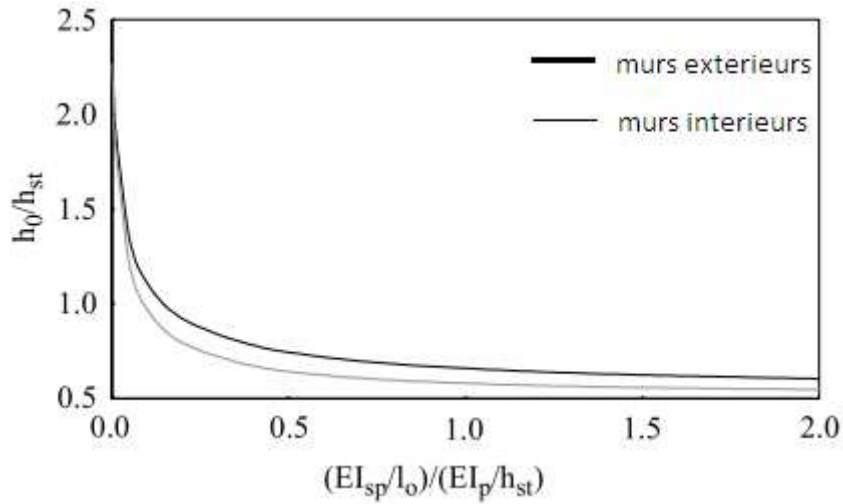


Figure IV.4 : Rapport de $\frac{h_0}{h_{st}}$ en fonction du rapport de la rigidité en flexion des linteaux à la rigidité en flexion des trumeaux.

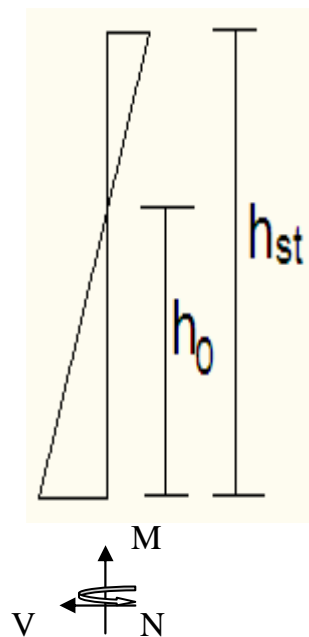


Figure IV.5: Schéma correspondant à la hauteur h_0 .

- Prenons l'exemple du premier mur :

La hauteur du linteau $l_{\text{linteau}}=1.5$ m

La longueur $l_w = 5.25$ m

La longueur de l'entre axes des trumeaux de la paroi $l_0=3.8$ m

La hauteur du niveau $h_{\text{étage}}= 3.5$ m.

Par conséquent le rapport des raideurs :

$$\frac{EI_{SP}}{EI_P} \cdot \frac{H_{\text{étage}}}{l_0} = \frac{E \frac{t.(1.5)^3}{12}}{E \frac{t.(5.25)^3}{12}} \cdot \frac{3.5}{3.8} = 0.02 \text{ (IV.5)}$$

Tenant compte de la fissuration précoce des linteaux, on réduit leur rigidité à 50%, ce qui donne :

$$\frac{EI_{SP}}{EI_P} \cdot \frac{H_{\text{étage}}}{l_0} = 0.01$$

En utilisant les relations représentées (Fig.IV.4), le rapport $\frac{h_0}{h_p} = 1.9$

$$\Rightarrow h_0 = 1.9 \times h_p = 1.9 \times 2 = 3.8 \text{ m}$$

Après avoir calculé h_0 , on peut donc déterminer l'effort tranchant du mur 1.

$$V_m = \frac{f_{my} \cdot l_w \cdot t \cdot N \cdot \tan \theta}{N + N(\tan \theta)^2 + 2f_{my} \cdot t \cdot h_0 \cdot \tan \theta} \text{ (IV.6)}$$

$$V_m = \frac{1,5 \cdot 10^3 \cdot 5,25 \cdot 0,5 \cdot 271,93 \cdot 0,8}{271,93 + 271,93 (0,8)^2 + 2 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 3,8 \cdot 0,8}$$

$$\Rightarrow \boxed{V_m = 171,11 \text{ kN}}$$

Les équations (IV.7) et (IV.8) donnent les moments en haut M_1 et en bas M_2 de l'élément du mur.

$$M_1 = V \cdot (h_0 - h_p) = 171,11 \cdot (3,8 - 2) = 307,79 \text{ kN.m} \quad \text{(IV.7)}$$

$$M_2 = V \cdot h_0 = 116.52 \cdot 3.25 = 650,22 \text{ KN.m} \quad (\text{IV.8})$$

Ayant trouvé la capacité du cisaillement du mur, le déplacement limite élastique au sommet du mur Δ_y peut être déterminé en utilisant la formule suivante :

$$\Delta_y = V_m \cdot h_{tot} \left(\frac{h_p(3h_0 - h_p)}{6EI_{eff}} + \frac{k}{G A_{eff}} \right) \quad (\text{IV.9})$$

$$\Delta_y = 171,11 \cdot 10^3 \cdot 10,5 \frac{(2(3 \cdot 3,8 - 2))}{6 \cdot 3000 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot \frac{0,5 \cdot (5,25)^3}{12}} + \frac{\frac{6}{5}}{1000 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 5,25} = 0,00226 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta_y = 2,26 \text{ mm}$$

La ductilité de l'élément du mur est déterminée en fonction de la contrainte normale σ_n qui agit sur cet élément :

$$\sigma_n = \frac{N}{t \cdot l_w} = \frac{271,93}{0,5 \cdot 5,25 \cdot 10^3} = 0,1 \quad (\text{IV.10})$$

Le mouvement admissible maximal de la jetée est alors :

$$\delta_u = \begin{cases} 0,8(0,8 - 0,25 \sigma_n) & \text{si } 0,5 < \frac{h_p}{l_w} < 1,5 \\ (0,8 - 0,25 \sigma_n) & \text{si } \frac{h_p}{l_w} < 0,5 \\ 1,2(0,8 - 0,25 \sigma_n) & \text{si } \frac{h_p}{l_w} > 1,5 \end{cases} \quad (\text{IV.11})$$

$$\text{On a } \frac{h_p}{l_w} = 0,38 \Rightarrow \delta_u = 0,8 \Rightarrow 0,25 \cdot 0,1 = 0,77 \%$$

Le facteur est appliqué au mouvement admissible maximal pour l'obtention de la ductilité qui est déterminée comme suit :

$$\mu_{WE} = \max \left(\frac{\delta_u}{\delta_y}, 12 \right) = \max \left(\frac{0,77}{\delta_y}, 12 \right) = 12 \quad (\text{IV.12})$$

On prendra le max de l'équation (IV.12) pour avoir la ductilité élémentaire du mur, qu'on utilisera ensuite dans l'équation (IV.13) pour calculer la ductilité du mur.

$$\mu_w = 1 + \frac{h_p}{h_{tot}} \cdot (\mu_{WE} - 1) = 1 + \frac{2}{10,5} \cdot (12 - 1) = 3,09 \quad (\text{IV.13})$$

D'où le déplacement ultime au sommet du mur qui est définie par la formule suivante :

$$\Delta_u = \mu_w \cdot \Delta_y \quad (\text{IV.14})$$

$$\Delta_u = 3,09 \cdot 2,26$$



$$\Delta_u = 6,98 \text{ mm}$$

Finalement, on a abouti à la détermination de la capacité du mur 1. En suivant la même procédure, on obtiendra les capacités de tous les murs. Les résultats sont montrés dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Capacités des murs.

mur	1	2	3	4	5	6	7
h_0/h_P	1.9	2	2	1.8	0.65	1.4	1.1
V_m (KN)	171.11	10.47	46.49	148.71	43.89	43.98	50.72
$M1$(KN.m)	307.79	36.64	162.72	237.94	-30.72	35.18	10.14
$M2$(KN.m)	650.22	73.29	325.43	535.35	57.06	123.14	111.58
Δy(mm)	2.26	14.10	7.14	6.24	13.3	1.61	1.93
μ_{WE}	12	12	12	12	12	12	12
μ_w	3.09	4.46	4.66	3.09	3.09	3.09	3.09
Δu(mm)	6.98	65.7	33.27	19.28	41.41	4.97	5.95
K_{eff}	75.71	0.74	6.51	23.83	3.3	27.31	26.27

Les lignes tangentes aux courbes de capacité bilinéaire des murs du graphe (Fig. IV.6) présentent les raideurs efficaces de la partie élastique linéaire.

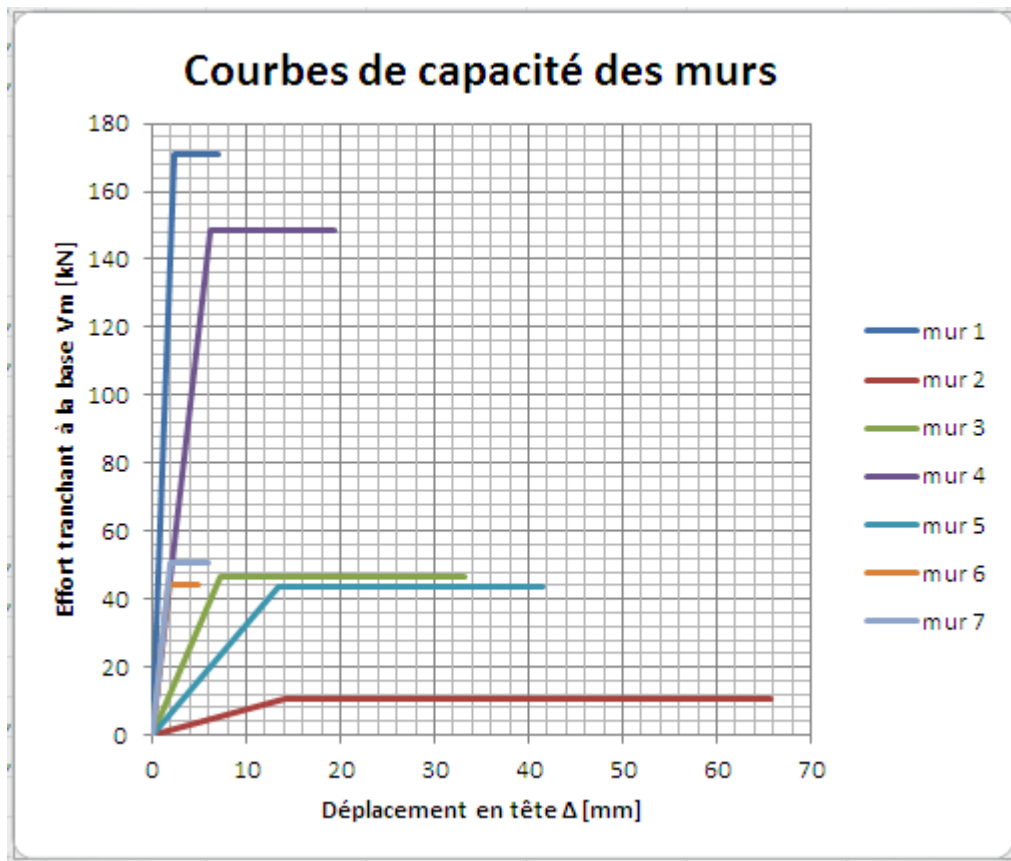


Figure IV.6: Graphe correspond aux courbes de capacité des murs

IV.6 Courbe de capacité du bâtiment

La courbe de capacité du bâtiment (Fig. IV.7) est obtenue par superposition des courbes de capacité des murs. Les résultats sont résumés dans le Tableau IV.5.

Tableau IV.5: Effort tranchant à la base de la structure

Déplacement Δ [mm]	Effort tranchant V_{bm}
0	0
0.5	82.5
1	164.5
1.5	244
2	314.7
3	364.81
3.6	389.81
4	401.80
4.4	417.81
4.97	427.31
5.95	420.83
6.98	392.82
7.6	226.2

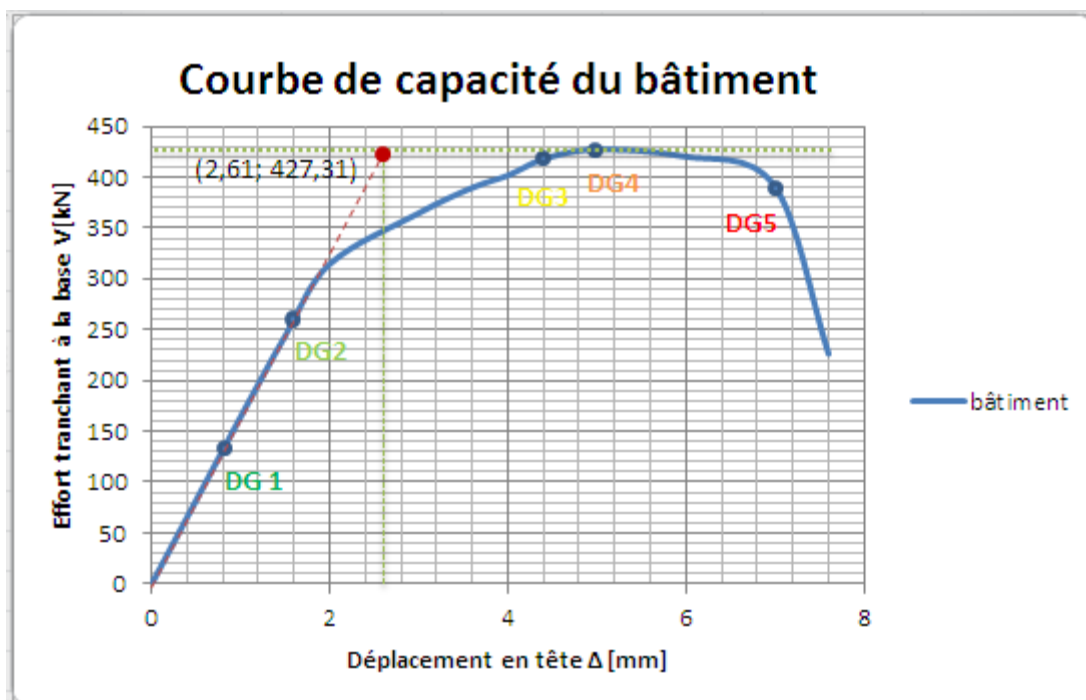


Figure IV.7: Courbe de capacité du bâtiment

IV.7 Identification des degrés de dommage

L'effort de cisaillement conduit à l'apparition des fissures en produisant des dégâts qui seront identifiés sur la courbe de capacité du bâtiment.

Les dégâts sont classés en cinq niveaux de dommages. (Tab. IV.6)

Tableau IV.6 : Degrés de dégâts de bâtiments en maçonnerie

Niveau de dommage	EMS 98	Signification
DG1	Dégât léger	Apparition de fissures
DG2	Dégât modéré	Comportement du bâtiment devient non linéaire, la réduction de la rigidité
DG3	Dégât important	Augmentation du comportement non linéaire, la rigidité tend vers zéro
DG4	Dégât très important	Rupture du premier mur
DG5	Destruction	Effondrement du bâtiment

IV.7.1 L'apparition de la fissure :

Pour chaque mur, l'effort de cisaillement au début de fissures sera déterminé. Prenons comme exemple le mur 1 :

$$V_{cr} = \frac{N \cdot I_w}{6 \cdot h_0} = \frac{271,93 \cdot 5,25}{6 \cdot 3,8} = 62,62 \text{ KN} \quad (\text{IV.15})$$

Le déplacement correspondant au sommet du mur 1 (Δ_{cr}) sera déterminé en utilisant comme auparavant, l'équation (IV.9) et en remplaçant V_m par V_{cr}

$$\Delta_{cr} = V_{cr} \cdot h_{tot} \left(\frac{hp(3h_0 - hp)}{6 \cdot E \cdot I_{eff}} + \frac{K}{GA_{eff}} \right) \quad (IV.16)$$

$$\Delta_{cr} = 62,62 \cdot 10^3 \cdot 10,5 \cdot \frac{(2(3 \cdot 3,8 - 2))}{6(3000 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \left(\frac{0,5 \cdot (5,25)^3}{12} \right))} + \frac{6/5}{1000 \cdot 10^6 \cdot 0,5(0,5 \cdot 5,25)}$$



$$\Delta_{cr} = 0,83 \text{ mm}$$

Le tableau IV.7 résume les résultats obtenus pour tous les murs.

Tableau IV.7 : Efforts critiques et déplacement critiques.

mur	1	2	3	4	5	6	7
V_{cr} (KN)	62.62	3.67	17.15	66.45	20.12	41.15	48.63
Δ_{cr} (mm)	0.83	4.97	2.70	2.79	6.33	1.51	1.85

IV.7.2 Les niveaux de dommages

➤ Niveau de dommages 1 :

Ce niveau est déterminé par le mur qui se fissure en premier, ce qui correspond au déplacement critique minimal $\Delta_{cr} = 0,83$ mm. C'est le déplacement critique du mur 1.

➤ Niveau de dommages 2

Ce niveau de dommages est identifié par le premier mur qui entre dans le domaine plastique c.-à-d le déplacement élastique minimal Δy_{min} . Dans notre cas, c'est le mur 6 qui a un déplacement minimal et qui vaut 1.61 mm.

➤ Niveau de dommages 3

C'est le point pour lequel la raideur de la courbe de capacité tend vers zéro. Du graphe (Fig. IV.7), le point où la raideur est nulle correspond au déplacement $\Delta_{by} = 4,4$ mm.

➤ **Niveau de dommages 4**

Ce niveau de dommages est identifié par le mur qui se ruine en premier c.à.d.le mur qui a le déplacement ultime minimal. Du tableau IV.4, $\Delta u_{\min} = 4.97$ mm.

➤ **niveau de dommages 5**

Ce niveau de dommage est identifié par la rupture des murs causant la réduction de la capacité de la structure à une valeur inférieure à deux tiers de sa valeur maximale. En commençant par le mur 6 qui s'est ruiné en premier, la capacité maximale s'est réduite de 43.98 KN. On s'est arrêté à la rupture du premier mur dont l'effort tranchant est réduit à une valeur inférieure à 2/3 de sa valeur maximale c-à-d au déplacement $\Delta u = 6.98$ mm. En faisant la projection de ce dernier sur la courbe de capacité (Fig. IV.7), on obtient un point qui définit le niveau de dommages 5.

IV.8 Approximation bilinéaire de la courbe de capacité du bâtiment

L'approximation bilinéaire la plus simple est montrée dans le graphe (Fig. IV.7). La raideur de la partie élastique linéaire est déterminée par la somme des raideurs des murs $\sum K_{\text{eff}}$.

L'effort de cisaillement de l'approximation bilinéaire doit être égal à l'effort de cisaillement réel de la courbe de capacité du bâtiment, $V_{bm} = 427.31$ KN. Le déplacement limite élastique du bâtiment est donné par :

$$\Delta_{by} = \frac{V_{bm}}{K} = \frac{427.31}{163.67} = 2.61 \text{ mm} \quad (\text{IV.17})$$

IV.9 Système équivalent à un ddl (SDOF)

Le bâtiment peut être considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec trois masses concentrées m_1 , m_2 et m_3 qui sont déjà calculées.

Tableau IV.8 : Paramètres du système MDOF

niveau	h_i [m]	m_i [kg]	φ_i	$m_i \cdot \varphi_i$	$m_i \cdot \varphi_i^2$	$h_i \cdot m_i \cdot \varphi_i$
3	10.50	58230	1.00	58230	58230	611415
2	7.00	50280	0.66	33184.80	21901.97	232293.60
1	3.50	50280	0.33	16592.40	5475.49	58073.40
somme	-	-	-	108007.20	85607.46	901782

- La raideur équivalente du système SDOF est égale à la raideur réelle de la structure, $k_E = k = 163.67$ KN/mm
- La masse équivalente est donnée par :

$$m_E = \sum_i m_i \cdot \varphi_i = 108007.2 \text{ kg (IV.18)}$$

- La fréquence du système SDOF qui est la fréquence fondamentale du bâtiment dans la direction longitudinale (selon X) se calcule comme suit :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_E}{m_E}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{163,67 \cdot 10^6}{108007,2}} = 6,19 \text{ Hz (IV.19)}$$

- La hauteur équivalente de ce système est :

$$h_E = \frac{\sum h_i \cdot m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i} = \frac{901782}{108007.2} = 8,35 \text{ m (IV.20)}$$

- Le facteur de participation modal est :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2} = \frac{108007.2}{85607.46} = 1,26 \text{ (IV.21)}$$

IV.10 Vulnérabilité

Le déplacement au sommet de la structure Δ sera déterminé en donnant des valeurs au déplacement spectral, et ceci en suivant le schéma (Fig. IV.8).

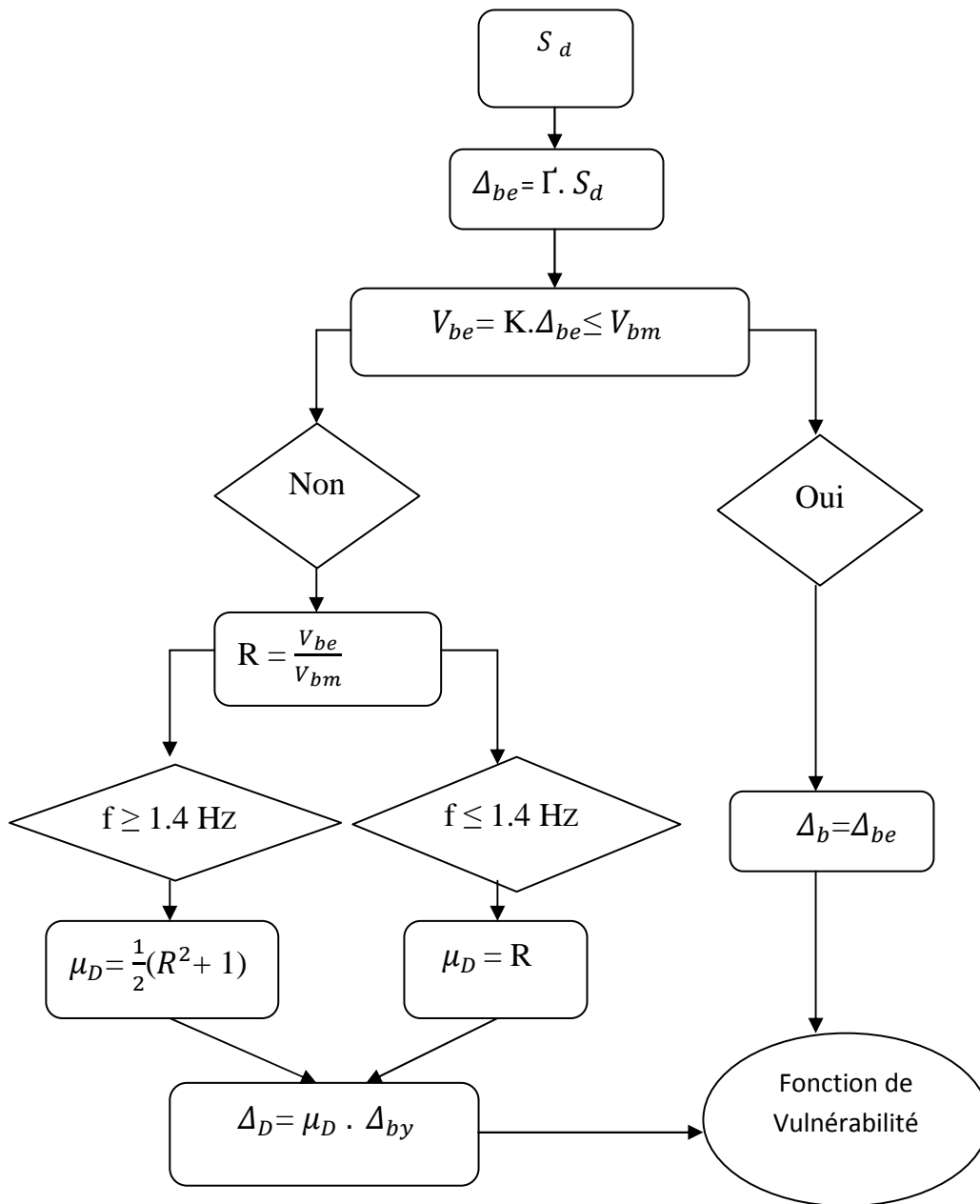


Figure IV.8: Schéma explicatif des étapes d'aboutissement à la fonction de vulnérabilité.

Avec :

V_{be} : Effort tranchant élastique à la base.

Δ_{be} : Déplacement élastique au sommet de la structure.

$$R : \frac{V_{be}}{V_{bm}}$$

μ_D : Demande en ductilité qui est en fonction du facteur de comportement de la structure, et variable selon sa fréquence comme définit dans le schéma (Fig. IV.9).

- Lorsque V_{be} est inférieur à V_{bm} cela veut dire que la structure est dans la partie élastique de la courbe de capacité et le déplacement au sommet de la structure $\Delta_b = \Delta_{be}$.
- Lorsque V_{be} est supérieur à V_{bm} le comportement de la structure est au-delà de la limite élastique

Les résultats sont illustrés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.9 : Déplacement de la structure

s_d	Δ
0	0
0.5	0.63
1	1.26
1.5	1.89
2	2.52
2.5	3.21
3	3.99
3.5	4.98
4	6.16
4.4	7.14

En exploitant les résultats du tableau IV.9, on parviendra à tracer la courbe de la fonction de vulnérabilité, (Fig. IV.9).

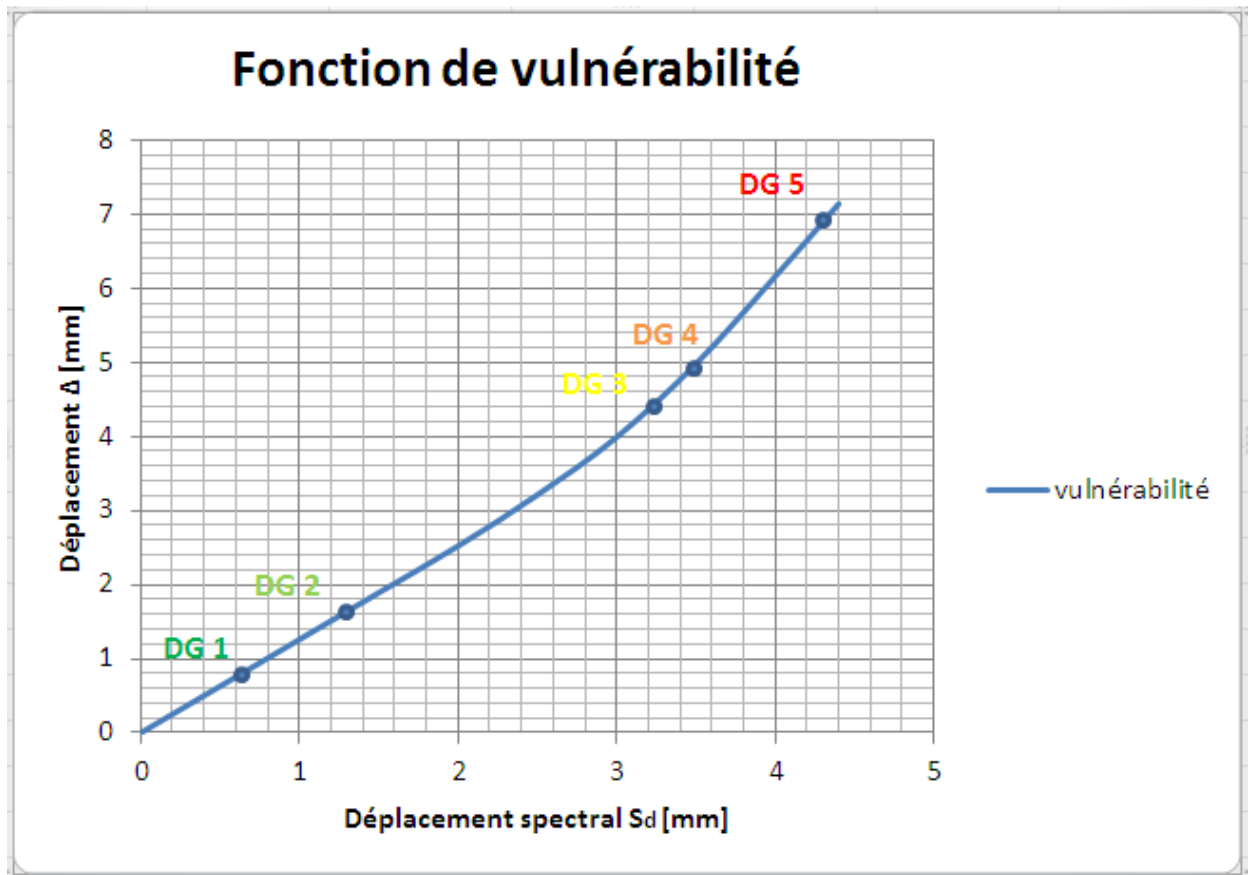


Figure IV.9: Courbe de la fonction de vulnérabilité.

IV.11 Interprétations des résultats

Après avoir obtenu les résultats de calculs de la méthode choisie, on peut citer trois grands points :

- Les courbes de capacité des murs sont composées de deux phases, élastique et plastique.

On a remarqué que :

-Les murs 1 et 4 ont des efforts tranchants élevés par rapport aux autres murs et leurs déplacements sont faibles, ceci est dû aux caractéristiques géométriques des murs.

-Pour les murs 6 et 7, les efforts tranchants et les déplacements sont faibles.

-Les murs 3 et 5 ont des efforts tranchants faibles mais; les déplacements sont assez conséquents, ils dépassent quarante millimètres.

-Pour le mur 2, l'effort tranchant est très faible, engendrant un déplacement de 65.7 mm

Tous ces déplacements sont dus aux caractéristiques géométriques des murs et de leurs hauteurs où les moments en flexion s'annulent.

- La courbe de capacité du bâtiment est élasto-plastique montrant l'effort tranchant au sommet de la structure en fonction de son déplacement, ainsi que les dommages qui en résultent.

On a constaté que :

- L'effort tranchant maximal au sommet de la structure vaut 427.31 KN, ce qui veut dire que la résistance de celle-ci est relativement faible.

-Le comportement de notre structure est caractérisé par une gamme élastique qui signifie que celle-ci est toujours rigide avec une raideur K de 163.67 KN, et une gamme plastique qui désigne qu'une perte de résistance est survenue après un certain déplacement, ce qui conduit à la ruine du bâtiment.

- La courbe de fonction de vulnérabilité(Figure IV.9) montre le déplacement du bâtiment correspondant au déplacement spectral généré par le séisme considéré.

On a constaté que la courbe est croissante, ce qui signifie que plus l'intensité sismique augmente, le déplacement sera élevé et qui mène à l'effondrement du bâtiment.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie implantée au centre-ville de Tizi-Ouzou, en utilisant une

méthode analytique (K. Lang, 2002). Cette méthode nous a permis de tracer deux courbes caractéristiques de la structure (courbe de capacité et fonctions de vulnérabilité).

La courbe de vulnérabilité indiquant le comportement d'une structure sous un séisme décrit donc les niveaux de dommages causés par celui-ci ; ces dommages sont évalués sur une échelle de degré de dégâts qu'on appelle fonction de vulnérabilité.

La non linéarité de la structure est prise en compte en réduisant les efforts de calcul par un facteur de comportement R qui va de concert avec le comportement dissipatif de la structure.

Conclusion générale

La définition de la vulnérabilité sismique est différente selon que l'on étudie un tissu urbain ou une construction individuelle. Cette vulnérabilité 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 et de magnitude donnée. Elle nécessite au préalable une connaissance du comportement de ce type de construction et d'un ensemble d'informations qui la caractérisent.

Dans le cadre de notre recherche, nous avons utilisé une méthode analytique pour estimer la vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie de la ville de Tizi-Ouzou, en évaluant son état de résistance en termes d'efforts et de déplacements, et en analysant son comportement linéaire et non linéaire.

Ainsi, nous avons tracé deux courbes caractéristiques de la structure (courbe de capacité et fonction de vulnérabilité) et de ce fait, nous serons en mesure de connaître sa résistance, son déplacement au sommet ainsi que le niveau de dommages correspondant à un séisme donné.

Perspectives

Cette méthode nous offre de larges perspectives pour les recherches futures comme suite de ce travail.

En effet, nous pouvons :

- ✓ Déterminer les probabilités d'endommagement pour n'importe quel déplacement spectral en utilisant les courbes de fragilité.
- ✓ Déduire le pourcentage des bâtiments endommagés pour un niveau de dommage donné.
- ✓ Estimer les coûts économiques ainsi que les préjudices humains.
 - ✓ Construire un système d'information géographique (SIG) pour une meilleure visualisation et gestion des résultats obtenus.

Bibliographie

- [1] **DJAALALI Fouzia**, « étude de la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie », thèse de Magister, Ecole Nationale Polytechnique, 1997.
- [2] **GHANEM Aldjia**, « analyse non linéaire des structures planes en béton armé tenant compte du remplissage en maçonnerie », thèse de Magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013
- [3] **HAMZA Cherif**, « étude du comportement de la maçonnerie sous chargement de cisaillement », thèse de Master, Université de Tlemcen, 2014
- [4] **HOUTI Farid**, « comportement des structures en maçonnerie sous sollicitation uni axial », thèse Magister, université AbouBakrBelkaid Tlemcen, 2002
- [5] **SARADOUNI FATIHA**, « contribution à l'étude de la vulnérabilité des retenues collinaires vis-à-vis des aléas naturels dans un système d'information géographique(SIG) », université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013
- [6] **LAFUNTE M**, « Contribution à l'étude analytique du comportement de murs en maçonnerie non-armé sous sollicitation plane », Thèse de Doctorat en génie-civil, Institut National de Sciences Appliquées de Toulouse, France, 1990
- [7] **PAGE. A. W and HENRY A. W (1987)**, "Design rules for concentrated loads on masonry", Structural Engineer, 66.
- [8] **G. Konig, W and Mann A. Otes**, "Experimental Investigations on the Behaviour of Unreinforced Masonry Walls under Seismically Induced Loads and Lessons Derived", 1988
- [9] **H. Sucuoglu and N. M. Shirali**, "Seismic Performance of Multistorey Reinforced Masonry Building. A Synthesis of Inelastic Pier Behavior", 1990.
- [10] **Kerstin Lang** "Seismic vulnerability of existing building", Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, 2002.