



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية والمعمارية
Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Evaluation de la vulnérabilité sismique de l'ancienne mosquée de
Mazagran par la méthode statique non-linéaire (PUSH-OVER)

Présenté par :

- HAOUACH Ismail

Soutenu le 21/06/2020 devant le jury composé de :

Président : BENANANE Abdelkader

Examineur : BOURDIM Sidi Mohamed

Encadrant : BENSOUOLA Mohamed

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciement

Toute mes gratitudes, grâces et remerciements vont à ALLAH le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Mes remerciements s'adressent tout d'abord aux personnes avec lesquelles j'ai travaillé et qui m'a fait part de leurs connaissances et de leur savoir-faire :

*J'ai eu l'honneur d'être encadré par Mr. **BENSOULA Mohamed**, qui a dirigé ce mémoire, soutenu et orienté la réalisation de ce travail par ses compétences scientifiques et ses précieux conseils qui l'ont fait progresser. Merci Monsieur pour votre disponibilité, pour le sujet d'actualité que vous avez proposé et pour la confiance que vous m'avez accordée durant tous les mois du travail.*

*Monsieur **CHAIBEDRA Belkacem**, qui m'a fait l'honneur de bien vouloir m'accueillir et qui m'a été d'un soutien précieux et indispensable par ses connaissances. Je tiens à lui exprimer mon vive reconnaissance et ma sincère gratitude.*

*Mme **MAARAF Zoubida** qui m'a donné toutes les données géométriques sur la structure.*

*Mr **BELHADJOUJJA Abdallah** qui m'a fait l'honneur aussi de bien vouloir m'accueillir au sein de son entreprise qui a fait la réhabilitation de la mosquée.*

*Mr **BENCHERIF Abdallah** qui m'a donné les résultats des essais au laboratoire.*

Je remercie les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce projet de fin d'étude.

Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je remercie également tous ceux qui sont venus à ma soutenance pour me donner l'encouragement et les félicitations pour ce grand jour.

Mes sincères reconnaissances à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à élaborer ce travail.

Dédicaces

Au Nom de Dieu Clément et Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail :

À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

À mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde à nous,

À toi mon père.

*À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; **ma mère que j'adore.***

Que dieu leurs procure la bonne santé et la longue vie.

À mon cher frère : Mohamed

À ma chère sœur : Yousra

À mes cousins

À mes amis

Je dédie ce travail dont le grand plaisir leurs revient en premier lieu pour leurs conseils, aides, et encouragements

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables amis, collègues d'étude et frères de cœur.

Résumé

La maçonnerie non-chainée est l'un des procédés de construction les plus utilisés au monde et en Algérie pour les anciens bâtiments, Généralement, les bâtiments en maçonnerie non-chainée ayant une valeur historique importante, notamment si ces derniers font partie du patrimoine architectural qui nécessite d'être sauvegardé. À cet effet, diverses études sur le comportement et la performance sismique de ce type de structures ont été réalisées dans le monde. Ces études sont généralement trop compliquées à cause du manque de détails en matière des caractéristiques géométriques et matériaux utilisés, mais aussi du comportement complexe des murs en maçonnerie non-chainée.

L'objectif de notre étude est d'évaluer la performance et la vulnérabilité sismique d'un vieux bâtiment en maçonnerie non chainée en Algérie, afin de répondre aux problèmes de ce genre de constructions vis-à-vis des catastrophes naturels tel que le séisme. Une modélisation linéaire par ETABS a été faite afin d'identifier les caractéristiques dynamiques de ce bâtiment. Par la suite, une analyse non linéaire « pushover », en utilisant le logiciel 3Muri a été effectuée afin de déterminer le point de performance et de faire une étude de vulnérabilité sismique. À la fin de ce travail et après la détermination de la courbe de vulnérabilité, on a constaté que ce bâtiment présente une performance sismique très faible, ce qui nécessite un renforcement pour qu'il puisse résister lors des futurs évènements sismiques.

Mots-Clés : maçonnerie non-chainée, identification dynamique, performance sismique, analyse non linéaire, vulnérabilité sismique.

Abstract

Unreinforced masonry is one of the most widely used building processes in the world and in Algeria for old constructions. Generally, unreinforced masonry buildings with significant historical value, especially if they are part of the architectural heritage that needs to be safeguarded. For this purpose, various studies on the behavior and seismic performance of this type of structures have been done around the world. These studies are generally too complicated because of the lack of details in terms of geometric features and materials used, but also the complex behavior of unreinforced masonry walls.

The objective of our study is to evaluate the seismic performance and vulnerability of an old unreinforced masonry building in Algeria. in order to respond to the problems of this type of construction with respect to natural disasters such as the earthquake. A linear modeling was done by ETABS to identify the dynamic characteristics of this building; Then a nonlinear analysis “push-over” using 3Muri software was done to determinate the performance point and make a vulnerability study. At the end of this work and after the determination of the vulnerability curve, it was found that this building has a very low seismic performance, which requires a reinforcement so that it can withstand future events seismic.

Keywords: unreinforced masonry, dynamic identification, seismic performance, nonlinear analysis, seismic vulnerability.

ملخص

البناء الأجوري الغير مدعم من طرق البناء الأكثر استعمالا في العالم، قبل ظهور الطين والخرسانة، لكن هذه البنايات تتميز بضعف مقاومتها للزلازل.

الكثير من البنايات الأجورية تعتبر بنايات تاريخية و تمثل تراث هندسي لذلك يتوجب حمايتها، لهذا السبب أجريت الكثير من الدراسات حول العالم لمعرفة سلوكها و مقاومتها للزلازل. هذه الدراسات غالبا ما تكون معقدة بسبب نقص المعطيات حول بناءها و خصائص المواد المستعملة و كذلك بسبب السلوك المعقد للجدران الصخرية الغير مدعومة.

الهدف من هذا العمل هو تقييم سلوك و هشاشة البناء الأجوري القديم في الجزائر في حالة الزلازل.

للإجابة على إشكالية هذا العمل و التي تتمثل في : كيف يكون سلوك هذا البناء في حالة الزلازل؟ ماهي الشدة الأكبر التي يمكن تحملها؟ قمنا بعمل نموذج خطي باستعمال برنامج إيتابس من أجل تعيين الخصائص الديناميكية للبنية. بعد ذلك أجرينا تحليل غير خطي (بوش أوفر) باستعمال برنامج (3 موري) من أجل تعيين نقطة الأداء والقيام بدراسة الهشاشة.

وفي نهاية هذا العمل وبعد تعيين منحنى الهشاشة ، وجدنا أن صلابة هذا البناء ومقاومته للزلازل ضعيفة لذلك يجب تدعيمه.

الكلمات المفتاحية: البناء الغير مدعم، التحديد الديناميكي، الأداء الزلزالي، تحاليل غير خطية، الضعف الزلزالي.

Table des matières

Remerciement

Résumé

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE :	2
CHAPITRE I : Historique, description architecturale et structurale de l'ouvrage :	4
I-1- Historique de l'ouvrage :	4
I-2- Description architecturale de l'ouvrage :	4
I-3- Description structurale de l'ouvrage :	8
I-3-1- Infrastructure :	8
I-3-2- Superstructure :	8
CHAPITRE II: Etude bibliographique sur les pathologies et la réhabilitation :	10
II-1- Pathologies :	10
II-1-1- Introduction :	10
II-1-2- Dégradations mécaniques :	10
II-1-3- Dégradations Chimiques :	11
II-2- Pathologies structurelles des murs porteurs en maçonnerie traditionnelle :	14
II-2-1- Pathologies coplanaires des parements d'un mur porteur :	14
II-2-2- Pathologie constatée sur le plan transversal aux parements d'un mur porteur :	16
II-3- Méthode de diagnostic :	18
II-3-1- Phase de pré-diagnostic :	18
II-3-2- Phase de collecte des informations :	18
II-3-3- Phase de diagnostic :	19
II-4- Réhabilitation et restauration :	19
II-4-1- Les étaielements :	19
II-4-2- Réparation des murs et des piliers en maçonnerie traditionnelle :	22
II-4-3- Réparation des planchers et des couvertures :	26
CHAPITRE III : Etude bibliographique sur l'analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :	30
III-1- Introduction :	30
III-2- Description de la méthode d'analyse Pushover :	30
III-3- Distribution des charges latérales :	30

III-4- Hypothèse de l'analyse « Push-over » :	31
III-5- But de l'analyse « Push-over » :	32
III-6- Principe de l'analyse « Push-over » :	32
III-6-1- Courbe de capacité :	32
III-7- Etapes de l'analyse Pushover :	33
III-7-1- Construction de la courbe de capacité :	34
III-7-2- Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté :	34
III-7-3- Détermination de la période du système équivalent :	36
III-7-3- Détermination du point de performance :	36
CHAPITRE IV : Modélisation Numérique de la Structure :	41
IV-1- Introduction :	41
IV-2- Présentation du logiciel de calcul EATBS :	41
IV-3- Modélisation de la structure :	41
IV-3-1- Etapes de modélisation :	41
IV-4- Conclusion :	51
CHAPITRE V : Etude de la vulnérabilité sismique de la structure :	53
V-1- Introduction :	53
V-2- Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique :	53
V-2-1- Les méthodes qualitatives :	53
V-2-2- Les méthodes quantitatives :	53
V-2-3- Les méthodes mixtes :	54
V-3- Utilisation de logiciel 3Muri :	54
V-3-1- Description de logiciel :	54
V-3-2- Les étapes de calcul par 3Muri :	57
V-3-3- Détermination du point de performance :	64
V-3-4- Interprétation des résultats :	71
V-4- Solutions proposées :	71
V-5- Conclusion :	71
CONCLUSION GENERALE :	73

Référence bibliographique

Liste des figures

CHAPITRE I : Historique, description architecturale et structurale de l'ouvrage :

Figure I.1. Vue de face de la mosquée (Zahira, 2018).....	5
Figure I.2. Vue de dessus de la mosquée (Zahira, 2018).....	6
Figure I.3. Présentation de la transformation du cloché et rajout du balcon (Zahira, 2018)	6
Figure I.4. L'ancien cœur qui est aujourd'hui le Mihrab et le Minbar [1].....	7
Figure I.5. Coupe de la mosquée avec photos réelles de la toiture (Zahira, 2018).....	7

CHAPITRE II: Etude bibliographique sur les pathologies et la réhabilitation :

Figure II.1. Réactions alcalis-granulats. (Houmeur Mouaadh, 2018)	11
Figure II. 2. Attaques sulfatiques. (Houmeur Mouaadh, 2018).....	12
Figure II. 3. Attaques acides (Houmeur Mouaadh, 2018).....	13
Figure II. 4. Lixiviation. (Houmeur Mouaadh, 2018)	13
Figure II. 5. Exemple de désordres dus à des charges ponctuelles transmises par les poutres maîtresses aux murs d'appui (Kamal Raftani, 2018).....	15
Figure II. 6. Exemple de désordres au niveau d'une partie du mur dus à la déformation d'un élément associé (Kamal Raftani, 2018)	15
Figure II. 7. Exemple de désordres dus à des différences de charges entre murs porteurs transversaux (Kamal Raftani, 2018)	16
Figure II. 8. Exemple désordre à l'intérieur d'un mur se traduit par un bombement partiel de ses parements (Kamal Raftani, 2018).....	17
Figure II. 9. Exemples de désordres dus aux poussées non compensées des éléments arqués (Kamal Raftani, 2018)	18
Figure II. 10. Étais en bois (Kamal Raftani, 2018).....	20
Figure II.11. Exemple d'un dispositif d'étagage utilisant des profilés métalliques (Kamal Raftani, 2018)	21
Figure II.12. Exemple d'un dispositif d'étagage utilisant des éléments métalliques préfabriqués (Kamal Raftani, 2018)	22
Figure II.13. Exemple de cicatrisation de fissure sur façade d'édifice traditionnel (Kamal Raftani, 2018)	23
Figure II.14. Rejointoiement des murs (Kamal Raftani, 2018).....	23
Figure II.15. Tirant appliquer sur des arcs (Kamal Raftani, 2018)	24
Figure II.16. Tirant appliquer sur une voute (Kamal Raftani, 2018).....	25
Figure II.17. Taxidermies avec des armatures en acier (Kamal Raftani, 2018).....	26
Figure II. 18. Contreforts en brique pleine (Kamal Raftani, 2018).....	27
Figure II. 19. Remplacement du bout pourri d'une solive en bois malade avec un morceau de bois neuf (Kamal Raftani, 2018).....	28
Figure II. 20. Division de la portée des poutres (Kamal Raftani, 2018)	29

CHAPITRE III : Etude bibliographique sur l'analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :

Figure III. 1. Différentes formes de distribution des forces latérales.....	31
--	----

Figure III.2. Hypothèse de l'analyse Push over (A.Taleb, 2012).....	32
Figure III.3. Endommagement correspond à la méthode "Push-over" (A.Taleb, 2012).....	33
Figure III.4. Principe de l'analyse Pushover. (BELKACEM, 2018)	34
Figure III.5. Courbe de capacité du système équivalent à 1 seul ddl. (BELKACEM, 2018)	35
Figure III.6. Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité (BELKACEM, 2018).....	36
Figure III.7. Spectre de réponse élastique en format accélération-déplacement. (BELKACEM, 2018)	37
Figure III.8. Déplacement du système équivalent dans le cas de longues et moyennes périodes.	38
Figure III.9. Déplacement du système équivalent dans le cas des périodes courtes. (BELKACEM, 2018).....	38
Figure III.10. Déplacement au sommet de la structure. (BELKACEM, 2018).....	39

CHAPITRE IV : Modélisation Numérique de la Structure :

Figure IV.1. Vue 3D de façade du modèle.	42
Figure IV.2. Vue 3D sur le côté nord-est du modèle.....	43
Figure IV.3. Vue 3D sur le côté sud-ouest du modèle.....	44
Figure IV.4. Vue en plan de la déformée de 1er mode (translation suivant y-y).	46
Figure IV.5. Vue en élévation de la déformée de 1er mode (translation suivant yy).	47
Figure IV.6. Vue en plan de la déformée de 2ème mode (translation suivant xx).	47
Figure IV.7. Vue en élévation de la déformée de 2ème mode (translation suivant x-x).	48
Figure IV.8. Vue en plan de la déformée de 3ème mode (torsion).....	49
Figure IV.9. Vue en élévation de la déformée de 3ème mode (torsion).....	50
Figure IV.10. Formes modales obtenues par l'analyse modale des deux premiers modes.	50
Figure IV.11. Forme modale obtenue par l'analyse modale du 3ème mode.	51

CHAPITRE V : Etude de la vulnérabilité sismique de la structure :

Figure V.1. Types d'éléments qui peuvent les modéliser par 3Muri.	55
Figure V.2. Types de plancher sur 3Muri.	56
Figure V.3. Définition des charges des planchers.....	56
Figure V.4. Vue 3D de modèle en 3Muri.	57
Figure V.5. Propriétés mécaniques de l'élément mur en pierre.....	58
Figure V.6. Propriétés mécaniques de l'élément poteau en brique pleine	59
Figure V.7. Les 24 combinaisons d'analyse.	60
Figure V.8. La fenêtre de l'analyse modale sur le 3Muri	61
Figure V.9. Définition de spectre de réponse sur 3Muri.....	62
Figure V.10. La fenêtre de l'analyse pushover.	62
Figure V.11. Détails des endommagements sur une vue 3D par des codes couleurs.	63
Figure V.12. Signification des codes couleurs.....	63
Figure V.13. Courbes de capacité pour les différentes combinaisons.	64
Figure V.14. Courbes de capacité suivant la direction x.	65
Figure V.15. Courbe de capacité du cas le plus défavorable suivant la direction x.	65
Figure V.16. Courbe de capacité bilinéaire suivant la direction x.	66

Figure V.17. Courbes de capacité suivant la direction y.	66
Figure V.18. Courbe de capacité du cas le plus défavorable suivant la direction y.	67
Figure V.19. Courbe de capacité bilinéaire suivant la direction y.	68
Figure V.20. Point de performance dans la direction X.....	70
Figure V.21. Point de performance dans la direction Y.....	70

Liste des tableaux

CHAPITRE IV : Modélisation Numérique de la Structure :

Tableau IV-1- Les périodes et les fréquences propres de modèle 45

Tableau IV-2- Participations massiques partiels de chaque mode de vibration. 45

Tableau IV-3- Participations massiques cumulées des modes de vibration. 45

CHAPITRE V : Etude de la vulnérabilité sismique de la structure :

Tableau V.1. Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique. 69

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Le patrimoine est l'héritage du passé dont nous profitons aujourd'hui et que nous devons transmettre aux générations à venir. Il est une source de vie et d'inspiration non renouvelable.

Le monument historique est en soit une totalité significative qui renvoie à la mémoire d'un peuple, à son histoire et à sa culture. C'est une œuvre créée de la main de l'homme et édifiée dans le but précis de conserver toujours présent et vivant dans la conscience des générations futures le souvenir de telles actions ou de telles destinées.

Certains de ces biens sont déjà perdus, d'autres sont menacés par l'ignorance, le laisser aller, l'urbanisation non planifiée et le tourisme incontrôlé.

Depuis, la préservation du monument historique est devenue l'affaire de tout le monde. Il est reconnu comme un enjeu de développement et d'identité, et fait partie patrimoine qu'on se doit de protéger, car « ils sont chargés d'un message spirituel du passé.

Face aux menaces auxquelles est exposé le patrimoine culturel et au risque de la perte de la mémoire, des repères historique et de l'identité qu'ils représentent ; le souci de les préserver, de les sauvegarder et de réparer les dommages causés à l'environnement urbain, nous mène au questionnements relatifs à la typologie des approches et interventions sur le patrimoine, ainsi que les méthodes de conservations sachant que la recherche historique ainsi que les relevés sont nécessaires à la connaissance du monument pour pouvoir adapté le choix des restaurations et sauvegarder son authenticité. (Zahira, 2018)

Les structures de génie civil réalisées en maçonnerie sont très concernées par les problèmes de dégradations, de vieillissements, d'agressions diverses, etc... Ces structures étant « plus sensibles », il est indispensable de les protéger efficacement et d'assurer une inspection et un entretien régulier de ces structures.

Le diagnostic est un mot clé lorsqu'il y a présence de pathologies. En effet, si la source du problème est mal diagnostiquée, les réhabilitations préconisées ne correspondront pas réellement à ce qui est nécessaire et l'ouvrage sera toujours soumis aux mêmes attaques.

Pour effectuer un diagnostic, différents moyens d'investigation sont disponibles. On a d'une part les méthodes destructives, pour les structures pouvant être localement dégradées et les méthodes non destructives pour les ouvrages nécessitant d'être préservés tels que les bâtiments classés monuments historiques. (Sena, 2017)

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grands dégâts humains que matérielles. Le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et de là le niveau des dommages structurels est devenu très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques sont insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse Pushover. (GUENA Soufyane, 2018)

-CHAPITRE I-

Historique, description architecturale et
structurale de l'ouvrage

CHAPITRE I : Historique, description architecturale et structurale de l'ouvrage :

I-1- Historique de l'ouvrage :

L'ancienne mosquée (la mosquée de Khadija Umm al-Mu'minin) dont la construction remonte à la période Zianide (13ème siècle après JC), cette mosquée, qui a été construite il y a environ huit (08) siècles, a résisté à tous les facteurs naturels et humains et est restée haute surplombant le cours supérieur de Mazagan sur le golfe d'Arzew à l'ouest et la ville de Mostaganem à l'est, Cette mosquée était, depuis l'Antiquité, un phare pour la science et les savants. Les activités religieuses ont commencé pendant la période Zianide ([1235/1554](#)). L'ancienne mosquée a continué sous le drapeau ottoman et l'état algérien de ses devoirs éducatifs et religieux jusqu'en [1847](#), qui est l'année de la chute de Mostaganem sous l'occupation française qui a transformé l'ancienne mosquée en une église que les Européens ont exploitée pour effectuer leurs rituels religieux jusqu'à l'Algérie a retrouvé sa souveraineté en [1962](#) lorsqu'elle est revenue pour remplir son rôle islamique. Dans les années 80 du siècle dernier, elle s'appelait la mosquée Khadija, la mère des croyants. (Djazair, s.d.)

I-2- Description architecturale de l'ouvrage :

Le bâtiment est orienté Nord-ouest érigé en RDC et minaret de R+2, occupe une assiette d'une surface d'environ 300 m². Ce dernier se trouve à une altitude d'environ 4.00 m par rapport à la rue qu'il y mène.

La façade principale Nord est barrée par un porche fermé par trois arcs dont le central est un arc brisé alors que les latéraux sont en plein cintre. Ces trois arcs sont portés par des poteaux cylindriques. (Zahira, 2018)

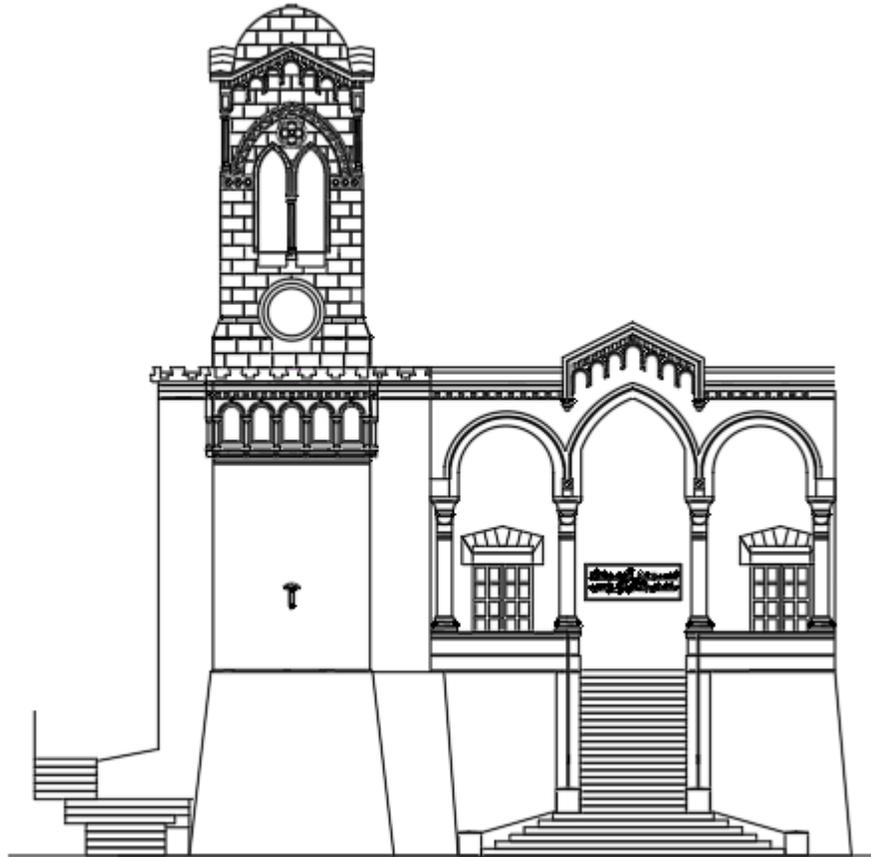


Figure I.1. Vue de face de la mosquée (Zahira, 2018)

L'accès à la mosquée se fait par un escalier central de 25 marches (Zahira, 2018)

Le bâtiment est coiffé d'une toiture en pente (04 pans) couverte de tuiles en terre cuite posées sur une charpente en bois.

- Les espaces intérieurs de la mosquée occupent ceux de l'ancienne église.
- Quelques transformations d'adaptation sue culte musulman et agrandissement sont visible.
- L'ancien cœur fait office aujourd'hui le Mihrab et abrite même le minbar.
- Deux travées sont couvertes par des voutes d'arêtes. (Zahira, 2018)

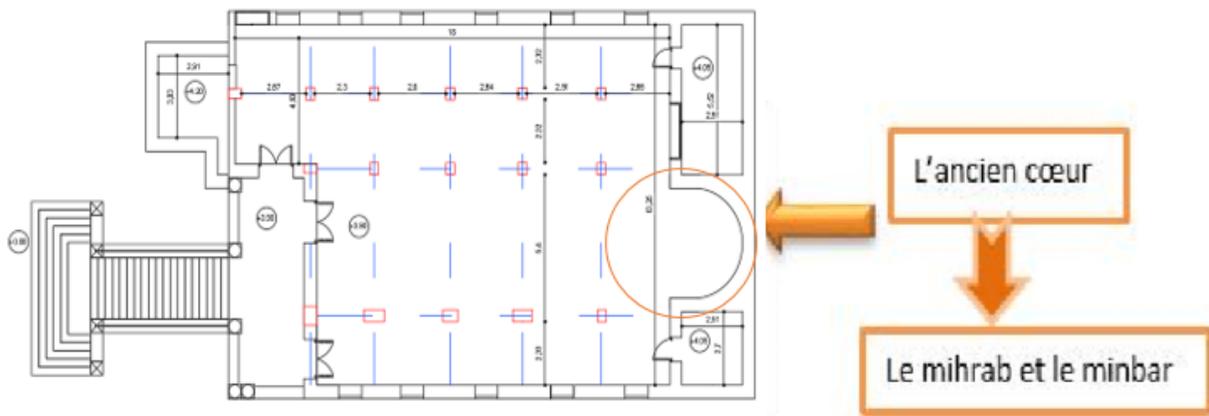


Figure I.4. L'ancien cœur qui est aujourd'hui le Mihrab et le Minbar [1]

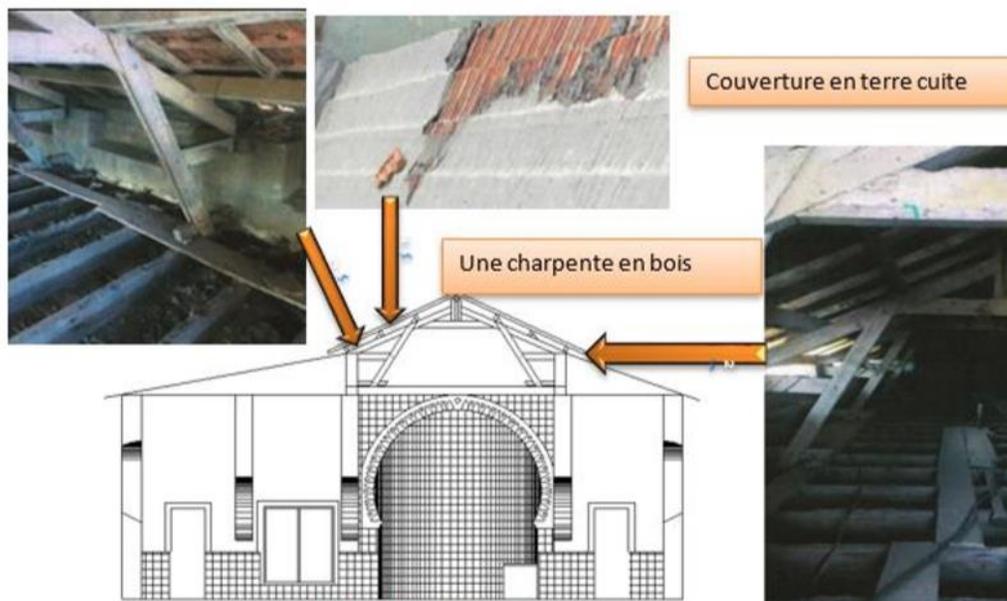


Figure I.5. Coupe de la mosquée avec photos réelles de la toiture (Zahira, 2018)

I-3- Description structurale de l'ouvrage :

Le système structurel de l'ouvrage est en maçonnerie de pierre avec des planchers de différentes formes et différente conception structurelle (plancher en voutains de brique creuse, en forme de champignon et en bois).

I-3-1- Infrastructure :

L'ouvrage est implanté sur un site en forte pente. Cependant en l'absence du rapport géotechnique nous ne pouvons pas prononcer sur les caractéristiques physico-mécaniques et chimiques du sol d'assise. Néanmoins, ce type de construction, nous permet de supposer que le système de fondation retenu est en semelles superficielles en rigole, réalisées en pierres jointoyées par un mortier de chaux et sable sous les murs porteurs en pierres. (Zahira, 2018)

I-3-2- Superstructure :

L'ossature porteuse de la mosquée est constituée de murs porteurs d'épaisseur de 60cm en moellons d'origine gréseuse liaisonnés par un mortier de chaux hydraulique avec des poteaux en maçonnerie de brique pleine à l'intérieur de la mosquée qui supportent ainsi les grands arcs en pierre formant le plancher.

Par ailleurs, deux types de plancher ont été relevé à savoir :

-Au niveau du plancher haut RDC pour la partie cursive.

Le plancher est en voutains avec solives en profilés métalliques de type IPN est le type de plancher qui a été relevé sur la totalité des planchers. Les solives ont une section en IPN 140 et elles sont espacées de 80 cm environ. Leur disposition est variable suivant la petite longueur entre murs. Cependant en général elles sont placées perpendiculairement aux murs porteurs principaux. Les voutains sont réalisés en brique creuse protégées par un enduisage en mortier de chaux. Les solives sont ancrées dans les murs porteurs.

-Au niveau de plancher de la salle de prière ; la couverture est en tuiles reposant sur une charpente en bois, composée de lambourdes, fermes et traverses. (Zahira, 2018)

-CHAPITRE II-

**Etude bibliographique sur les pathologies et la
réhabilitation**

CHAPITRE II: Etude bibliographique sur les pathologies et la réhabilitation :

II-1- Pathologies :

II-1-1- Introduction :

Depuis des siècles, une grande majorité des ouvrages ont été construits en pierre. Les pathologies observées sur ce matériau sont complexes et variées et sont très fréquemment en relation avec l'eau.

L'étude d'ouvrages anciens encore utilisés et confrontés à l'action de l'eau constitue donc un des points essentiels de la problématique de pérennisation des constructions du génie civil.

De manière générale et encore plus particulièrement dans le cadre de la politique de développement durable actuelle, ils doivent donc être pérennisés. Cette démarche ne peut se faire qu'au moyen d'une bonne compréhension des mécanismes de vieillissement qui l'affectent, résultat de la réponse de l'ouvrage aux contraintes auxquelles il est soumis.

C'est dans cette optique que s'inscrit le diagnostic d'un ouvrage. À partir du moment où une pathologie est apparue, même si cela ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage, il est important de diagnostiquer d'une part d'où vient le problème, mais à quel degré il affecte l'édifice. Dans un second temps, il est nécessaire de supprimer le problème à la source et de réparer l'ouvrage. (Houmeur Mouaadh, 2018)

II-1-2- Dégradations mécaniques :

Ces désordres se manifestent fréquemment par l'apparition de fissures, éventuellement aggravées par une déformation inacceptable de la structure. Lorsque des contraintes brusques, comme un impact ou une explosion, provoquent une dislocation plus ou moins importante de la maçonnerie (pierre), le lien entre les dégâts et leur cause est généralement évident. Avant de procéder à des réparations, on s'assurera toutefois que d'autres mécanismes de dégradation actifs ne doivent pas être traités au cours des travaux. (Houmeur Mouaadh, 2018)

II-1-3- Dégradations Chimiques :

II-1-3-a- Réactions Alcalis-Granulats (RAG)

La réaction alcalis-granulats (RAG) résulte d'une interaction entre les alcalis du béton (Provenant du ciment, des additions, des adjuvants, ...) et des granulats potentiellement réactifs (c'est-à-dire sensibles aux alcalis) qui contiennent de la silice réactive (acide silicique) se présentant sous forme d'opale, de calcédoine, de cristobalite, de tridymite et de quartz cryptocristallin. C'est la raison pour laquelle on parle également de réaction alcalissilice. (Houmeur Mouaadh, 2018)



Figure II.1. Réactions alcalis-granulats. (Houmeur Mouaadh, 2018)

II-1-3-b- Attaques Sulfatiques :

Les sulfates en provenance de l'environnement (terres, milieu aqueux) peuvent réagir avec le béton ou la maçonnerie pour former de l'ettringite (sel de Candlot). Cette cristallisation s'accompagne d'une expansion très importante (Zahira, 2018) et peut se produire aussi bien durant la phase plastique du durcissement (ettringite primaire) qu'après le durcissement (ettringite secondaire). (Houmeur Mouaadh, 2018)



Figure II. 2. Attaques sulfatiques. (Houmeur Mouaadh, 2018)

II-1-3-c- Attaques acides :

Le béton présente un caractère basique élevé induit par les composés hydratés de la pâte de ciment (la phase interstitielle contenue dans le béton a un pH très élevé).

Il peut donc présenter une certaine réactivité vis-à-vis des solutions acides telles que les pluies acides, les eaux naturelles chargées en dioxyde de carbone, les eaux résiduaires, les eaux des industries agroalimentaires ou industrielles contenant des acides organiques, les eaux chargées en acides minéraux, mais aussi les eaux pures. (Houmeur Mouaadh, 2018)



Figure II. 3. Attaques acides (Houmeur Mouaadh, 2018)

II-1-3-d- Lixiviation :

Dans une structure exposée à l'air ambiant, l'eau ne s'évapore que sur une épaisseur limitée à quelques centimètres.

Les pores sont saturés lorsque le matériau est en contact de manière prolongée avec l'eau. Des ions en provenance du milieu extérieur peuvent alors transiter, dans la phase liquide interstitielle du matériau. En fonction de la nature des éléments chimiques qui pénètrent dans le matériau, il peut en résulter des réactions chimiques de dissolution/précipitation et donc une lixiviation progressive des hydrates. Les eaux pures ou très peu chargées ont un grand pouvoir de dissolution, elles peuvent dissoudre les constituants calciques du matériau (la portlandite notamment). (Houmeur Mouaadh, 2018)



Figure II. 4. Lixiviation. (Houmeur Mouaadh, 2018)

II-1-3-e- Cycles du gel-dégel :

En l'absence de mesures appropriées, le bétonnage en période hivernale peut donner lieu à des dégâts de gel. La formation de glace conduit en effet à la dilatation de l'eau présente dans le béton frais.

Dans un béton encore plastique, ce gonflement s'opère librement ; une fois durci, le béton ne présentera aucun dégât apparent, mais sera de mauvaise qualité. Dans un béton jeune déjà durci, le gonflement est entravé et des tensions internes apparaissent. Si le matériau n'a pas développé de résistance suffisante, les dégâts se manifesteront par un écaillage de la surface (le plus souvent en plusieurs couches). (Houmeur Mouaadh, 2018)

II-2- Pathologies structurelles des murs porteurs en maçonnerie traditionnelle :

II-2-1- Pathologies coplanaires des parements d'un mur porteur :

La principale caractéristique de ces pathologies réside dans le fait que les dommages, sous forme de fissures ou de tassements, apparaissent sur les parements superficiels et traversent généralement un élément de part en part. (Kamal Raftani, 2018)

II-2-1-a- Désordre dû à une mauvaise répartition des charges verticales sur un mur porteur :

Ce type de pathologie apparaît sur les parties d'un mur porteur recevant les charges verticales de son propre poids et celle des planchers exerçant une forte compression qui dépasse la contrainte de compression admissible au niveau de la zone sollicitée. (Kamal Raftani, 2018)

II-2-1-b- Désordre dû à des charges ponctuelles :

Ce type de pathologie apparaît généralement dans le cas d'un élément structurel (en général une poutre ou une console) qui exerce une contrainte concentrée sur un point du mur porteur en l'absence d'un élément d'appui permettant de reprendre les charges et de les redistribuer sur une partie plus large du mur en question. (Kamal Raftani, 2018)



Figure II. 5. Exemple de désordres dus à des charges ponctuelles transmises par les poutres maîtresses aux murs d'appui (**Kamal Raftani, 2018**)

II-2-1-c- Désordre dû à la déformation d'un élément associé :

Le manque de rigidité d'un élément associé (linteau en bois au-dessus d'une porte ou d'une fenêtre par exemple) peut causer la déformation d'une partie du mur selon un schéma singulier de fracture. (**Kamal Raftani, 2018**)

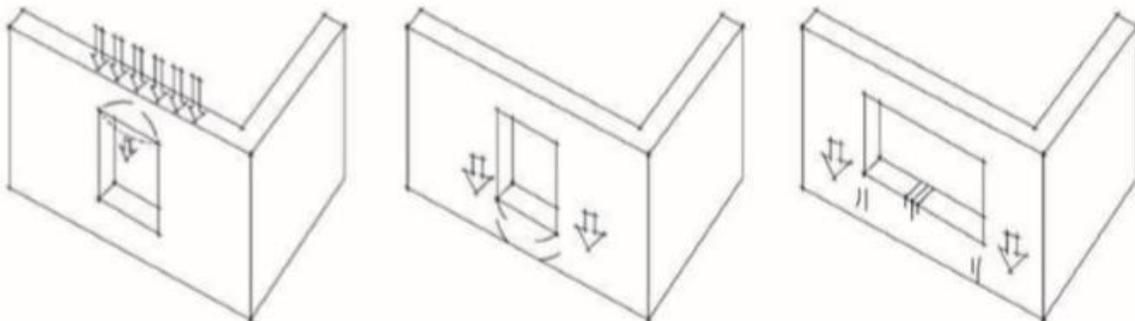


Figure II. 6. Exemple de désordres au niveau d'une partie du mur dus à la déformation d'un élément associé (**Kamal Raftani, 2018**)

II-2-1-d- Désordres dus à des différences de charges entre des murs transversaux :

La présence d'une fracture verticale dans l'angle formé par le mur supportant la charge du plancher et le mur transversal est généralement due à la différence de charges entre les deux.

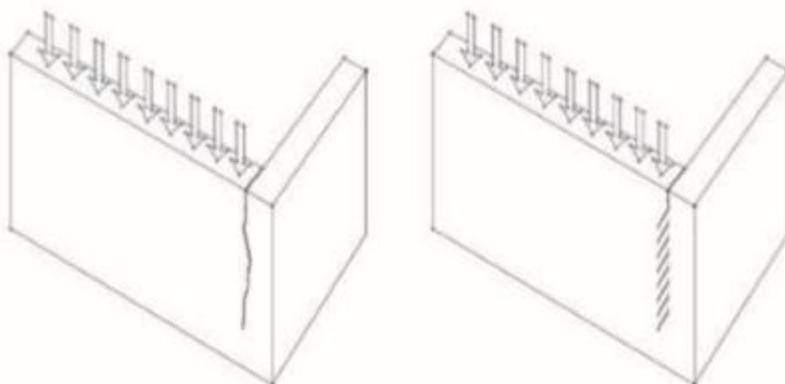


Figure II. 7. Exemple de désordres dus à des différences de charges entre murs porteurs transversaux (Kamal Raftani, 2018)

II-2-1-e- Désordre dû aux mouvements sismiques :

Les murs des bâtiments traditionnels, à base de maçonnerie traditionnelle (pierre ou briques pleines), présentent une faible résistance aux efforts de cisaillement causés par les secousses multidirectionnelles caractéristiques des mouvements sismiques. La manifestation caractéristique de ce type de désordre sur un mur est la présence de fissures en croix au niveau des pans du mur situé entre les ouvertures. (Kamal Raftani, 2018)

II-2-2- Pathologie constatée sur le plan transversal aux parements d'un mur porteur :

Ces pathologies qui affectent le plan transversal (partie invisible) d'un mur porteur se manifestent sous la forme de déformations des parements extérieurs du mur en question.

II-2-2-a- Fractures verticales au niveau des sections transversales des murs :

Ce type de désordre est fréquent dans le cas de murs porteurs composés de deux ou plusieurs couches verticales de maçonneries dont les pièces n'ont pas été parfaitement imbriquées les unes avec les autres ou dont la constitution interne n'est pas homogène. Sous l'effet d'un excès de compression, les couches verticales du mur réagissent indépendamment les unes des autres, ce qui entraîne l'apparition d'une fracture verticale interne qui tend progressivement à partager le mur en deux. (Kamal Raftani, 2018)



Figure II. 8. Exemple désordre à l'intérieur d'un mur se traduisent par un bombement partiel de ses parements (**Kamal Raftani, 2018**)

II-2-2-b- Ecrasements et bombements des façades :

Ce type de désordre est l'aboutissement d'un long processus de déformation dus aux effets prolongés des sollicitations verticales ou horizontales sur les matériaux constituant les murs porteurs en maçonnerie ou en pisé. Les écrasements de façades sont généralement causés par des poussées des couvertures, des déplacements des fondations ou des effets de l'humidité et de la température. De leur côté, les bombements des murs de façades sont, généralement, la conséquence de processus de déformation lente des matériaux du mur sous l'effet de charges transmises par la toiture et par les planchers. (Kamal Raftani, 2018)

II-2-2- c- Désordre généré par la poussée des éléments arqués :

Les poussées générées par un élément arqué (arc, voûte, ...) sur les parties du mur servant d'appuis peut entraîner, dans le cas où ces efforts ne sont pas compensés, la formation de désordres qui peuvent affecter aussi bien le mur que l'élément arqué lui-même. (Kamal Raftani, 2018)

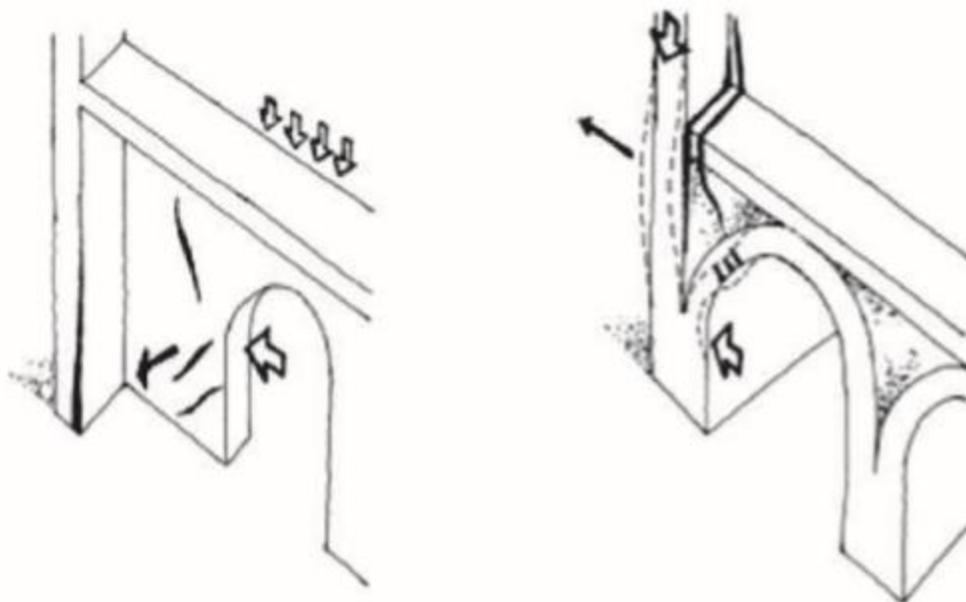


Figure II. 9. Exemples de désordres dus aux poussées non compensées des éléments arqués
(Kamal Raftani, 2018)

II-3- Méthode de diagnostic :

II-3-1- Phase de pré-diagnostic :

La phase du pré-diagnostic est une étape primordiale de la connaissance du bâtiment. Elle repose sur une première approche globale de l'édifice basée sur la reconnaissance de son système constructif et la détermination de l'état de conservation des éléments et matériaux qui le composent, à travers l'observation visuelle des problèmes et maux qui les affectent. La première visite du bâtiment devra permettre d'arrêter les actions à mener d'urgence en vue de sécuriser l'édifice et éviter les accidents éventuels, assurer son accessibilité à l'équipe du projet (notamment dans le cas où le bâtiment en question est désaffecté et fermé), etc. (Kamal Raftani, 2018)

III-3-2- Phase de collecte des informations :

Il s'agit lors de cette phase de collecter l'ensemble des informations nécessaires à l'établissement du diagnostic sanitaire complet de l'édifice. Ceci englobe, entre autres, les informations découlant des études documentaires, historiques et archéologiques qui s'avèrent souvent très précieuses pour une bonne compréhension du bâtiment et des transformations qu'il a subies tout au long de son histoire. Toutefois, cette phase de collecte des données s'intéresse en particulier aux informations issues de l'analyse constructive et structurelle qui comprend, à titre non limitatif, l'investigation du système constructif et la reconnaissance physico-constructive de tous les éléments qui le constituent, l'identification des matériaux et le relevé des altérations et des attaques des insectes xylophages, la vérification des descentes de charges et du parcours de l'évacuation des eaux, etc. La collecte des informations détaillées sur l'état de conservation du bâtiment est faite par le biais d'une inspection précise de l'édifice.

Les informations réunies sur les pathologies qui affectent le bâtiment sont reportées graphiquement sur le relevé géométrique qui peut être réalisé manuellement ou par un topographe.

La transposition des problèmes et désordres sur les plans et élévations du relevé géométrique permet de faire une analyse d'ensemble du cadre de pathologies de tout le bâtiment, et d'éviter ainsi de tirer des conclusions hâtives qui pourraient découler d'une observation d'un désordre isolé hors du contexte global de l'édifice et de son environnement immédiat. (Kamal Raftani, 2018)

III-3-3- Phase de diagnostic :

Lors de cette phase ultime du processus de diagnostic d'un bâtiment traditionnel, il s'agit d'analyser, de manière approfondie, l'ensemble des informations collectées, de tirer les conclusions sur le bilan sanitaire de l'édifice et, enfin, de formuler les recommandations relatives aux actions à mener en vue du traitement des problèmes pathologiques identifiés. (Kamal Raftani, 2018)

L'inspection du bâtiment doit se dérouler selon une approche graduelle adéquate qui va du général au détail, de l'extérieur vers l'intérieur. Les informations collectées lors de l'inspection du bâtiment sont généralement recueillies dans une ou plusieurs fiches d'inspection.

II-4- Réhabilitation et restauration :

Elle concerne l'amélioration de l'habitat existant. Elle peut être légère (installation de l'équipement sanitaire, électricité, chauffage), moyenne, ou lourde.

C'est la mise en conformité d'un patrimoine architectural et urbain déconsidéré (habitations et immeubles vétustes, îlots, quartiers...) aux normes de confort de tout type, d'hygiène et de sécurité en vue de leur réutilisation. La réadaptation à de nouveaux usages doit se faire en conservant les principales caractéristiques patrimoniales des édifices. Bien qu'elle présente certaines difficultés, elle est jugée plus économique que la restauration ou la rénovation. (Sena, 2017)

II-4-1- Les étaitements :

L'opération d'étaielement doit précéder toute action de restauration dans un édifice dégradé. Elle intervient à une phase préalable du projet pour stabiliser les structures de l'édifice, et permettre ainsi un accès sécurisé aux différents intervenants. Ce n'est qu'après l'étaielement des structures de l'édifice que les premières opérations programmées dans le cadre du projet peuvent être lancées (levé topographique, relevés architecturaux, diagnostic des structures, etc.), jusqu'à arriver à la phase ultime de réalisation des travaux de restauration. (Kamal Raftani, 2018)

II-4-1-a- Dispositions générales :

L'étendue temporelle du caractère provisoire d'un dispositif d'étaielement est très variable. Elle peut être de courte durée (ex. étayage partiel d'un édifice le temps de remplacer un élément de la structure), comme elle peut rester en place pendant plusieurs années (ex. étayage d'un édifice menaçant ruine par sécurité en attendant des crédits). La conception de l'étaie ne sera pas la même dans les deux cas. Un étaie sert à maintenir un état existant, généralement déformé. Il permet le

maintien des murs et des plancher et permet ainsi la reprise en sous-œuvre des fondations, la réfection des maçonneries, le remplacement et la réparation des planchers, etc., l'objectif étant de soulager les parties à réfectionner ou à remplacer du poids et des charges dues aux autres parties du bâtiment. (Kamal Raftani, 2018)

II-4-1-b- Les matériaux constitutifs des étais :

1- Le bois :

Le bois est le matériau le plus utilisé pour les étais en raison de son coût relativement raisonnable. Le bois à utiliser pour les étais doit être le plus sec possible pour limiter son rétrécissement par séchage, comme il doit être assez souple pour permettre une meilleure répartition des efforts entre les divers éléments de l'étais. Les bois cassants, comme le peuplier, sont à éviter.

Pour fabriquer des pièces de grande longueur en utilisant des bois du commerce, on place les madriers bout à bout sur plusieurs épaisseurs, puis on les liaisonne entre eux pour former une pièce rigide à l'aide de boulons ou en utilisant un système de serrage. (Kamal Raftani, 2018)

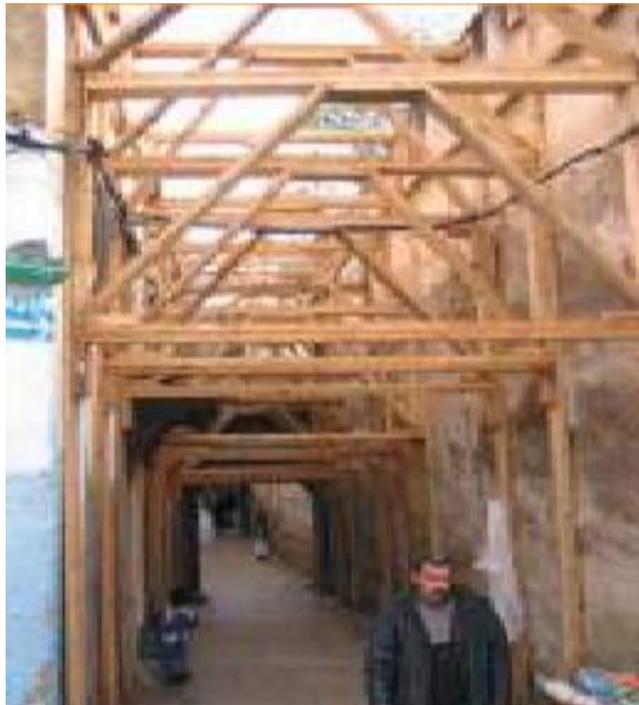


Figure II. 10. Étais en bois (Kamal Raftani, 2018)

2- L'acier :

Bien que l'acier possède une résistance très supérieure à celle du bois, ce dernier reste le matériau le plus utilisé pour réaliser les étais en raison de sa facilité d'emploi.

Les étais en acier sont utilisés sous deux formes :

a- Profilés métalliques :

On utilise généralement les profilés métalliques dans des cas où la solidité du bois serait insuffisante (pièce travaillant en flexion par exemple).



Figure II.11. Exemple d'un dispositif d'échafaudage utilisant des profilés métalliques (**Kamal Raftani, 2018**)

b- Éléments préfabriqués :

Il existe, dans le commerce, des éléments préfabriqués prismatiques en tubes d'acier qui s'emboîtent les uns au bout des autres, permettant de réaliser de grands éléments pouvant servir de poteaux, de contrefiches, etc. (Kamal Raftani, 2018)



Figure II.12. Exemple d'un dispositif d'échafaudage utilisant des éléments métalliques préfabriqués (**Kamal Raftani, 2018**)

II-4-2- Réparation des murs et des piliers en maçonnerie traditionnelle :

Les techniques de réparation des désordres affectant les murs et les piliers dans les bâtiments traditionnels sont variées. Le choix de l'une ou l'autre de ces techniques est conditionné par plusieurs facteurs : la nature et les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction (briques pleines, pierre, pisé, etc.), les causes ayant conduit aux désordres, etc.

II-4-2-a- Substitution partielle (remplacement de la partie dégradée) :

La partie affectée du mur ou du pilier est reconstruite avec le même matériau (brique pleine ou pierre). Dans le cas où le mur est en pisé, on peut reconstruire la partie dégradée (généralement le soubassement du mur) en utilisant de la brique pleine. L'intervention passe par l'échafaudage et le démontage de la partie affectée, qui est ensuite reconstruite en utilisant les mêmes matériaux et techniques de construction. (Kamal Raftani, 2018)

II-4-2-b- Réparation des fissures :

1- La cicatrization :

La méthode de cicatrization des fissures consiste à désassembler la maçonnerie des deux côtés de la fissure pour la remonter en colmatant l'ouverture créée au démontage, et ce, en utilisant les mêmes matériaux et techniques traditionnelles que lors de la mise en œuvre. (Kamal Raftani, 2018)



Figure II.13. Exemple de cicatrization de fissure sur façade d'édifice traditionnel (**Kamal Raftani, 2018**)

2- Les agrafes :

Une autre technique de réparation des fissures dans les murs, moins utilisée que la précédente, est celle qui consiste à intercaler entre les lèvres de la fissure des agrafes métalliques faisant office de sutures. (Kamal Raftani, 2018)

3- Le rejointoiement :

C'est une technique qui consiste à rejointoyer au mortier à base de chaux les joints entre les éléments de maçonnerie détériorés par l'érosion ou par des racines de plantes. L'opération de rejointoiement englobe le curetage des joints existants sur une certaine profondeur, puis leur remplissage avec un nouveau mortier à base de chaux. (Kamal Raftani, 2018)

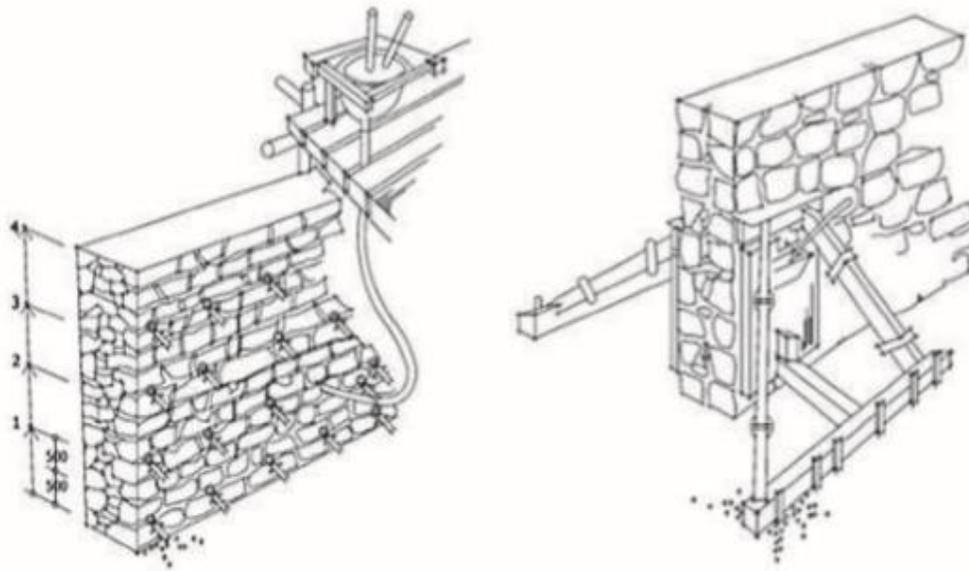


Figure II.14. Rejointoiement des murs (Kamal Raftani, 2018)

4- Le chaînage par éléments métalliques :

La technique de chaînage consiste à installer des ceintures ou des courroies sur le pourtour de murs structurants fermés en maçonnerie traditionnelle d'un bâtiment ou sur ses piliers, afin de les rendre plus robustes et d'augmenter leur résistance. C'est une technique ancienne que l'on retrouve dans beaucoup d'édifices historiques en Italie, le plus célèbre étant le Colisée romain. Les éléments de chaînage étaient généralement fabriqués en fer ou en acier. Aujourd'hui on trouve sur le marché des bandes en fibre de carbone qui remplissent le même rôle. (Kamal Raftani, 2018)

5- Les tirants :

Cette méthode consiste à disposer des éléments linéaires appelés tirants, qui vont exercer des tractions pour freiner l'effondrement des murs ou leurs déformations progressives transversalement à leur plan.

Les tirants sont en principe constitués d'un câble d'acier et fixés à deux murs opposés par des pièces spécifiques d'ancrage qui évitent l'évolution de leur écartement.

L'un des deux éléments d'ancrage, au moins, devra intégrer la possibilité d'un réglage périodique de la tension pour compenser les effets de l'allongement éventuel du tirant. (Kamal Raftani, 2018)



Figure II.15. Tirant appliqué sur des arcs (Kamal Raftani, 2018)

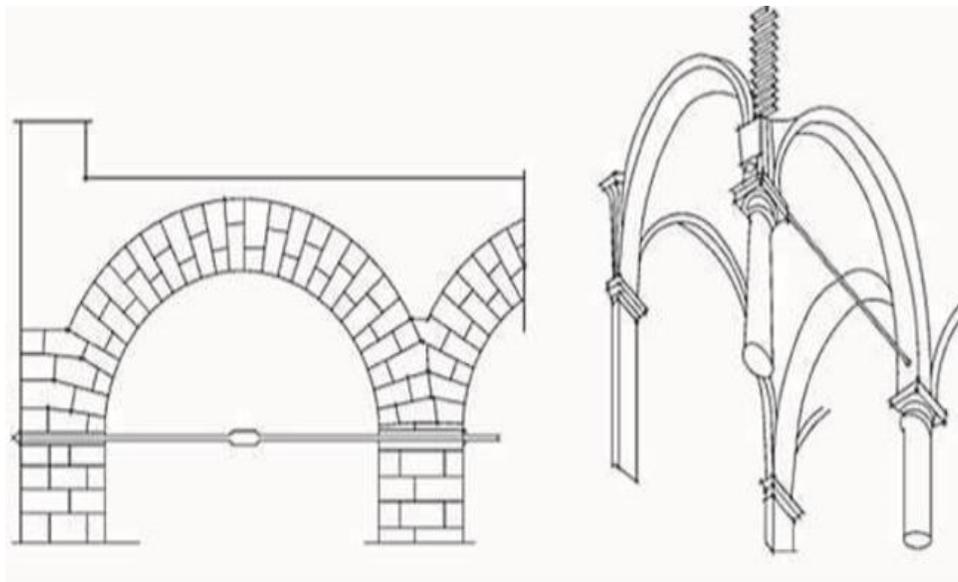


Figure II.16. Tirant appliqué sur une voûte (Kamal Raftani, 2018)

6- Taxidermies avec des armatures en acier :

Il s'agit d'une technique de renfort qui consiste à insérer des armatures en acier à l'intérieur des murs malades en maçonnerie de briques pleines ou de pierre, de façon à augmenter leur solidité et leur résistance. On utilise généralement un produit adhérent à base époxydique pour assurer le contact entre les armatures d'acier et le matériau du mur à renforcer. (Kamal Raftani, 2018)

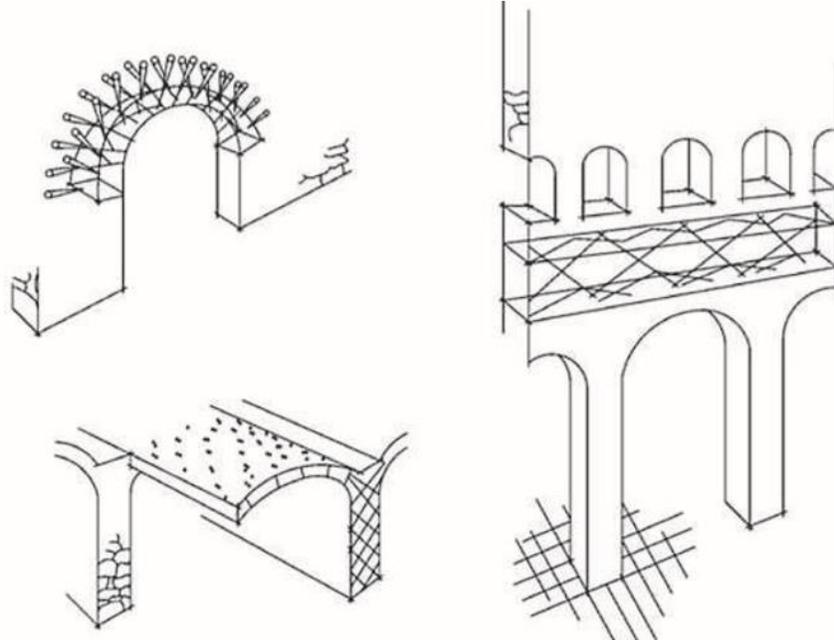


Figure II.17. Taxidermies avec des armatures en acier (Kamal Raftani, 2018)

7- Les contreforts :

Lorsque la structure existante du bâtiment traditionnel n'est pas en mesure d'absorber les tensions ponctuelles générées par les sollicitations inclinées créées dans le mur (poussées des voûtes et des arcs par exemple), des contreforts en maçonnerie (de pierre ou de briques pleines) peuvent être mis en place en vue d'absorber ces efforts et les transmettre au terrain à travers leur section. (Kamal Raftani, 2018)

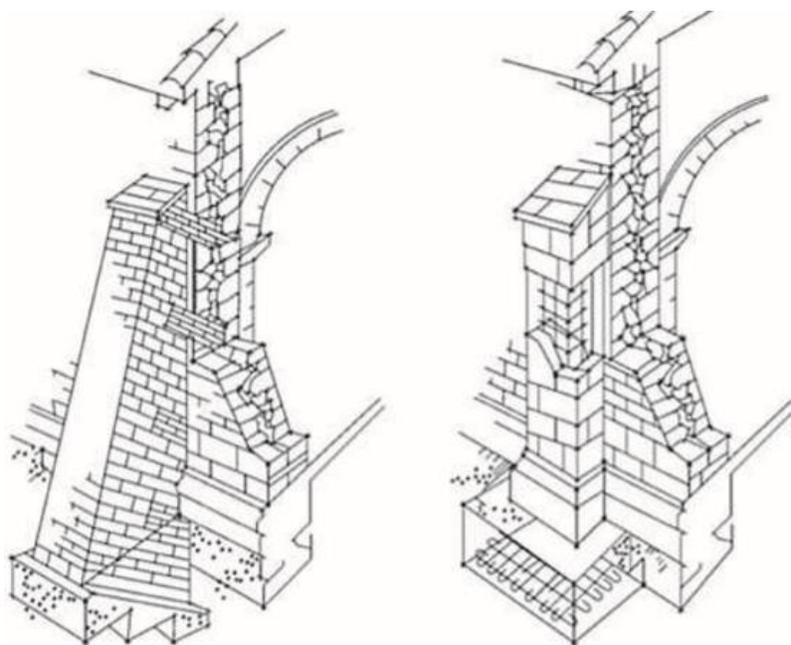


Figure II. 18. Contreforts en brique pleine (Kamal Raftani, 2018)

II-4-3- Réparation des planchers et des couvertures :

Les causes de dégradation des planchers traditionnels peuvent être liées à l'attaque d'agents biotiques, au fluage du bois ou à des déficiences de la structure du plancher sous l'effet de sollicitations mécaniques causées par les charges (ou surcharges) supportées par le plancher.

Le choix de la méthode d'intervention pour réparer un plancher traditionnel doit se baser sur un bon diagnostic des causes à l'origine des désordres constatés et sur de la connaissance préalable des conditions de l'utilisation future du plancher (charges d'exploitation, etc.).

II-4-3-a- Remplacement des appuis des poutres et solives en bois :

Dans un plancher traditionnel, les parties les plus sollicitées par les attaques biotiques, notamment à cause de la présence d'humidité, sont les appuis des poutres et des solives en bois qui sont encastrées dans les murs.

Dans ce cas de figure, et en fonction du diagnostic établi et de la détermination de l'étendue du désordre constaté (problème concernant quelques solives isolées ou une ligne d'appuis contigus), on pourra choisir la solution qui s'adapte le mieux à la situation. L'une des solutions consisterait à remplacer les appuis dégradés par des éléments de substitution façonnés dans la même essence de bois, et ce, après avoir pris soin de bien nettoyer et traiter les parties malades des solives (ou des poutres). Le traitement curatif du bois peut être fait en utilisant une solution de traitement Xylophène. La longueur des éléments de substitution en bois des appuis malades et le type d'assemblage choisi pour les relier aux bois anciens sont des éléments fondamentaux pour garantir

la solidité des solives et leur permettre de continuer à assurer leur fonction structurelle. (Kamal Raftani, 2018)



Figure II. 19. Remplacement du bout pourri d'une solive en bois malade avec un morceau de bois neuf (Kamal Raftani, 2018)

II-4-3-b- Renforcement des poutres et solives en bois :

La déformation en flèche excessive des planchers traditionnels sous l'effet des charges supportées est très fréquente dans les édifices anciens.

L'une des solutions pour faire face à ce désordre consiste à ajouter de nouveaux éléments en bois ou en profilés métalliques, qui vont collaborer à l'absorption des efforts sollicitant la poutre ou les solives. Ces éléments de renfort peuvent, selon le cas, avoir une position latérale, supérieure ou inférieure par rapport à l'élément à renforcer.

Pour fixer les éléments de renfort avec les poutres ou les solives malades, on utilise des goujons qui traversent ces éléments à renforcer. (Kamal Raftani, 2018)

II-4-3-c- Division de la portée des poutres et solives d'un plancher soumis à une tension de flexion excessive :

Pour absorber les tensions de flexion introduites par les surcharges sur les poutres et solives d'un plancher traditionnel et réduire les déformations dues au fluage du bois, une solution simple et efficace consiste à diviser la portée de ces éléments structurels en plaçant une (ou plusieurs) poutre transversale en bois ou en acier sur la partie inférieure.

Il faut, dans ce cas, assurer de bons appuis pour la poutre transversale (par exemple, des piliers spécifiques avec une bonne assise sur le sol).



Figure II. 20. Division de la portée des poutres (**Kamal Raftani, 2018**)

II-4-3-d- Intervention sur les arcs, les voûtes et les coupoles :

Parmi les solutions qui existent pour renforcer les éléments structurels arqués, nous avons cité précédemment les tirants métalliques qui, placés au niveau des parties tractées de l'extrados, permettent d'étayer les arcs et les voûtes. D'autres solutions permettent de renforcer les voûtes et les coupoles. On peut par exemple renforcer certaines voûtes à l'aide de chaînages périphériques en acier ou en béton armé. Toutefois, le choix de la méthode de renfort doit respecter l'intégrité de la structure traditionnelle et garantir la réversibilité de l'intervention.

-CHAPITRE III-

Etude bibliographique sur l'analyse statique
non linéaire (PUSHOVER)

CHAPITRE III : Etude bibliographique sur l'analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :

III-1- Introduction :

Les structures subissent des déformations importantes inélastiques en vertu d'un fort séisme. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure changent avec le temps. Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques Inélastique aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyse inélastique essentiellement comprennent l'analyse non linéaire « time history » et l'analyse statique non linéaire qui est également connu à l'instar de l'analyse par la méthode de Pushover. L'analyse non linéaire « time history » est la méthode la plus précise pour prédire la force et les déformations à différents éléments de la structure. Cependant, l'utilisation de l'analyse non linéaire « time history » est limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de l'analyse non linéaire « time history » peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique. L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, était la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux. (A.El ghoulbzouri, 2015)

Le calcul statique non-linéaire en poussée progressive (ou pushover) représente une alternative très intéressante, elle permet d'évaluer les mécanismes d'effondrement attendus et la distribution des dommages dans la construction. La relation avec le problème dynamique est assurée par la définition d'un déplacement cible, déplacement maximal atteint par la structure. La procédure de la performance est fondée sur deux mots clés sont la demande et la capacité. La demande est une représentation du mouvement du sol. La capacité est une représentation de la capacité de la structure de résister à la demande. La performance dépend d'une manière que la capacité est capable de gérer la demande. En d'autres termes, la structure doit avoir la capacité de résister aux demandes sismiques. Les procédures d'analyse non-linéaire simplifiées utilisent la méthode pushover, qui nécessitent le développement d'une courbe push-over en appliquant d'abord des charges gravitaires et ensuite des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur. (A.El ghoulbzouri, 2015)

III-2- Description de la méthode d'analyse Pushover :

La méthode d'analyse Pushover est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure soumise à des forces latérales augmentent de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint. L'analyse statique non linéaire Pushover se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant

d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure. À deux ou à trois modèles tridimensionnels incluant dans les diagrammes bilinéaires ou tri linéaires de charge-déformation de tous les éléments de la structure résistant aux forces latérales, créent des charges de gravité et les appliquent ensuite. Le modèle de charge latérale prédéfini est distribué, d'abord sur la hauteur du bâtiment et il est ensuite appliqué. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à une certaine performance. (A.El ghoulbzouri, 2015)

III-3- Distribution des charges latérales :

Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse « Push-over ». La forme des actions sismiques appliquées à la structure est en règle générale, triangulaire ou trapézoïdale. (A.Taleb, 2012)

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure. Il suffit alors de considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle. Comme résultat, la courbe de capacité est dressée représentant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet. (A.Taleb, 2012)

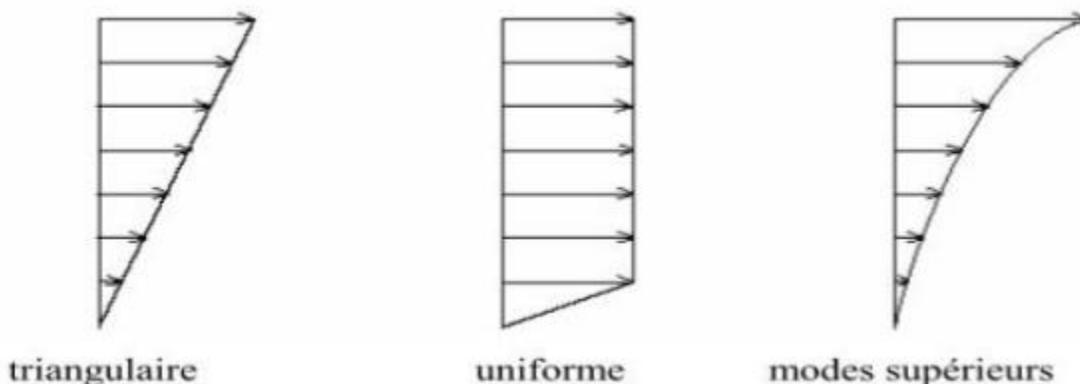


Figure III. 1. Différentes formes de distribution des forces latérales

III-4- Hypothèse de l'analyse « Push-over » :

L'analyse statique non-linéaire « push-over » est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (PDDL), peut être approximativement égal à la réponse d'un système à un seul degré de liberté (SDDL) équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. (BENDOUHOU Anissa, 2017)

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bon résultat concernant la réponse sismique (déplacement maximale), donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. (A.Taleb, 2012)

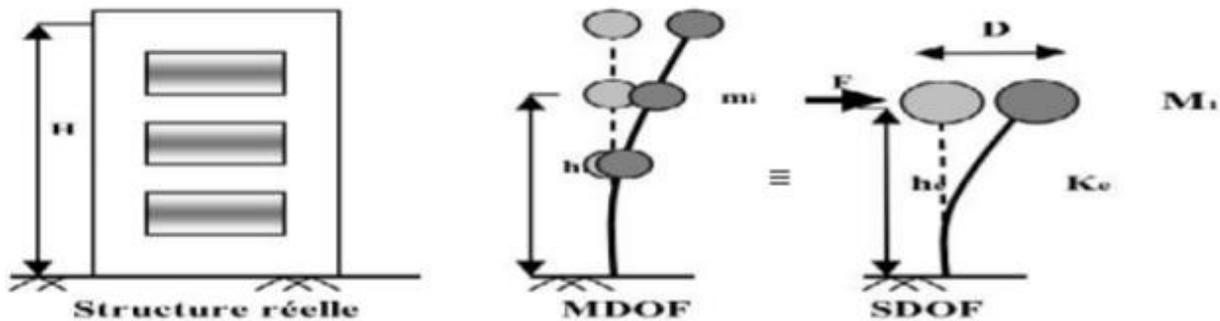


Figure III.2. Hypothèse de l'analyse Push over (A.Taleb, 2012)

III-5- But de l'analyse « Push-over » :

Le but de l'analyse « Push-over » est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer la performance attendue d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt. L'évaluation est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, y compris les déplacements entre les niveaux, les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages. L'analyse statique non linéaire « Push-over », peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes, en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient d'une manière approximative de la redistribution des forces internes qui se produit lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être résistées par un comportement structural linéaire élastique. (A.Taleb, 2012)

L'analyse « Push-over » est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse du bâtiment qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. (A.Taleb, 2012)

III-6- Principe de l'analyse « Push-over » :

Le principe de la méthode d'analyse «push-over » consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non-linéaire en poussée progressive «push-over» avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme «spectre de réponse ». (A.Taleb, 2012)

L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique. (Eddine, 2012)

III-6-1- Courbe de capacité :

Le calcul non-linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base de la structure, en fonction du déplacement de celui-ci. La

courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non-linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture "défaut de résistance".

La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe. (GUENA Soufyane, 2018)

Les dommages que peut subir une structure sous un chargement en poussée progressive sont présentés sur la **Figure III.3**.

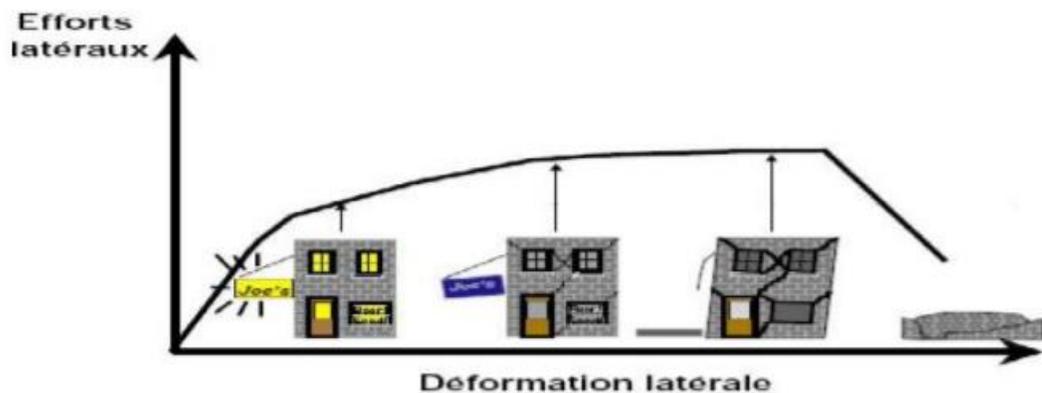


Figure III.3. Endommagement correspond à la méthode "Push-over" (A.Taleb, 2012)

- **Premier niveau :** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel ou bien de non endommagement.
- **Deuxième niveau :** correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **Troisième niveau :** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.
- **Quatrième niveau :** la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance. (Sena, 2017)

III-7- Etapes de l'analyse Pushover :

Les résultats de l'analyse Push-Over est une courbe de « Capacité » et le « point de performance » de la structure. La courbe de Capacité qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (V) et le déplacement de contrôle (d), qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement du toit du bâtiment. (Belkacem, 2018)

III-7-1- Construction de la courbe de capacité :

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe Pushover. La courbe Push-Over est obtenue avec un chargement latéral incrémental de la structure jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible (figure III.4). La courbe consiste en la représentation de la force latérale totale en fonction du déplacement dans un certain point de contrôle (généralement au niveau supérieur du bâtiment). (Belkacem, 2018)

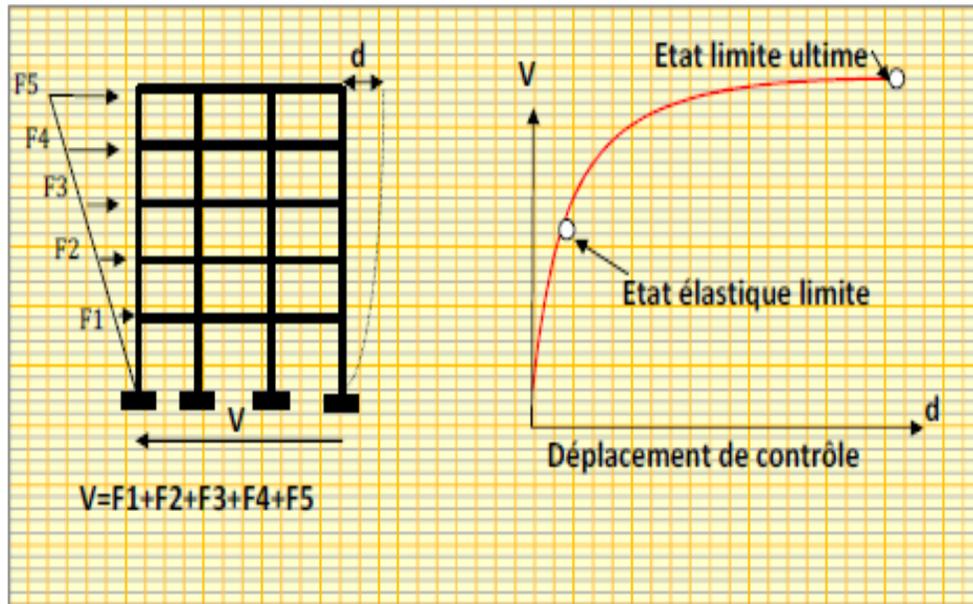


Figure III.4. Principe de l'analyse Pushover. (Belkacem, 2018)

III-7-2- Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté :

Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation :

$$d_t = \Gamma_1 \phi_1 D_1(t) \quad (3.1)$$

Avec :

$D_1(t)$: déplacement au sommet à un instant t .

Γ_1 : Facteur de participation modale correspond au premier mode.

ϕ_1 : Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

Pour un instant donné, la relation entre déplacement au sommet d_t et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent d^* est :

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (3.2)$$

La relation entre l'effort tranchant à la base de la structure et la force d'accélération correspondante du système équivalent à un seul degré de liberté est exprimée par :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (3.3)$$

La courbe traduisant le comportement du système équivalent à un seul degré de liberté est tracée en portant en abscisse le déplacement au sommet d^* , et en ordonnée la force F^* du système équivalent. (Belkacem, 2018)

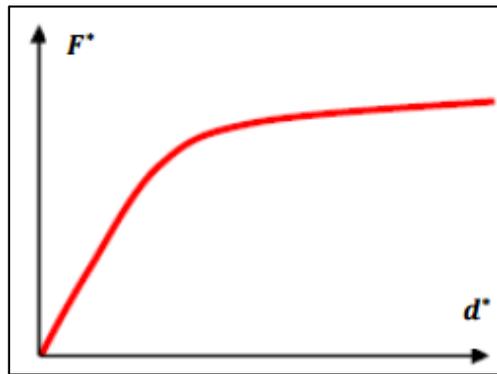


Figure III.5. Courbe de capacité du système équivalent à 1 seul ddl. (Belkacem, 2018)

L'effort F_y^* , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique.

La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force-déformation réelle et idéalisée soient égales. (Belkacem, 2018)

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donnée par :

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.4)$$

Où : E_m^* est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique. (Belkacem, 2018)

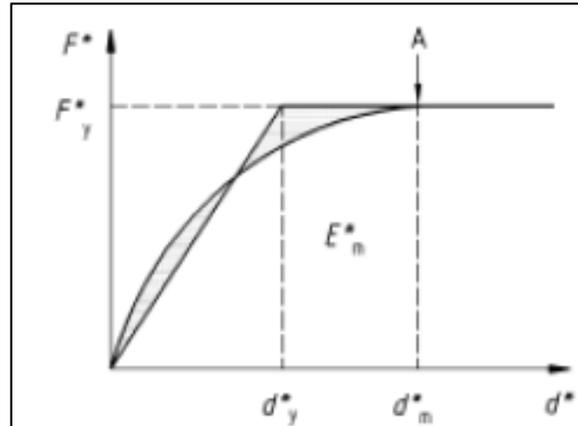


Figure III.6. Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité (Belkacem, 2018)

III-7-3- Détermination de la période du système équivalent :

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est donnée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\left(\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}\right)} \quad (3.5)$$

III-7-3- Détermination du point de performance :

A partir de courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme, pour considérer la demande de ce dernier, on intercepte les deux spectres « spectre de capacité » et le « spectre de demande » qui devraient avoir les mêmes unités.

Pour ce faire, on est obligé de convertir les unités de la capacité comme suit :

- Réaction à la base / masse = accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale = Déplacement. (Belkacem, 2018)

Afin de déterminer le point de performance de la structure, deux approches principales sont proposées, l'une basée sur l'amortissement, décrite dans le règlement américain ATC40, et la deuxième basée sur la ductilité, présentée dans l'Eurocode 8. (Belkacem, 2018)

Nous présentons dans ce chapitre l'approche décrite dans l'Eurocode 8. Une approche qui permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, définie par Fajfar en 1998.

La première étape de cette procédure est de réduire le spectre de réponse élastique en un spectre inélastique après avoir transformé ce dernier au format accélération-déplacement. (Belkacem, 2018)

III-7-3-a- Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacement :

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes (Sa-T) au format accélérations-déplacements (Sa – Sd), en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.6)$$

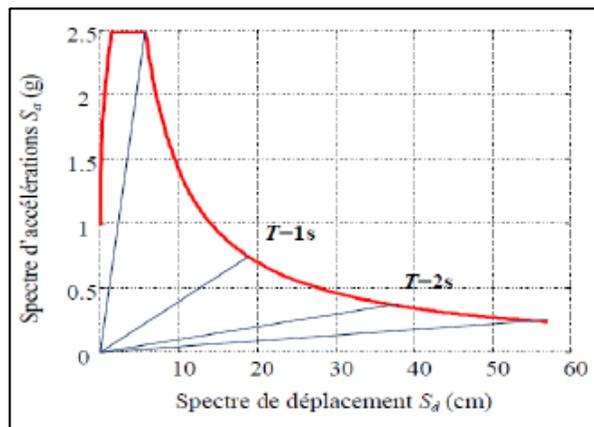


Figure III.7. Spectre de réponse élastique en format accélération-déplacement. (Belkacem, 2018)

III-7-3-b- Détermination du spectre de réponse inélastique :

Le spectre de réponse inélastique (Sa – Sd) est obtenu à partir du spectre de réponse élastique en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.7)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.8)$$

μ : Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

R_μ : Facteur de réduction dû à la ductilité de la structure.

III-7-3-c- Détermination du déplacement du système équivalent :

Le déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique (T^*) et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique du site (T_c).

1. Si la période élastique est supérieure à la période caractéristique ($T^* > T_c$), le déplacement non linéaire S_d est égal au déplacement élastique S_{de} , conformément aux critères d'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes.

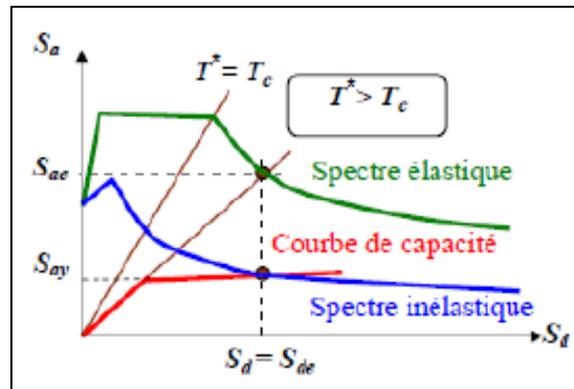


Figure III.8. Déplacement du système équivalent dans le cas de longues et moyennes périodes.

2. Si la période élastique est inférieure à la période caractéristique ($T^* < T_c$), le déplacement non linéaire S_d est déterminé en fonction de la ductilité par la relation suivante.

$$S_d = \mu d_y^* = \left[1 + \frac{T_c}{T} (R - 1) \right] \frac{S_{de}}{R} \quad (3.9)$$

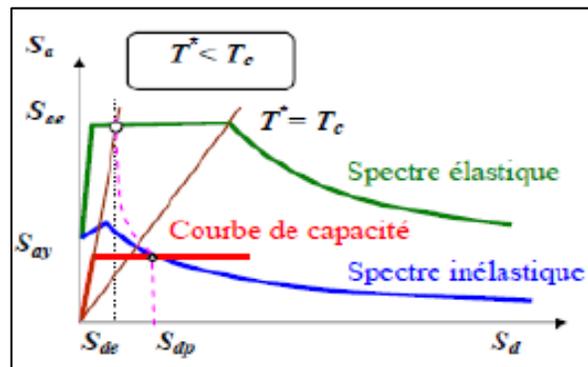


Figure III.9. Déplacement du système équivalent dans le cas des périodes courtes. (Belkacem, 2018)

III-7-3-d- Détermination du déplacement global de la structure :

Une fois le déplacement du système équivalent obtenu, il sera transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté par la relation suivante :

$$u_t = S_d \Gamma \quad (3.10)$$

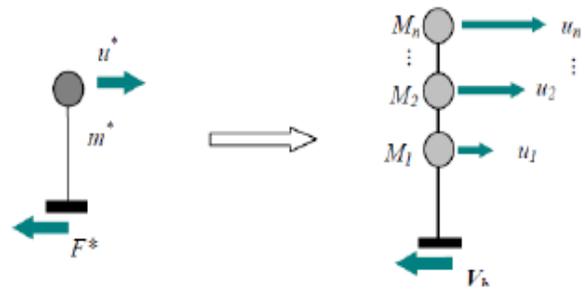


Figure III.10. Déplacement au sommet de la structure. (Belkacem, 2018)

-CHAPITRE IV-

Modélisation Numérique de la Structure

CHAPITRE IV : Modélisation Numérique de la Structure :

IV-1- Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le comportement et le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. La modélisation numérique est devenue aujourd'hui un outil incontournable pour permettre de concevoir et d'optimiser le calcul et la conception des structures.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. Autrement dit, un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure.

Dans ce chapitre nous avons modélisé la structure par un modèle 3D en utilisant le logiciel ETABS, et ceux afin de faire une analyse modale qui permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (fréquences et modes propres).

IV-2- Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel d'analyse et de conception de structures produit par Computer and Structures Incorporation (CSI), une société d'ingénierie américaine en structures et séismes.

ETABS est un programme d'éléments finis d'usage général qui effectue l'analyse statique ou dynamique, linéaire ou non linéaire de systèmes structurels. C'est également un puissant outil de conception et de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...). Il permet aussi la vérification en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV-3- Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase très importante. La modélisation d'un bâtiment existant en maçonneries non-chaînée est plus au moins compliquée à cause de manque d'informations sur les caractéristiques mécaniques de l'élément maçonnerie et leur comportement. Pour arriver à réaliser un modèle numérique proche à la réalité on a utilisé les résultats des essais de compression (les contraintes de compression et les masses volumiques) comme un repaire pour pouvoir supposer et confiner les autres caractéristiques mécaniques d'après la littérature (comme le module d'élasticité E), les essais ont été fait par le bureau d'études chargé de l'étude de la réhabilitation du bâtiment.

IV-3-1- Etapes de modélisation :

Les murs sont modélisés par des éléments surfaciques (shell) avec des caractéristiques équivalentes au mur en maçonnerie non-chaînée qui sont considéré comme des éléments porteurs encastés à la base, et les poteaux sont modélisés des éléments linéaires (frame).

IV-3-1-a- Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments :

- Mur en pierre :

- $e = 0.6 \text{ m}$
- Masse volumique $\rho = 1400 \text{ kg/m}^3$
- Module de Young: $E = 9630 \text{ MPa}$
- Coefficient de Poisson $\mu = 0.2$
- Toiture :
La toiture supposée comme un plancher non rigide (l'absence d'hypothèse de diaphragme rigide) avec un matériau d'une masse volumique nulle sollicité par une charge permanente $G = 1,5 \text{ kN/m}^2$ et une charge d'exploitation $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.
- Poteaux :
Les poteaux sont modélisés en brique pleine avec des sections rectangulaires de différentes dimensions et une masse volumique de brique pleine.
 - Masse volumique $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$
 - Module de Young: $E = 9800 \text{ MPa}$
 - Coefficient de Poisson $\mu = 0.2$

IV-3-1-b- Réalisation du modèle :

La modélisation du modèle numérique faite par des murs porteurs et des planchers en éléments (membrane) avec des caractéristiques mécaniques d'une toiture.

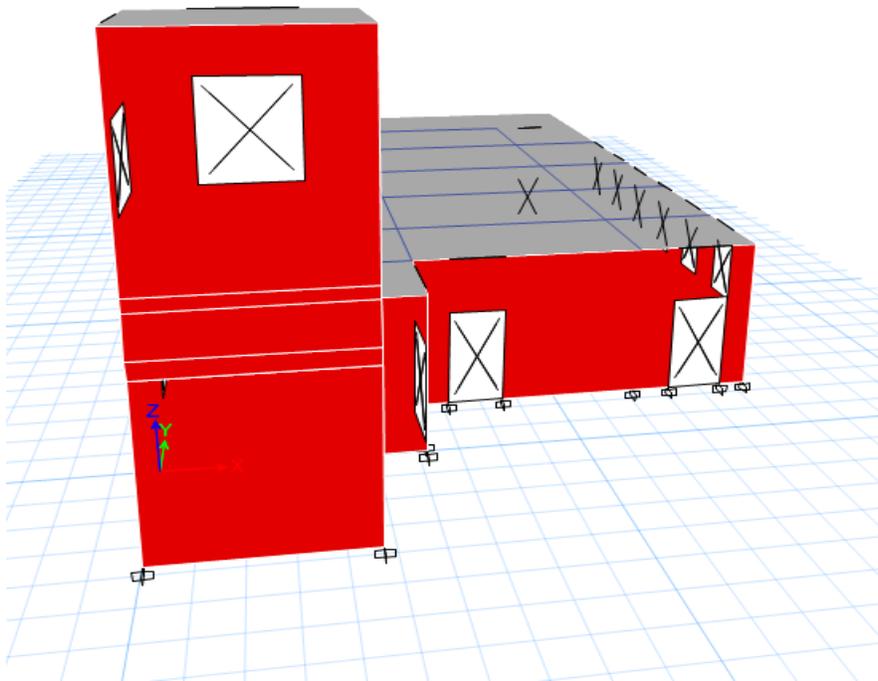


Figure IV.1. Vue 3D de façade du modèle.

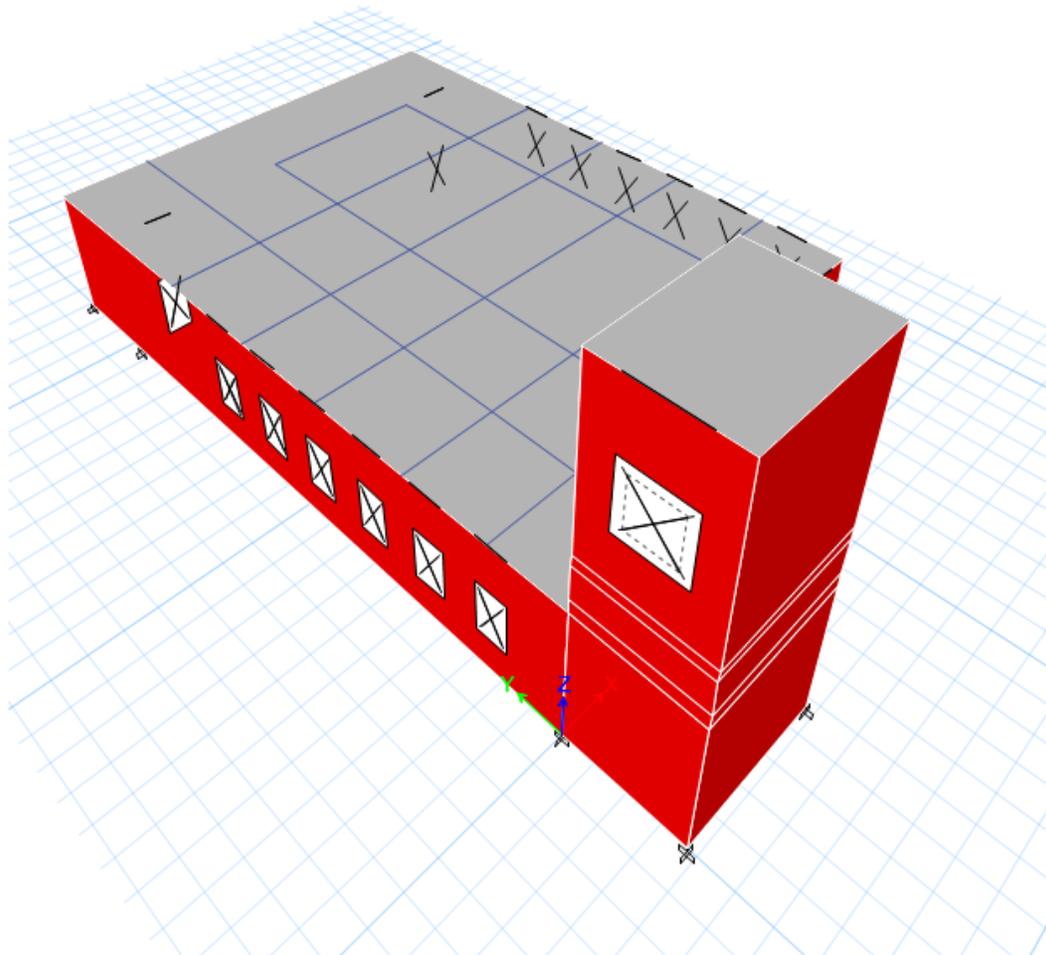


Figure IV.2. Vue 3D sur le côté nord-est du modèle.

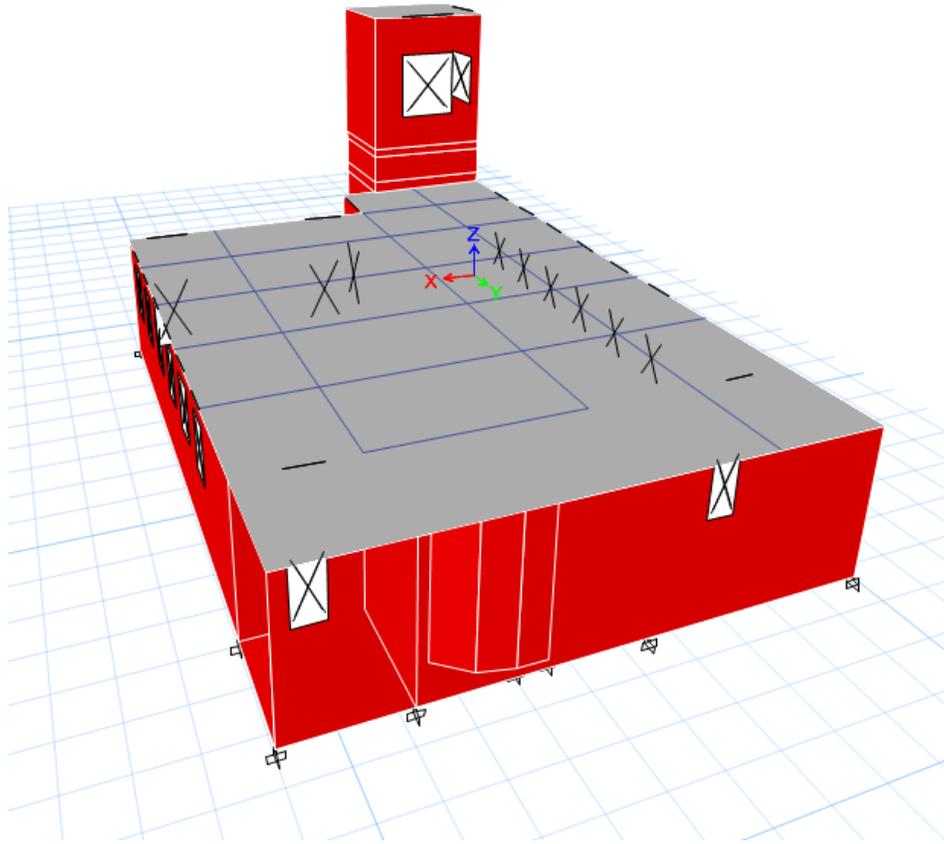


Figure IV.3. Vue 3D sur le côté sud-ouest du modèle

IV-3-1-c- L'analyse modale :

Après la détermination du modèle avec tous ses caractéristiques géométriques et mécaniques de tous ses constituants, ainsi la définition des charges. On lance l'analyse modale afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la construction (périodes et fréquences propres ainsi que des déformées modale).

- Périodes et fréquences propres :

Le tableau suivant représente les périodes et les fréquences propres du modèle.

Tableau IV-1- Les périodes et les fréquences propres de modèle

	Période [s]	Fréquence [Hz]
Mode 1	0.164	6.098
Mode 2	0.157	6.369
Mode 3	0.149	6.711

- La participation massique :

Tableau IV-2- Participations massiques partiels de chaque mode de vibration.

Case	Mode	Period [s]	UX	UY
Modal	1	0.164	0	0.0047
Modal	2	0.157	0	0.0012
Modal	3	0.149	0	0.000004407
Modal	4	0.143	0.0099	0
Modal	5	0.067	0	5.357E-07
Modal	6	0.062	0.0805	0.2348
Modal	7	0.058	0.2987	0.0591
Modal	8	0.027	0.0037	0.0002
Modal	9	0.025	0.4462	0.0249
Modal	10	0.024	0.0155	0.6506
Modal	11	0.021	0	0
Modal	12	0.02	0.1239	0.0022

Tableau IV-3- Participations massiques cumulées des modes de vibration.

Case	Mode	Period [s]	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.164	0	0.0047
Modal	2	0.157	0	0.0059
Modal	3	0.149	0	0.0059
Modal	4	0.143	0.0099	0.0059
Modal	5	0.067	0.0099	0.0059
Modal	6	0.062	0.0904	0.2407
Modal	7	0.058	0.3891	0.2998
Modal	8	0.027	0.3929	0.3
Modal	9	0.025	0.8391	0.3249
Modal	10	0.024	0.8546	0.9755
Modal	11	0.021	0.8546	0.9755
Modal	12	0.02	0.9785	0.9777

- Les déformées modales :

Les déformées modales des trois premiers modes sont représentées dans les figures ci-dessous.

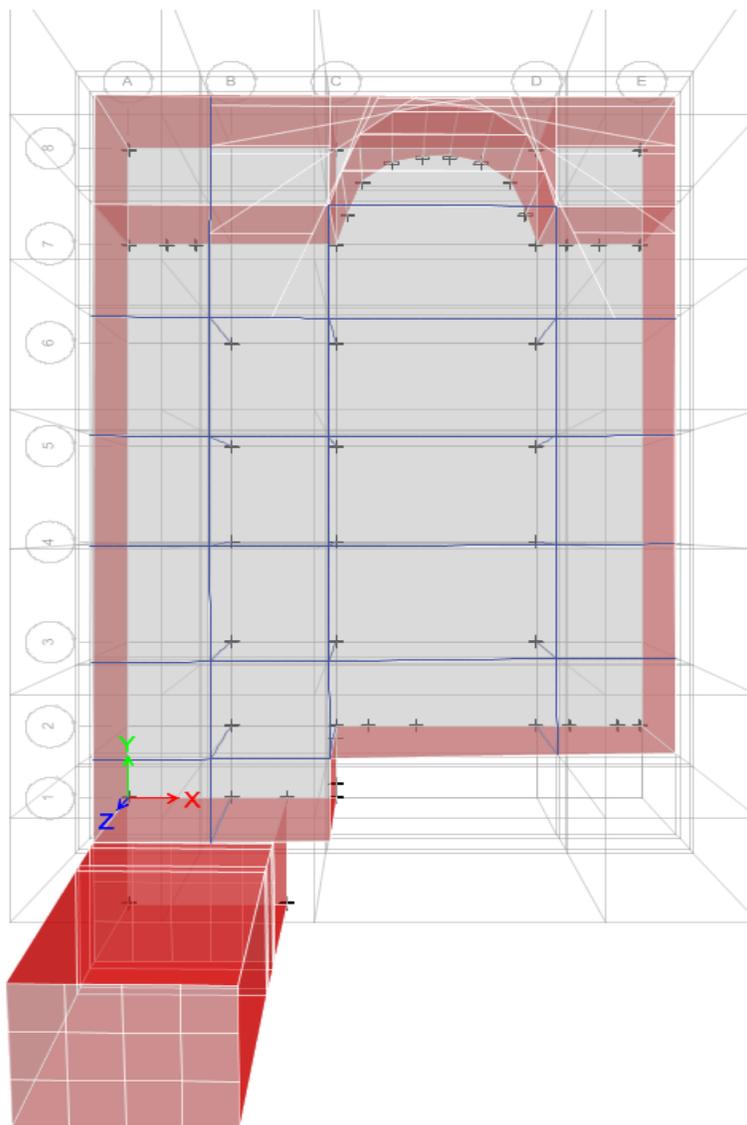


Figure IV.4. Vue en plan de la déformée de 1er mode (translation suivant y-y).

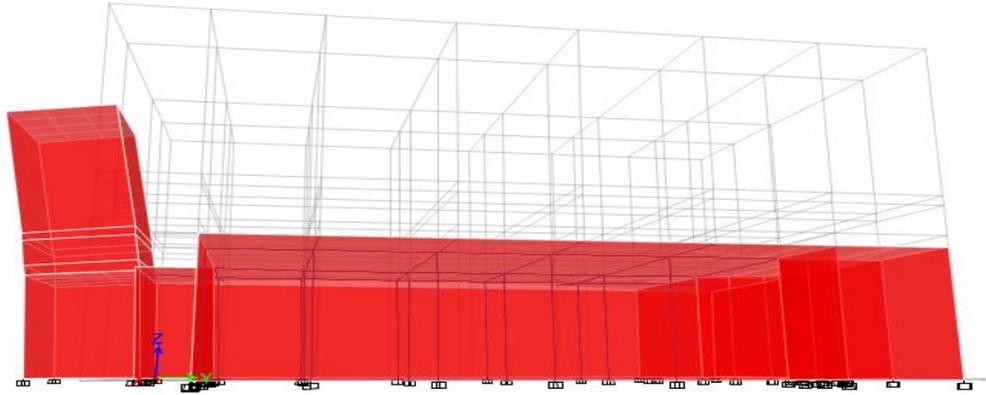


Figure IV.5. Vue en élévation de la déformée de 1er mode (translation suivant yy).

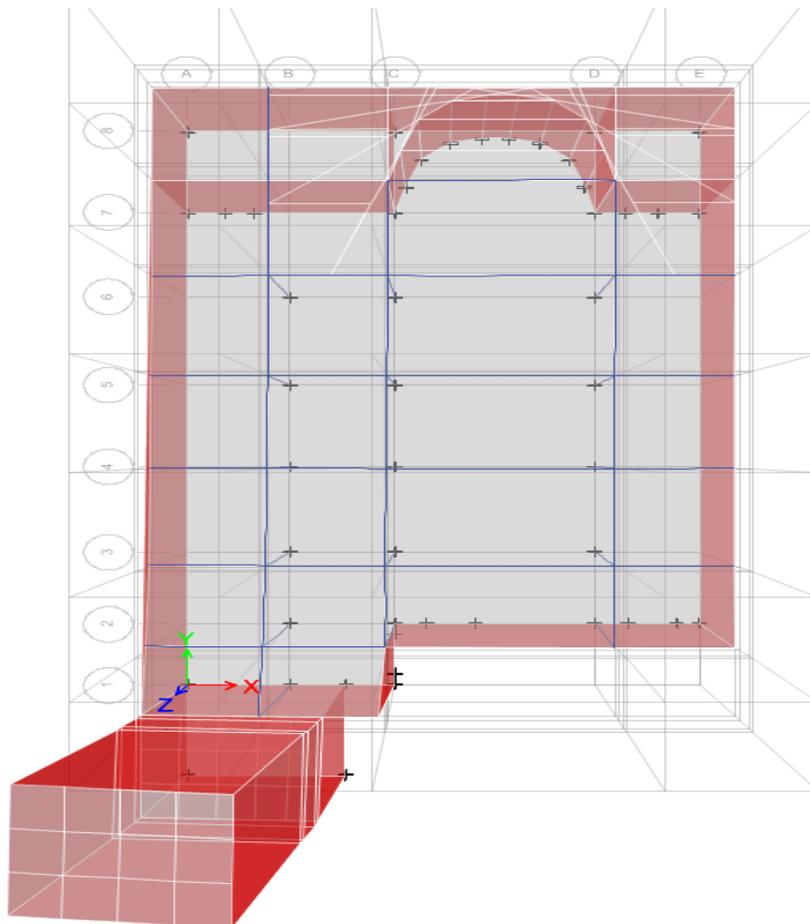


Figure IV.6. Vue en plan de la déformée de 2ème mode (translation suivant xx).

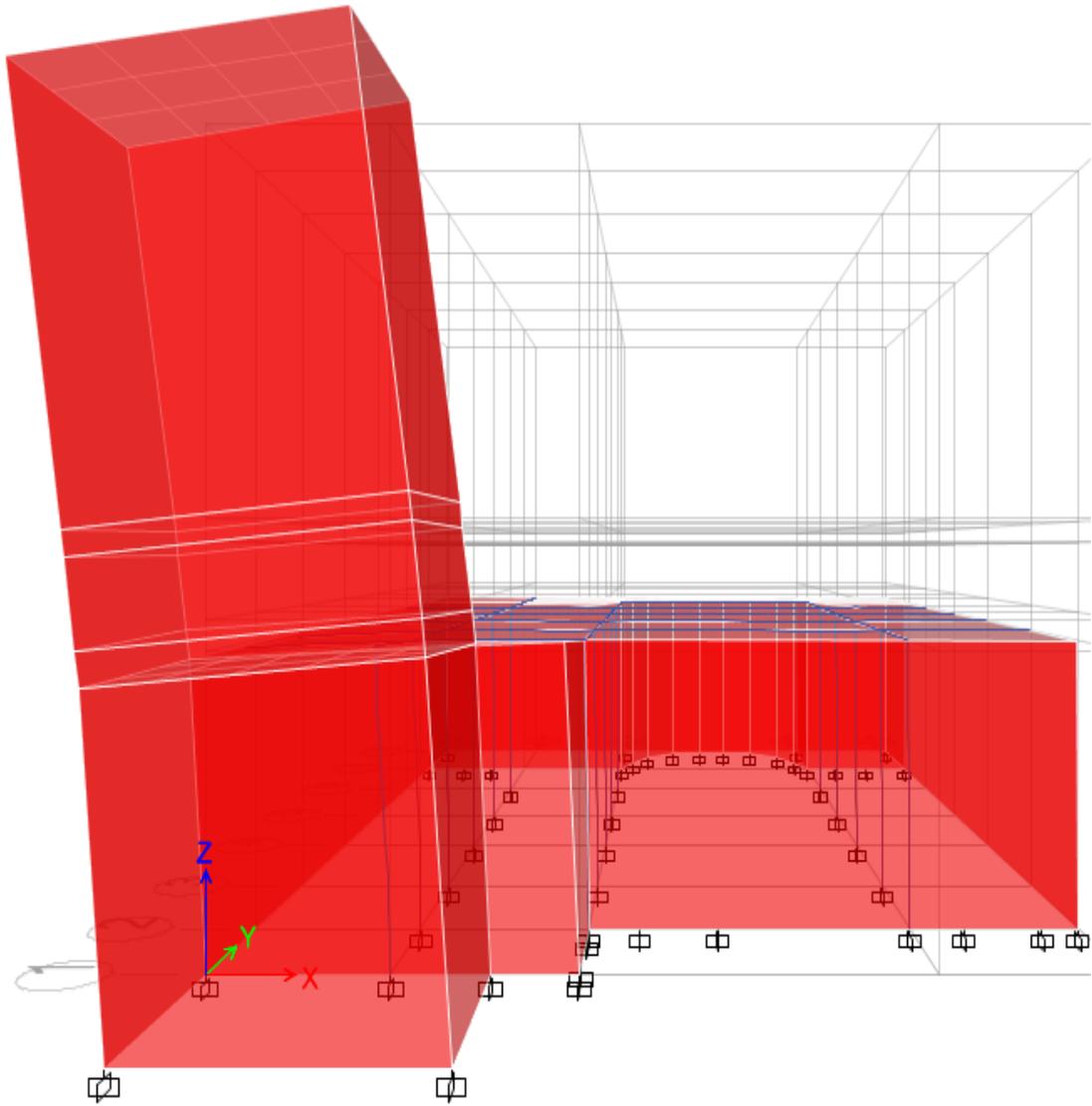


Figure IV.7. Vue en élévation de la déformée de 2ème mode (translation suivant x-x).

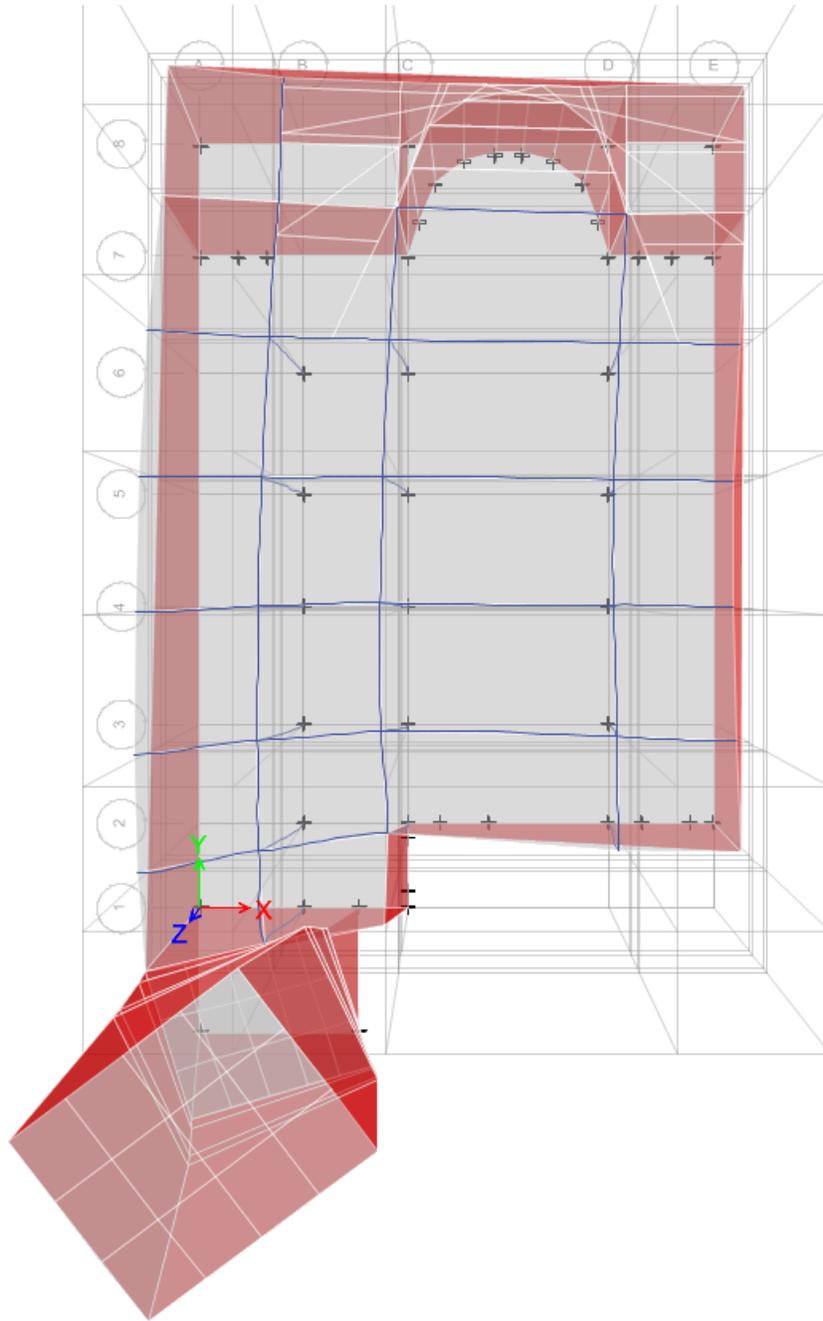


Figure IV.8. Vue en plan de la déformée de 3ème mode (torsion).

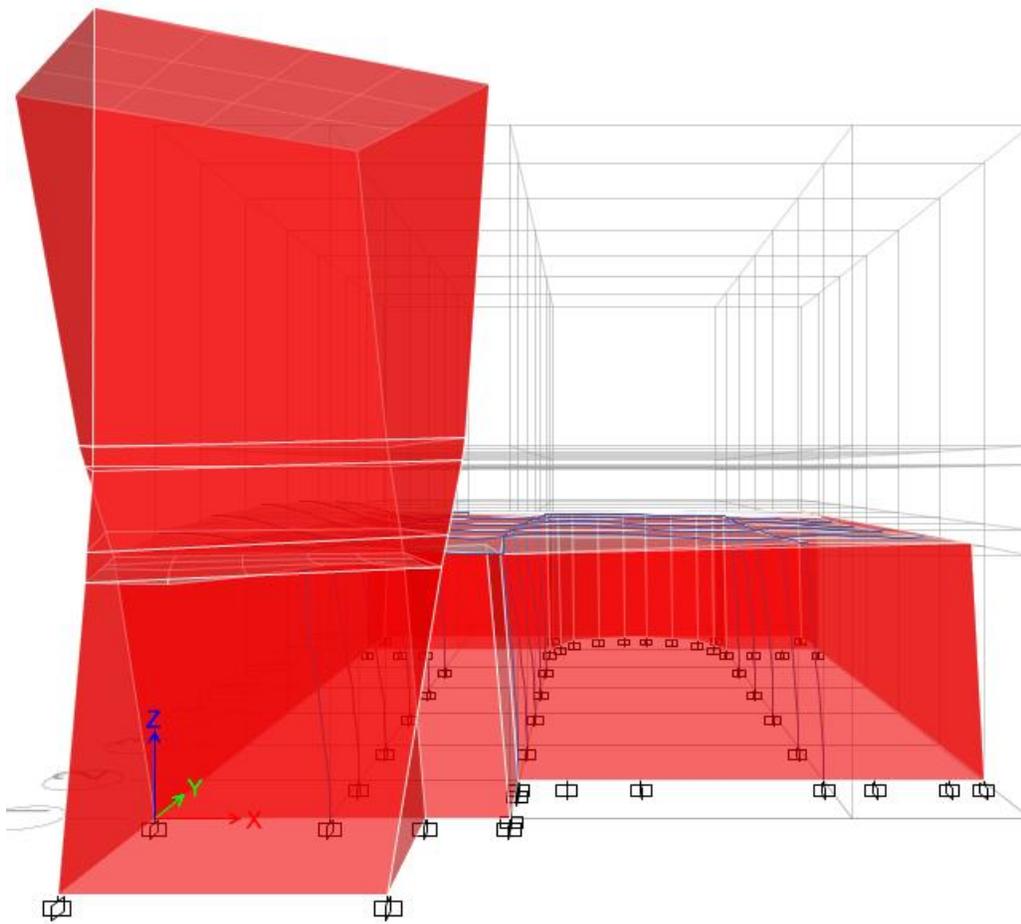
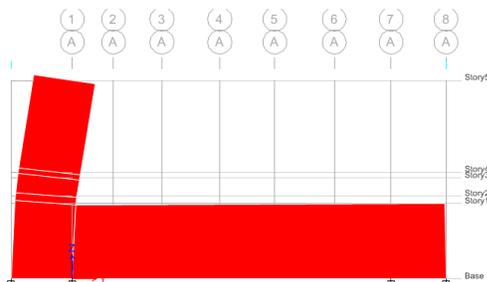
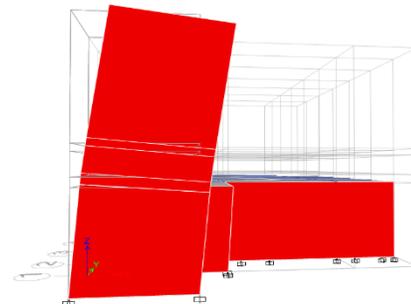


Figure IV.9. Vue en élévation de la déformée de 3ème mode (torsion).

- Formes modales :

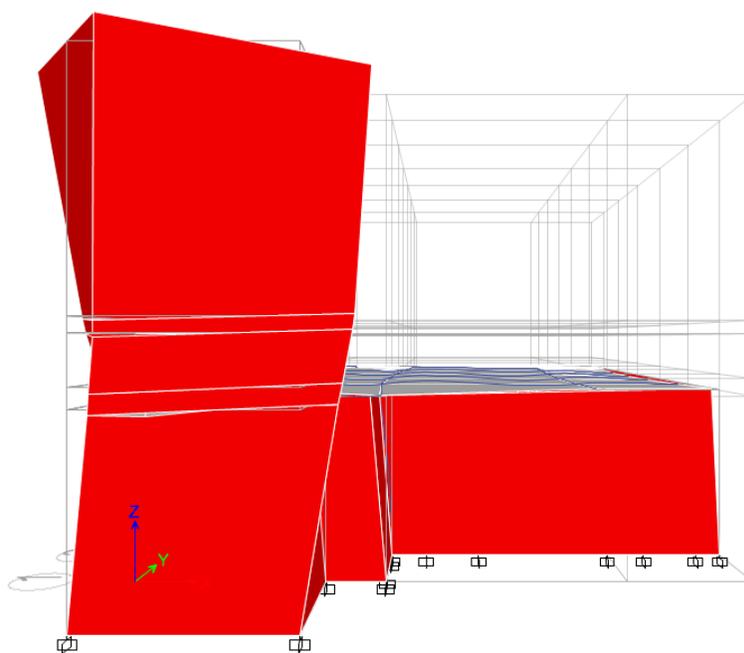


f1=6.098 Hz



f2=6.369 Hz

Figure IV.10. Formes modales obtenues par l'analyse modale des deux premiers modes.



$$f_3 = 6.711 \text{ Hz}$$

Figure IV.11. Forme modale obtenue par l'analyse modale du 3ème mode.

IV-4- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons réalisé un modèle numérique par l'ETABS d'un bâtiment existant d'après les résultats des essais de compression sur les éléments de maçonneries, afin d'arriver à un modèle avec des caractéristiques dynamiques proches que celles de la réalité. D'après ce travail de modélisation on a remarqué aussi que le module d'élasticité (E) de l'élément maçonnerie (murs) c'est le paramètre le plus influant, qui joue un rôle très important au niveau de la rigidité de la structure et au niveau des résultats d'analyse modale (périodes et fréquences propres).

-Chapitre V-

Etude de la vulnérabilité sismique de la
structure

CHAPITRE V : Etude de la vulnérabilité sismique de la structure :

V-1- Introduction :

Mostaganem est l'une des villes les plus denses de l'Algérie, elle est très riche en bâtiments historiques et patrimoines architecturaux et des anciennes constructions qui représentent une importance du patrimoine de la ville, elle est considérée comme une ville à risque majeur et potentiel à cause de sa position dans une zone de moyenne sismicité. Pour cela il est très important de faire des études de vulnérabilité en générale et de vulnérabilité sismique en particulier sur ces bâtiments existants pour connaître les degrés de dommages potentiels possibles après un séisme, pour ensuite les protégés, restaurés et aussi les renforcés.

La vulnérabilité sismique caractérise le comportement des bâtiments et des structures lors des séismes. L'objet de ce chapitre est de faire une étude de cette vulnérabilité sur la construction ; utilisant des méthodes et des codes internationaux et à l'aide de logiciel 3Muri, qui est classé parmi les premiers au monde pour l'étude du comportement sismique des bâtiments en maçonnerie.

V-2- Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique :

La vulnérabilité représente la probabilité pour qu'un bâtiment atteigne ou dépasse un certain niveau de dommage sous l'effet d'un mouvement sismique représenté par une grandeur conventionnelle telle que l'intensité ou l'accélération. Une multitude de méthodes traitant la question de la vulnérabilité des bâtiments aux séismes existe dans la littérature. On peut distinguer trois types de méthodes :

V-2-1- Les méthodes qualitatives :

Ce sont méthodes simplifiées qui présentent un intérêt pour la mise en œuvre d'évaluations aux échelles régionales et urbaines. Les méthodes existantes les plus utilisées dans la bibliographie, (américaines, européennes, japonaises...). Elles couplent des analyses de documents existants, des diagnostics visuels au retour d'expérience. C'est la raison pour laquelle elles ont été élaborées dans des pays de sismicité élevée. On peut citer les méthodes de l'**ATC** et du **FEMA** pour les Etats Unis, la méthode italienne du **GNDT**, la méthode européenne **Risk-UE**. Ces méthodes sont toutes fondées sur une typologie structurale, sur des pathologies observées, et sur des courbes de fragilité ou des courbes de vulnérabilité calées sur les observations effectuées lors de séismes destructeurs passés.

V-2-2- Les méthodes quantitatives :

Les méthodes quantitatives nécessitent d'apprécier le comportement mécanique de chaque ouvrage. Plusieurs types de méthodes sont utilisés, en fonction de la typologie structurale, mais aussi des objectifs recherchés. Parmi les méthodes les plus courantes, on peut citer :

- Les méthodes d'analyse linéaires souvent préconisées par les codes parasismiques (analyse en forces latérales, analyses modales avec utilisation d'un spectre de réponse) ;
- Les méthodes non linéaires (analyses statiques non linéaires, analyses dynamiques temporelles non linéaires avec utilisation d'accélérogrammes) ;
- Les approches par coefficient de comportement.

V-2-3- Les méthodes mixtes :

Basées sur des approches qualitatives, le plus souvent indicielles (fondées sur la définition d'un indice de vulnérabilité), couplées à des méthodes de calculs simplifiés, ou faisant appel pour les cas les plus complexes, aux méthodes quantitatives. Ce sont des méthodes typiquement adaptées au traitement d'un patrimoine immobilier.

Dans notre cas nous avons utilisé la méthode non linéaire par l'analyse pushover utilisant le logiciel **3Muri**.

V-3- Utilisation de logiciel 3Muri :

V-3-1- Description de logiciel :

3Muri est un logiciel d'analyse des structures en maçonnerie et matériaux mixtes par l'analyse modale et analyse non linéaire (pushover). L'avantage de 3Muri réside dans sa méthode de calcul innovante (FME : frame by macroélément), cette méthode est considérée comme la méthode la plus avancée dans le secteur du calcul de la maçonnerie, qui permet de donner plus d'informations sur le comportement réel de la structure aux actions sismiques, mis à part une extrême simplicité d'utilisation.

3Muri offre une zone de dessin pour la modélisation de la structure avec des commandes intuitives, ainsi qu'un post-processeur pour la présentation immédiate des résultats et la création du rapport de calcul.

3Muri a été créé par un projet commun de S.T.A. DATA et le groupe de recherche dirigé par le professeur Sergio Lagomarsino, du département de technique de construction de l'Université de Gênes. Avec d'autres spécialistes, ils ont mis au point les aspects théoriques de 3Muri par des expériences de laboratoire et des analyses sur des structures réelles. Cette collaboration continue garantit un logiciel toujours à jour, complètement opérationnel et fiable pour les besoins les plus professionnels.

Le solveur 3Muri s'est révélé particulièrement fiable grâce aux tests effectués par plusieurs universités et centres de recherche, fournissant des résultats qui représentent avec précision le comportement réel de la structure.

Plus que les éléments en maçonnerie chaînée et non chaînée on peut également insérer d'autres types d'éléments tels que des poutres et des poteaux et des voiles en béton armé, des profilés en acier. La figure V.1 montre les différents types d'éléments que ce logiciel peut traiter.

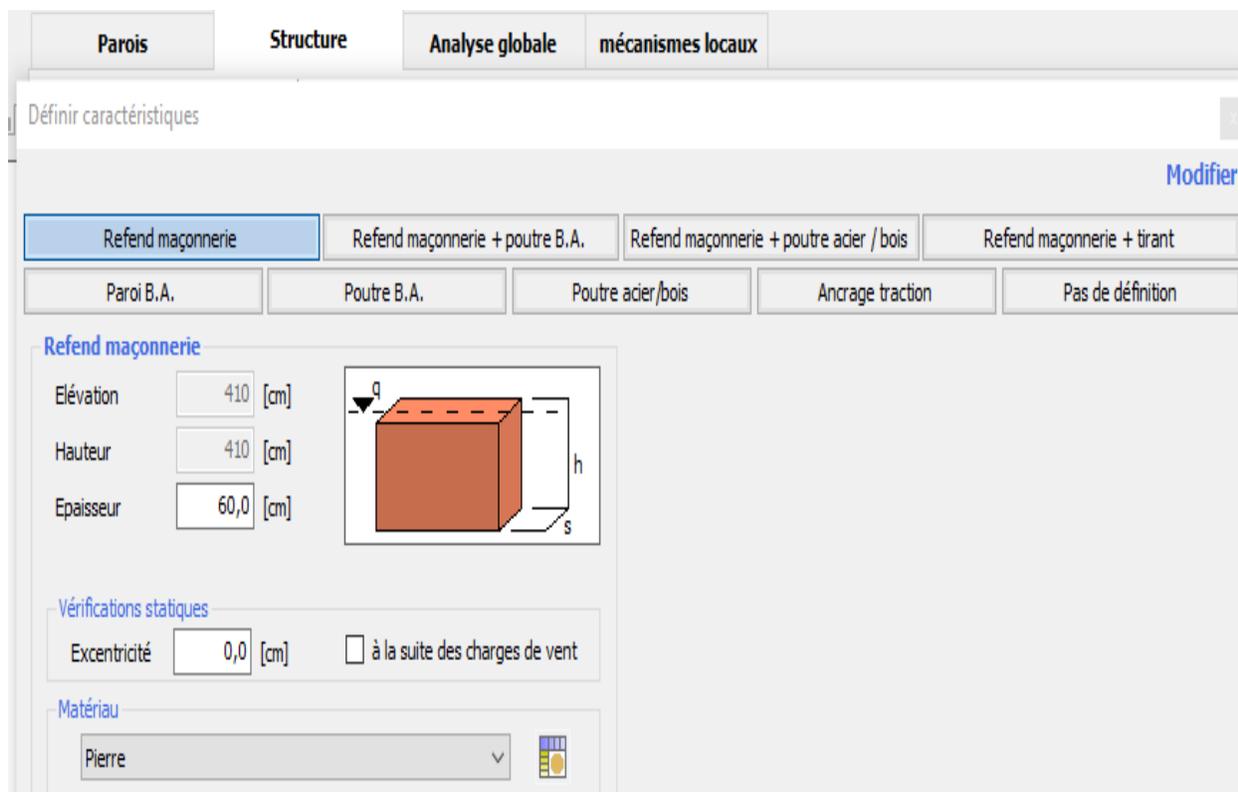


Figure V.1. Types d'éléments qui peuvent les modéliser par 3Muri.

Ce logiciel offre aussi une variété sur le choix de type de plancher (plancher en bois, en corps creux, plancher voutain...) avec la saisie des propriétés mécaniques de ses constituants (figure V.2), ainsi que l'évaluation de leurs charges permanentes et d'exploitation (figure V.3)

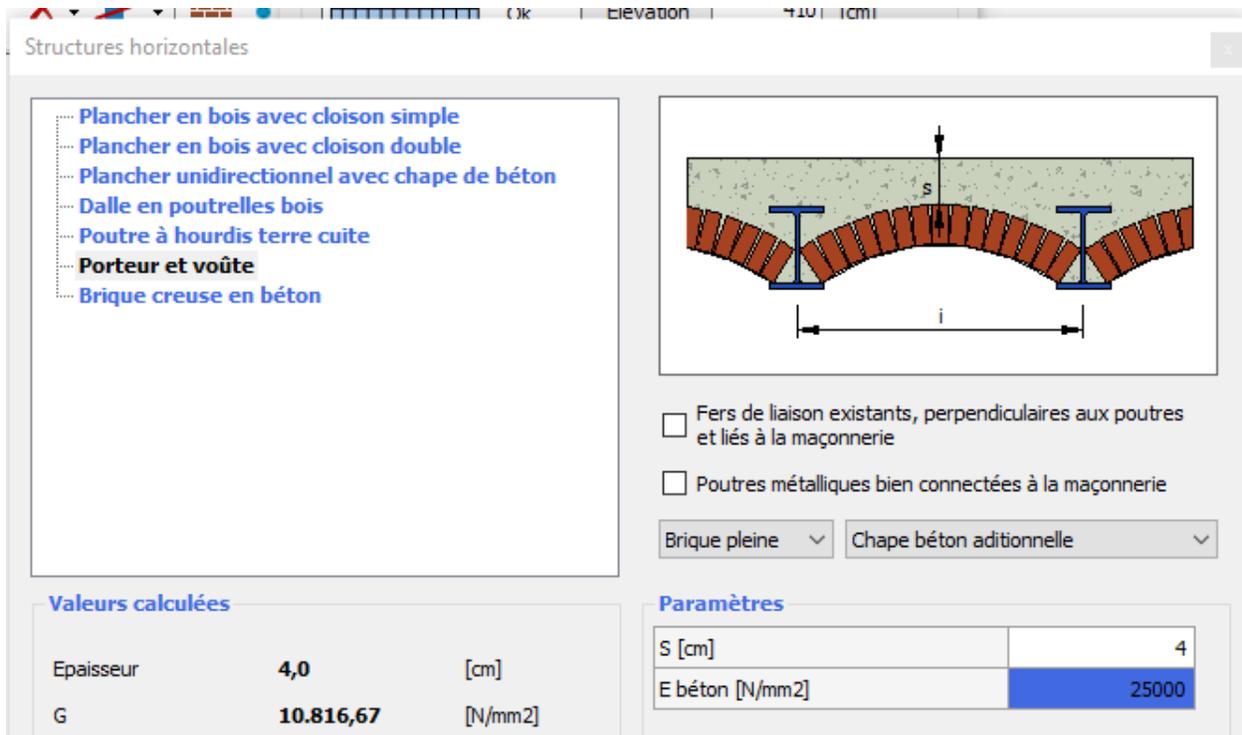


Figure V.2. Types de plancher sur 3Muri.

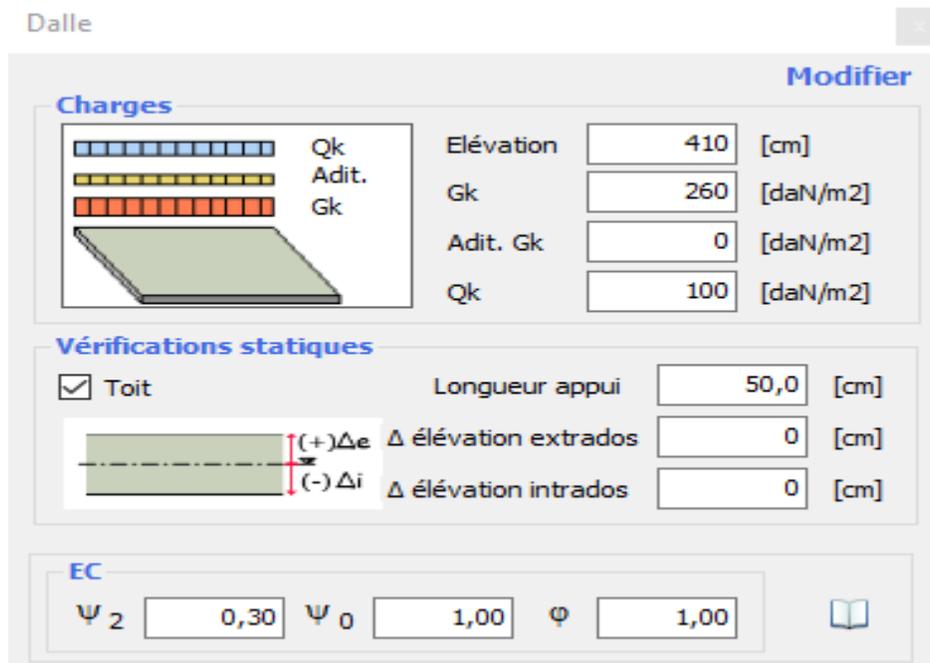


Figure V.3. Définition des charges des planchers.

V-3-2- Les étapes de calcul par 3Muri :

V-3-2-a- Les entrées :

Dans cette première phase la géométrie du modèle est défini par apport un plan en format dxf comprenant les propriétés géométriques des murs. Une fois la géométrie des murs est définie, les propriétés du matériau doivent être aussi définies. La figure V.4 aperçue la vue 3d de modèle. 3Muri contient trois codes de conception différents, Ce sont : code italien, Eurocode et Swisscode. Lorsqu'il s'agit de définir les propriétés des matériaux, le programme propose pour chaque code des matériaux standard parmi lesquels l'utilisateur peut choisir. Ceci est particulièrement utile pour les nouveaux bâtiments. Cependant, comme dans notre cas la structure est ancienne, et donc les propriétés des matériaux doivent également être définies en conséquence.

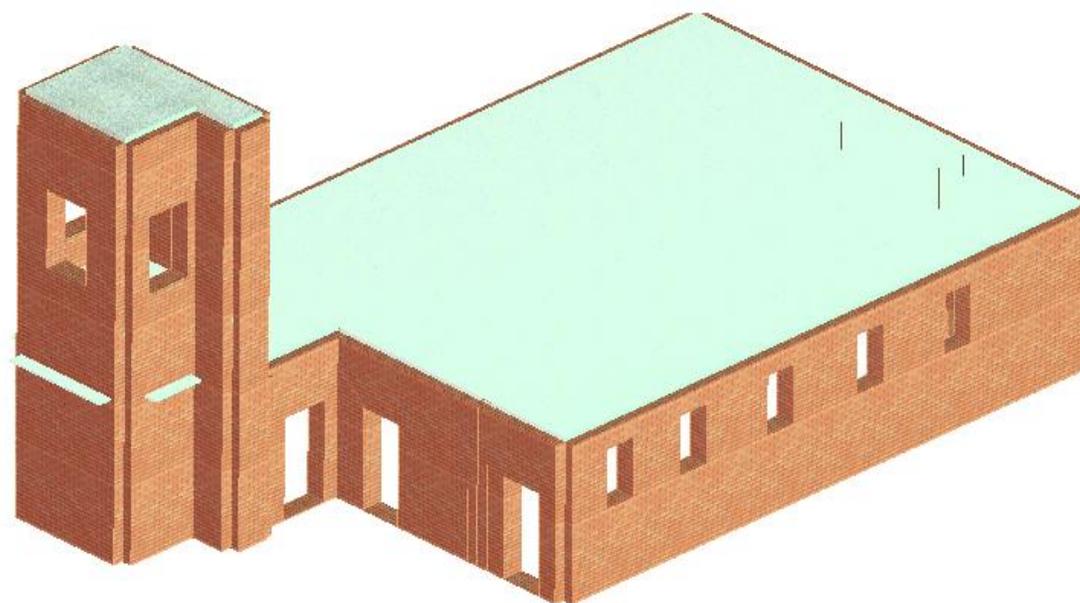


Figure V.4. Vue 3D de modèle en 3Muri.

Concernant les caractéristiques mécaniques de l'élément mur. Pour la valeur de la contrainte de compression nous avons pris une valeur moyenne d'après les essais de la compression **$F_m=14\text{Mpa}$** et pour la valeur du module de Young nous avons pris une valeur de **$E=9630\text{ MPa}$** et le module de cisaillement **$G=1800\text{ MPa}$** .

Pour la valeur de FC (degré de connaissance sur le matériau), nous avons supposé que la connaissance sur tous les matériaux est faible donc **$FC=1.35$** (d'après le Help de 3Muri). Nous avons pris les autres paramètres par défaut d'après le Help de 3Muri. Les deux figures suivantes

représentent les propriétés mécaniques des éléments utilisés au modélisation de notre bâtiment par le 3Muri.

Propriétés de matériau

Type **Maçonnerie** Modifier

Nom

Couleur matériau 

texture 

E [N/mm ²]	9630
G [N/mm ²]	1800
w [kN/m ³]	13
f _m [N/cm ²]	1400
f _{m0} [N/cm ²]	29
f _{vlm} [N/mm ²]	2,2
f _k [N/cm ²]	1350
FC	1
γ _m	3
Dérive de cisaillement	0,0053
Dérive de flexion	0,0107
φ ∞	0

L'état du matériel

Existant Nouveau

Rigidité lors de la fissuration

Défini par l'utilisateur

Loi constitutif

Mohr/Coulomb

Description

librairie

Figure V.5. Propriétés mécaniques de l'élément mur en pierre

Propriétés de matériau

Type **Maçonnerie** Modifier

Nom

Couleur matériau 

texture 

E [N/mm ²]	9800
G [N/mm ²]	2000
w [kN/m ³]	17
f _m [N/cm ²]	1530
f _{vm0} [N/cm ²]	29
f _{vim} [N/mm ²]	2,2
f _k [N/cm ²]	1420
FC	1
γ _m	3
Dérive de cisaillement	0,0053
Dérive de flexion	0,0107
φ ∞	0

L'état du matériel
 Existant Nouveau

Rigidité lors de la fissuration
 Défini par l'utilisateur

Loi constitutif
 Mohr/Coulomb

Description

librairie

Figure V.6. Propriétés mécaniques de l'élément poteau en brique pleine

Avec :

- E : module d'élasticité.
- G : module de cisaillement.
- W : poids volumique.
- F_m : résistance moyenne à la compression.
- f_{vm0} : Résistance moyenne au cisaillement.
- f_{vim} : résistance au cisaillement (limite) = 2.2Mpa.
- γ_m : facteur de sécurité partiel
- F_c : degré de connaissance sur les matériaux.

V-3-2-b- Analyse du bâtiment :

La deuxième phase de calcul traite l'analyse du bâtiment. Dans la première étape, le bâtiment de structure tridimensionnelle doit être transformé en un modèle équivalent en trois dimensions, Cela se fait à l'aide de la fonction de génération automatique du programme. Si le maillage généré

automatiquement n'est pas satisfaisant, on peut l'ajuster manuellement. Ensuite, le modèle est prêt pour le processus d'évaluation, Il existe 24 combinaisons d'analyse différentes. De ces 24 combinaisons, 12 sont dans la direction x et 12 dans la direction y (dans les deux sens positif et négatif), dans chaque direction et chaque sens il y'a deux types de chargement sismique (uniforme et avec des forces statique) et avec ou sans prise en compte des excentricités accidentelles (égale à 5% du côté correspondant du bâtiment). La figure V.7 représente ces différentes combinaisons d'analyse.

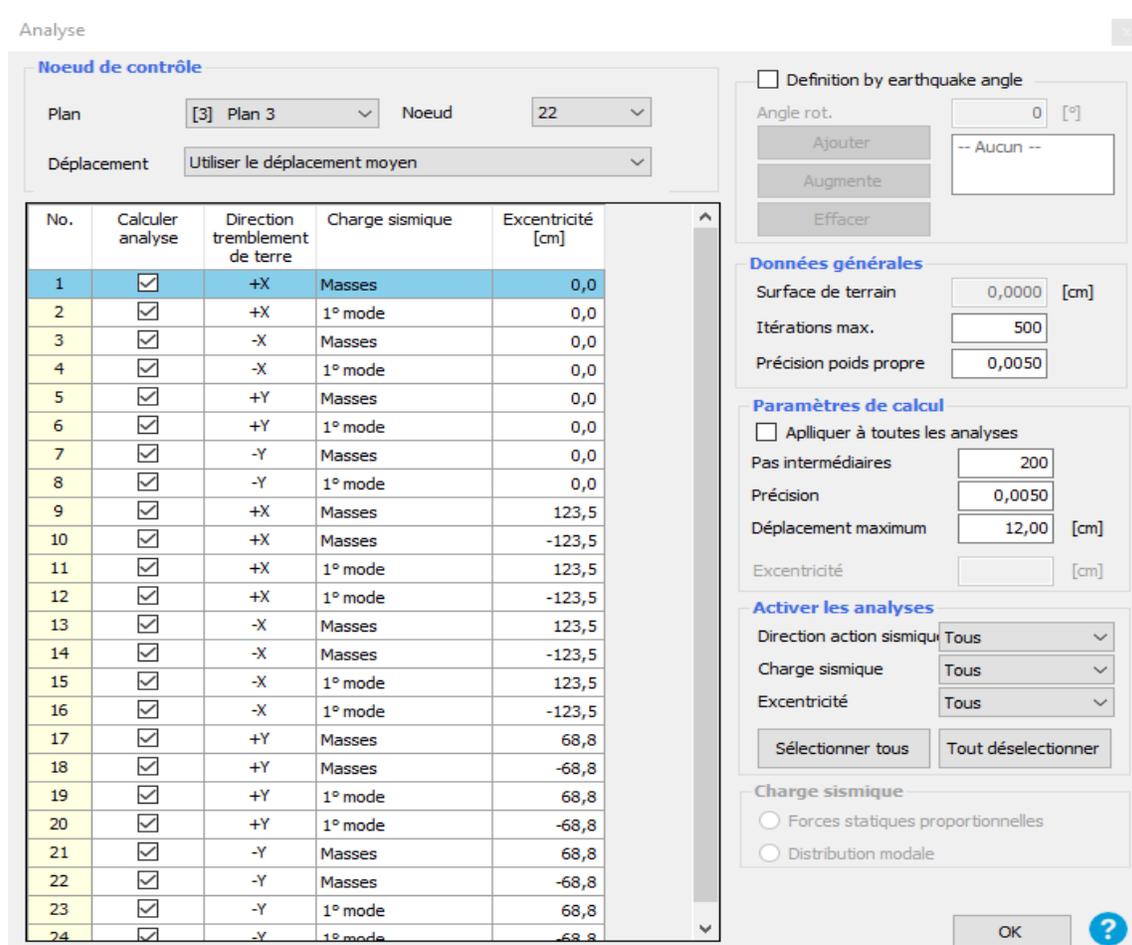


Figure V.7. Les 24 combinaisons d'analyse.

- **Analyse modale :**

L'analyse modale sur 3Muri nous donne les déformées de chaque mur avec les déplacements de tous ses nœuds dans les trois directions, et aussi un tableau qui présente les périodes fondamentales de chaque mode et sa participation massique, comme il est aperçu dans la figure suivante. On remarque que les périodes fondamentales des trois premiers modes sont proches que celles de modèle de ETABS et celles des résultats expérimentaux.

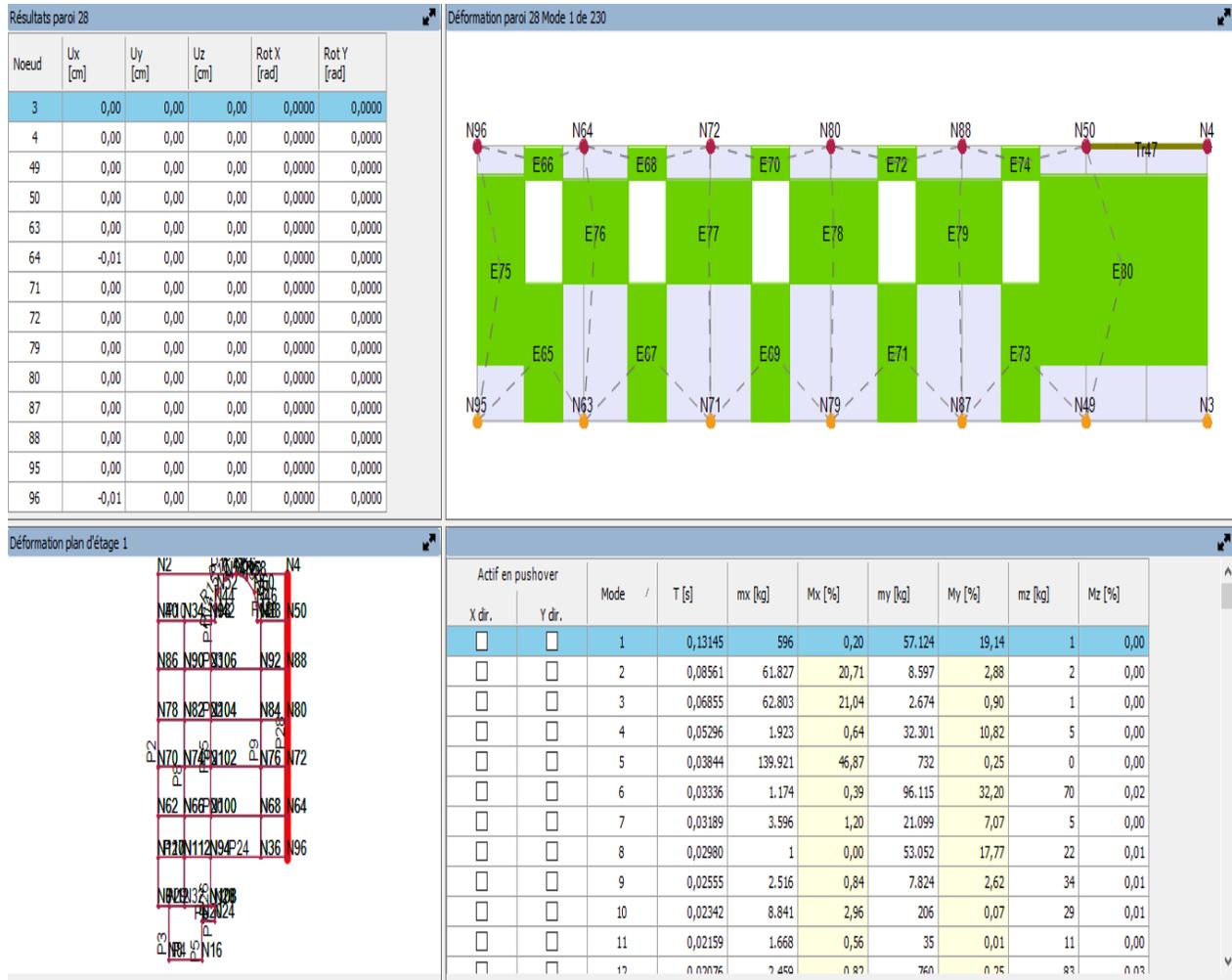


Figure V.8. La fenêtre de l'analyse modale sur le 3Muri

• Analyse non linéaire (pushover) :

Avant de lancer cette analyse il faut définir le spectre de réponse correspondant à ce bâtiment afin de 3Muri détermine les degrés et les types d'endommagement ainsi que les indices de vulnérabilité. Pour la valeur de $agR[m/s^2]$ qui représente le coefficient d'accélération de zone, Nous avons pris une valeur de 0.2g correspondant à un bâtiment de groupe d'usage 1B implanté en zone sismique IIA(A=0.2). 3Muri adopte la forme spectrale de l'Eurocode 8, ce dernier demande trois valeurs de ce coefficient pour trois états de dommage qui sont : NC (Near Collapse : près de l'effondrement), SD (Signifiant Damage : dommages importants) et DL (Damage Limitation : dommages limités) avec : $SD = NC/1.75$ et $DL = NC/2.2$. La figure ci-dessous représente la définition du spectre de réponse sur 3Muri.

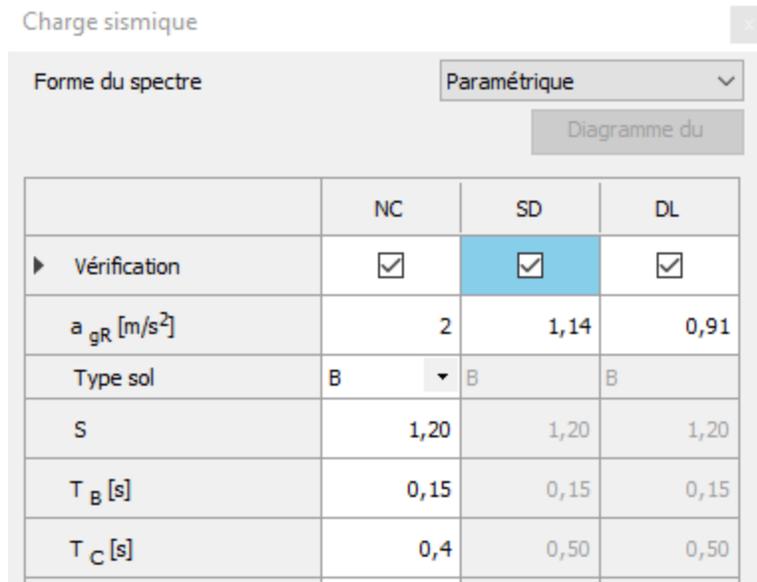


Figure V.9. Définition de spectre de réponse sur 3Muri

Après la définition du spectre, on lance l'analyse pushover. Le premier résultat est une fenêtre comprend un schéma 2D représente les détails et les types d'endommagement et localisation des fissures du mur sélectionné sous les combinaisons d'analyse selon pour chaque point de la courbe de capacité (le déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base) et aussi on peut afficher ces détails sur une vue 3D (Figure V.11.). Cette fenêtre comprend aussi un tableau représente les indices de vulnérabilité sismique des trois états d'endommagement dans toutes les combinaisons d'analyse comme elle est montrée sur la (Figure V.10.), et concernant les significations des couleurs sont représentés au (Figure V.12.).



Figure V.10. La fenêtre de l'analyse pushover.

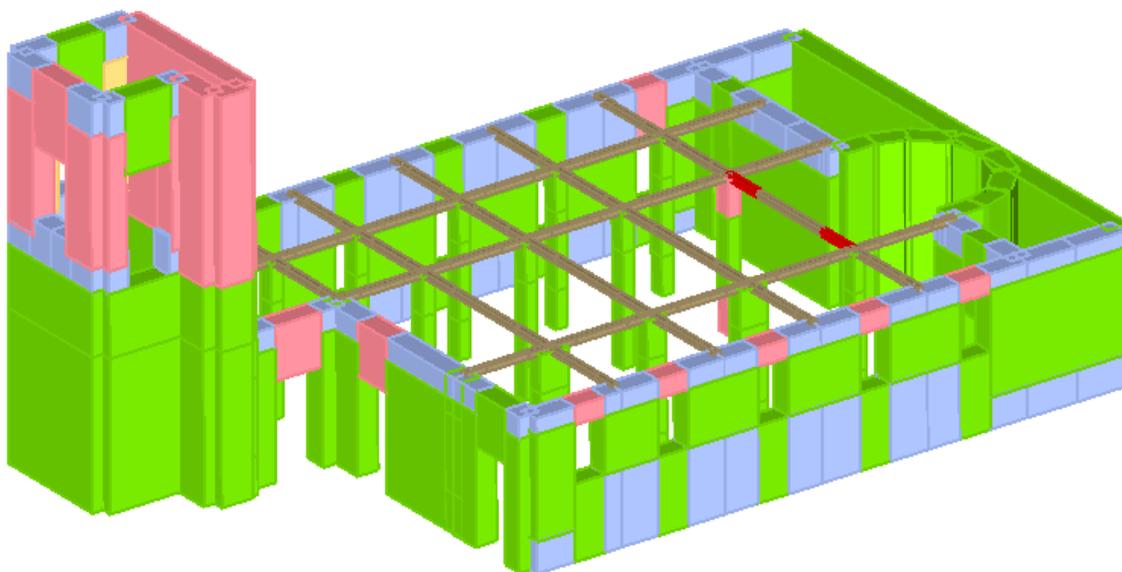


Figure V.11. Détails des endommagements sur une vue 3D par des codes couleurs.

Légende	
Maçonnerie	
Green	Indemne
Yellow	Endommagement par cisaillement
Orange	Rupture de cisaillement
Red	Plastique en flexion
Dark Red	Rupture de flexion
Purple	Rupture de compression
Blue	Rupture de traction
Dark Blue	Rupture durant la phase plastique
B.A.	
Grey	Indemne
Orange	Rupture de cisaillement
Red	Plastique en flexion
Dark Red	Rupture de flexion
Purple	Rupture de compression
Blue	Rupture de traction
Yellow	Rupture de cisaillement (armature diagon...)
Acier	
Grey	Indemne
Red	Plastique en flexion
Purple	Endommagement de compression
Blue	Endommagement de traction
Dark Blue	Elément inactif
Brown	Retour à condition élastique
Bois	
Grey	Indemne
Red	Rupture de flexion
Purple	Rupture de compression

Figure V.12. Signification des codes couleurs.

Dans cette analyse on peut aussi voir sur un même graphe plusieurs courbes de capacité de différentes combinaisons pour pouvoir de comparer entre elles, comme il est montré dans la (Figure V.13.)

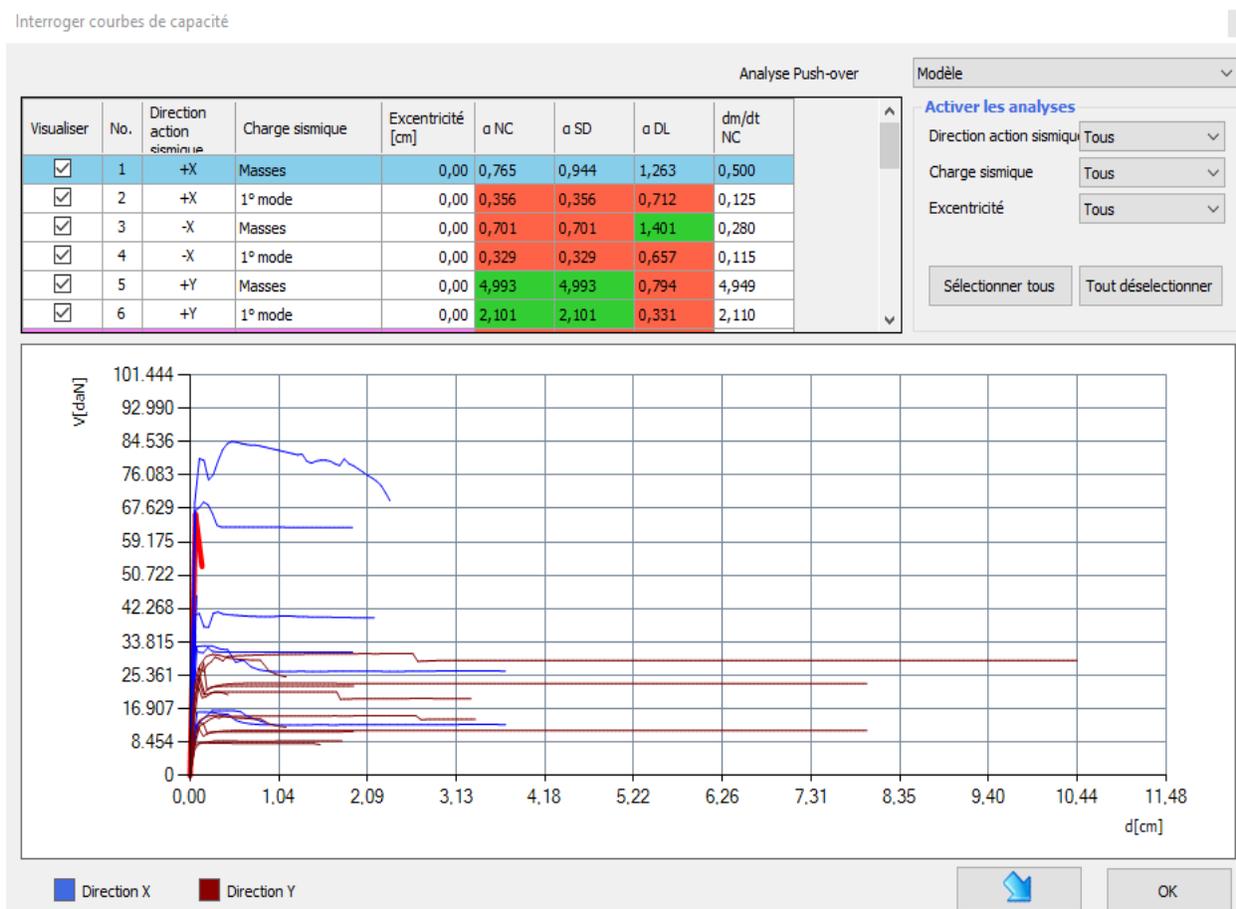


Figure V.13. Courbes de capacité pour les différentes combinaisons.

V-3-3- Détermination du point de performance :

Le point de performance correspond au point d'intersection entre la courbe de capacité bilinéaire et le spectre de réponse sismique inélastique.

- **Courbes de capacité :**

Les courbes de capacité obtenues par l'analyse Pushover suivant la direction x sont regroupées dans la figure suivante, avec la courbe la plus défavorable dans cette direction en rouge.

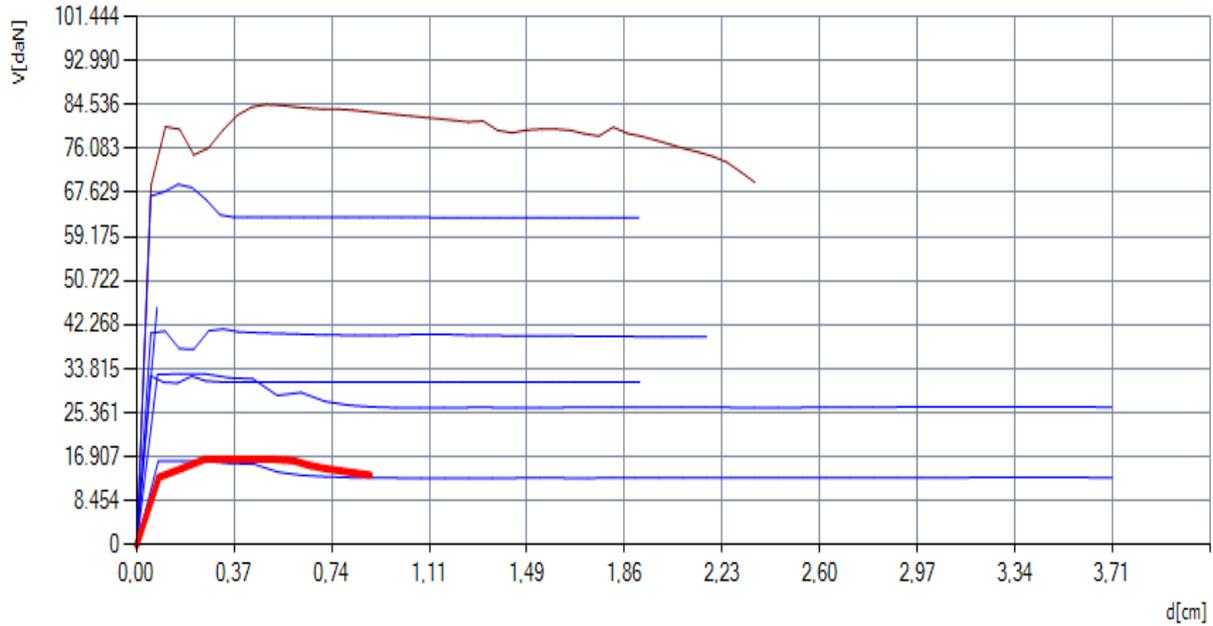


Figure V.14. Courbes de capacité suivant la direction x.

Le cas le plus défavorable (la courbe qui a un palier plastique faible) dans la direction x est celui avec une excentricité accidentelle de -5% et des forces statiques.

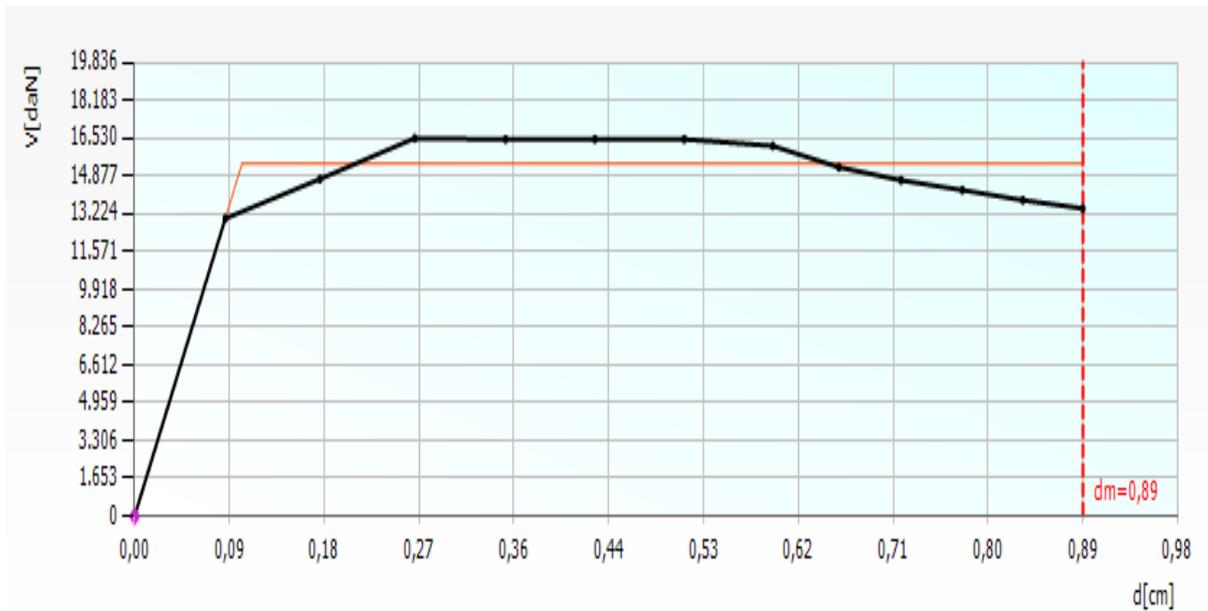


Figure V.15. Courbe de capacité du cas le plus défavorable suivant la direction x.

Pour obtenir la courbe bilinéaire dans le système SDOF (1DDL) on divise à la fois l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modale ($\Gamma = 1.68$), les valeurs dont on a besoin pour dessiner la courbe de capacité bilinéaire sont :

- $F_y^* = 9183.33 \text{ daN}$
- $d_y^* = 0.06 \text{ cm}$
- $d_u^* = 0.53 \text{ cm}$

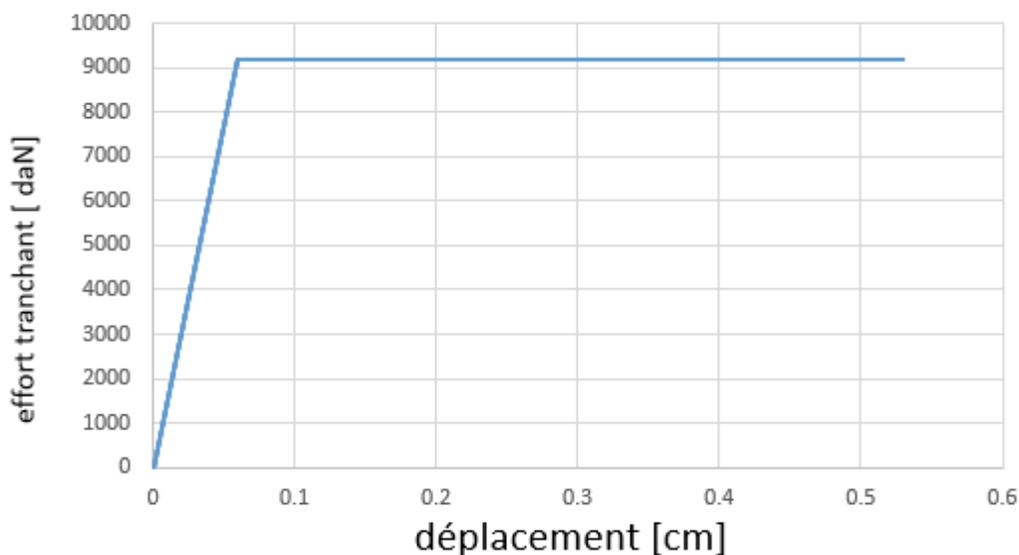


Figure V.16. Courbe de capacité bilinéaire suivant la direction x.

Les courbes de capacité obtenues par l'analyse Pushover suivant la direction y sont regroupées sur la figure suivante avec la courbe la plus défavorable dans cette direction en rouge.

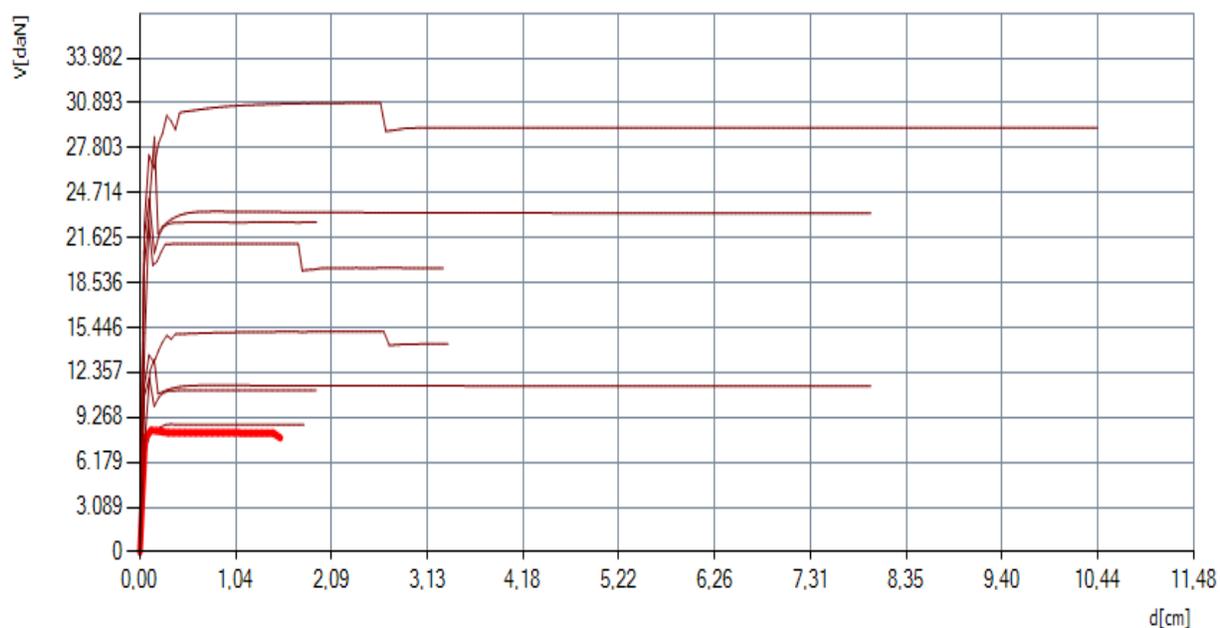


Figure V.17. Courbes de capacité suivant la direction y.

Le cas le plus défavorable (la courbe qui a un pallier plastique faible) dans la direction y est celui avec une excentricité accidentelle de -5% et des forces statiques.

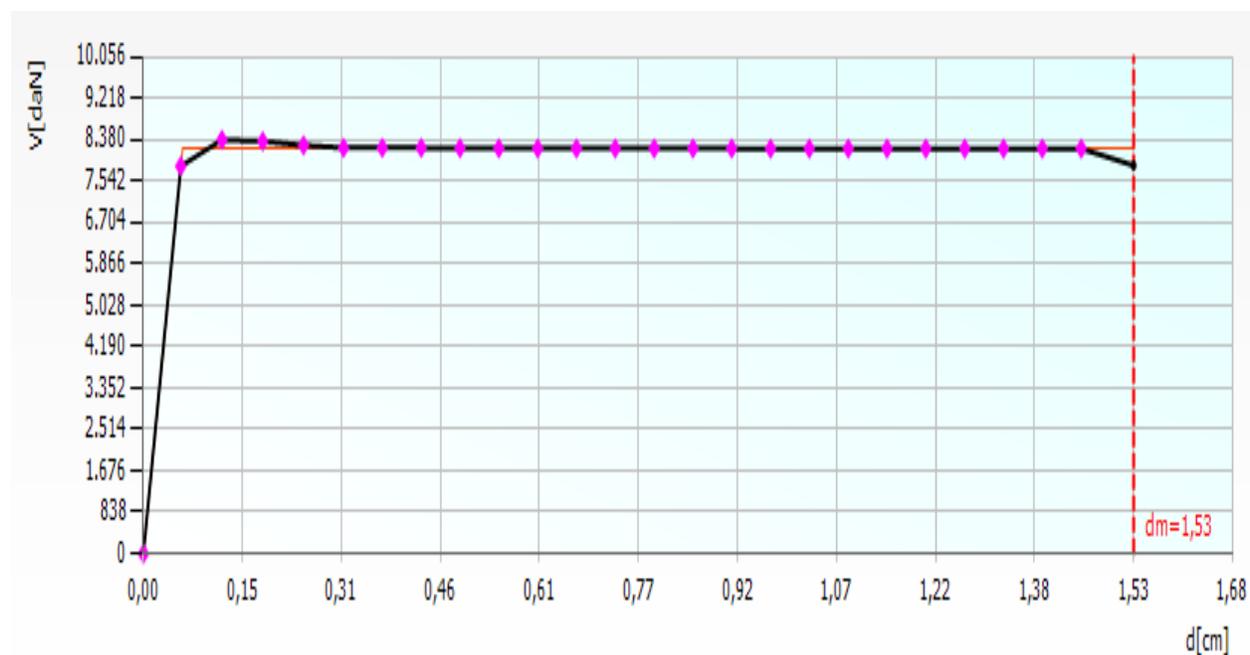


Figure V.18. Courbe de capacité du cas le plus défavorable suivant la direction y.

Pour obtenir la courbe bilinéaire dans le système SDOF on divise à la fois l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modale ($\Gamma = 1,44$), les valeurs dont on a besoin pour dessiner la courbe de capacité bilinéaire sont :

- $F_y^* = 5555.55$ daN
- $d_y^* = 0.04$ cm
- $d_u^* = 1.06$ cm

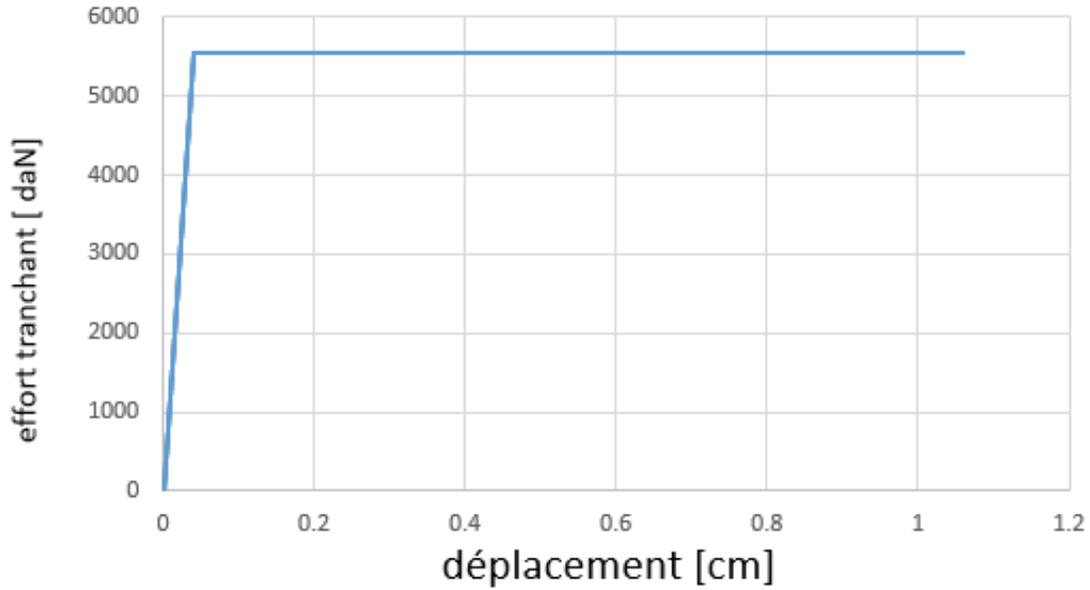


Figure V.19. Courbe de capacité bilinéaire suivant la direction y.

- **Transformation d'unités de la courbe de capacité bilinéaire :**

Pour déterminer le point de performance il faut avoir des mêmes unités avec celles de spectre de demande. Pour cela, on est obligé de convertir les unités de la courbe de capacité comme suit :

- Réaction à la base / masse = accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale = Déplacement.

- **Spectre de réponse :**

D'après RPA99 version 2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **η** : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 7$
- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure.
- **T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- **Q** : Facteur de qualité.

Pour notre étude, les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

Tableau V.1. Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.2	1.83	10%	1	0.15	0.4	1.2

• **Spectre de réponse élastique en format (Sa-Sd) :**

Pour pouvoir combiner le spectre de capacité avec le spectre de demande (réponse), on doit transformer ce dernier en format accélération déplacement en utilisant la relation suivante :

$$Sd_e = \frac{T_{n0}^2}{4\pi^2} Sa_e \quad (5.1)$$

• **Spectre de réponse inélastique en format (Sa-Sd) :**

$$Sa = \frac{Sa_e}{R\mu} \quad (5.2)$$

$$Sd = \frac{\mu}{R\mu} Sd_e \quad (5.3)$$

Avec :

μ : Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

$R\mu$: Facteur de réduction dû à la ductilité de la structure.

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction $R\mu$, Cependant, la plus utilisée est celle de (Vidic et al., 1994) :

$$R\mu = (\mu - 1) \frac{T^*}{T_2} + 1 \quad T^* < T_2 \quad (5.4)$$

$$R\mu = \mu \quad T^* \geq T_2 \quad (5.5)$$

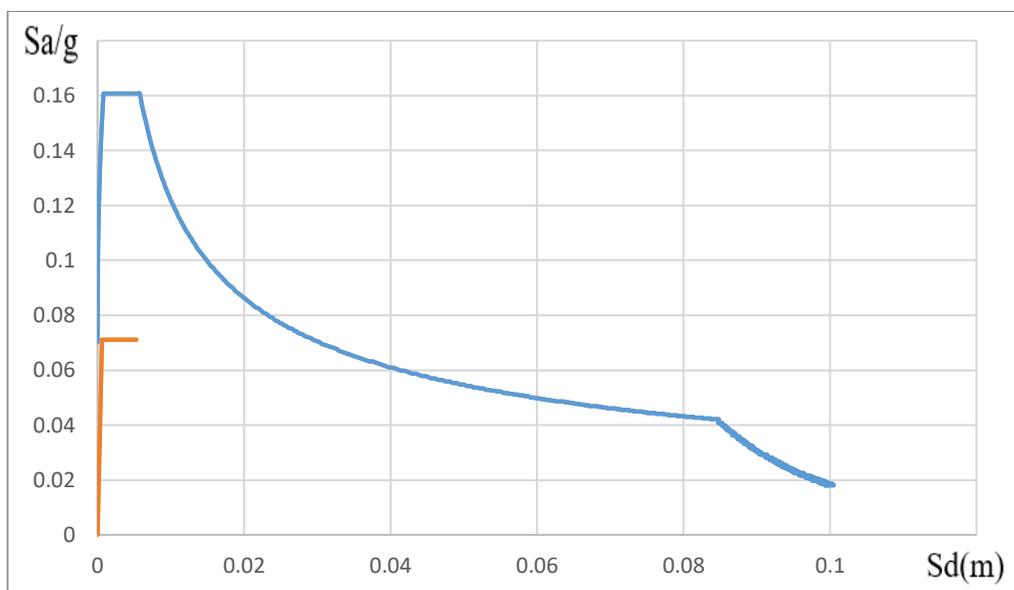


Figure V.20. Point de performance dans la direction X.

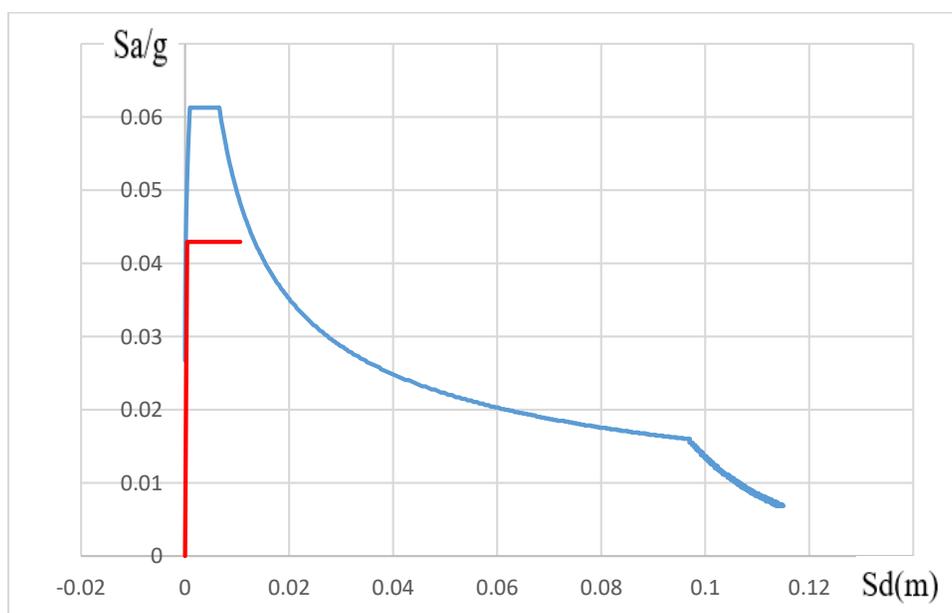


Figure V.21. Point de performance dans la direction Y.

V-3-4- Interprétation des résultats :

- Les efforts tranchants avec les combinaisons où les charges sismiques sont statiques rectangulaires (Uniformes) sont plus importantes que celles où ces charges sont statiques triangulaires (forces statiques).
- Les efforts tranchants sont plus importants lorsque l'excentricité accidentelle est prise en considération par rapport au cas où elle est négligée.
- Les endommagements de cisaillement en général sont localisés au murs du minaret avec des fissures importantes généralement en forme de X, à cause de faible résistance au cisaillement de la maçonnerie.
- Les endommagements de flexion sont trouvés en dessus des ouvertures et dans les extrémités des murs supérieurs du minaret à cause de l'importance des efforts de flexion et la faiblesse de la maçonnerie vis-à-vis des charges de traction.
- L'absence des endommagements et des fissures de compression à cause de la forte résistance de la maçonnerie vis-à-vis des charges de compression.
- Les indices de vulnérabilité sismique sont vérifiés (supérieurs à 1) pour le cas de SD (significant damages) et le cas NC (Near Collapse), par contre ils ne sont pas vérifiés dans l'autre cas de dommage dans la plupart des combinaisons. Pour les plus défavorables ne sont pas vérifiées pour les trois cas d'endommagement.
- Le spectre est trop élevé par rapport à la courbe de capacité, donc la demande sismique est trop élevée, ce qui signifie que dans le cas d'un séisme de magnitude élevée, le bâtiment ne pourra pas supporter l'excitation de la demande sismique.

V-4- Solutions proposées :

D'après les résultats de l'analyse, le problème majeur rencontré est l'effondrement du minaret. Pour remédier à ce problème, les solutions suivantes sont proposées :

- Réalisation d'un cintrage métallique extérieur sur la partie extérieure du minaret.
- Réalisation des contreforts dans la partie intérieure du minaret.
- Réalisation des cadres métalliques dans les ouvertures du minaret car ces dernières diminuent la résistance des murs.
- Réalisation des tirants métalliques sur la partie supérieure des murs pour éviter l'évolution de leur écartement.

V-6- Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons élaboré une modélisation par logiciel 3Muri appropriée pour les bâtiments en maçonnerie qui permet la détection des zones d'endommagement et leurs types sous une analyse statique non linéaire (pushover). Le point de performance de notre bâtiment déduit des résultats de cette analyse a confirmé la vulnérabilité sismique du bâtiment et par conséquent des solutions ont été proposées afin de diminuer cette vulnérabilité sismique.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE :

Les séismes représentent l'un des plus grands dangers pour les bâtiments dans les régions sismiques et surtout pour les vieux bâtiments en maçonnerie qui ont une faible performance vis-à-vis des séismes. Les constructions en maçonnerie non-chaînée représentent une bonne partie des bâtiments en Algérie, et beaucoup d'entre eux représentent une valeur patrimoniale très importante pour le pays. Pour ce danger potentiel, il est devenu nécessaire de prêter une attention particulière à ce genre de constructions, par des études concernant la performance et la vulnérabilité sismique, puis par des études de renforcement afin de sauvegarder ces constructions et ses occupants et protéger les valeurs historiques du pays.

Dans les dernières années, Les études sur les bâtiments existants en maçonneries non-chaînée a pris beaucoup d'intérêt de la part des experts et des chercheurs dans le domaine du génie parasismique dans le monde. D'après ces études, des méthodes d'évaluation de la performance et de vulnérabilité sismique de ce type de bâtiments ont été développées, elles sont basées généralement sur des analyses non linéaires (Pushover) qui sont considérées comme très utiles pour l'estimation du comportement réel des bâtiments. Ils ont développé aussi des logiciels qui traitent les constructions en maçonneries non-chaînée tel-que 3Muri.

Ce travail nous a permis de traiter un vieux bâtiment en maçonnerie non-chaînée situé à Mazagran dans la ville de Mostaganem. Le but de ce travail est la détermination de la performance et la vulnérabilité sismique de ce bâtiment.

Nous avons dans un premier temps présenté l'historique et la description architecturale et structurale de l'ouvrage.

Dans la deuxième partie de notre travail une étude bibliographique sur les pathologies et la réhabilitation des structures en maçonnerie a été développée.

Dans le troisième chapitre une étude bibliographique sur l'analyse statique non linéaire (PUSHOVER) a été détaillée.

Un modèle numérique a été réalisé par le logiciel ETABS dans le quatrième chapitre pour obtenir les caractéristiques dynamiques de la structure.

Le cinquième et dernier chapitre a abordé la question de la vulnérabilité sismique de ce bâtiment en utilisant l'analyse non linéaire (pushover) qui a été faite par une modélisation numérique par le logiciel 3Muri. Le résultat de cette analyse a conclu que le minaret s'effondre sous l'effet d'un séisme modéré ce qui conclut que notre structure est vulnérable vis-à-vis du séisme.

A la fin de ce travail, nous proposons quelques perspectives futures sur ce sujet :

- Réalisation d'une étude statistique des anciens bâtiments en maçonnerie avec leurs informations architecturales et structurelles afin de permettre une bonne exploitation de ces résultats dans les travaux futurs de leurs réhabilitations ou restaurations.
- Réalisation des essais de flexion et de cisaillement sur les éléments en maçonnerie pour mieux savoir le comportement et les caractéristiques mécaniques de ces éléments.

CONCLUSION GENERALE

- Réalisation des études sur les différentes méthodologies de renforcement et de réhabilitation des bâtiments en maçonnerie non-chaînée.
- Utilisation des analyses non linéaires (Pushover) pour la modélisation des différentes typologies de bâtiments, et surtout dans les zones de forte sismicité.
- Ajouter des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie non-chaînée dans les prochaines versions de la réglementation parasismique algérienne (RPA).

Référence bibliographique

- A.El ghoulbzouri, K. B. (2015). Application de la méthode d'analyse statique non linéaire sur un bâtiment R+3 . Lyon.
- A.Taleb, M. O. (2012). Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en Béton Armé Par l'Utilisation des Courbes de Fragilités. Rabat, Maroc: Ecole Mohammedia d'Ingénieurs.
- ABDELLAOUI Kamel, D. S. (2012). Etude de réhabilitation de la mosquée du cimetière de Chouhada de Hennaya . Tlemcen: Université Abou Bekr Belkaid.
- Belkacem, C. (2018). Evaluation de la vulnérabilité sismique des structures. Mostaganem: Université de Mostaganem.
- BENDOUHOU Anissa, K. M. (2017). Conception et étude d'un bâtiment R+5+S-SOL par une analyse dynamique et statique non linéaire. Boumerdes: Université de Boumerdes.
- Djazairiess*. (s.d.). Consulté le 02 13, 2020, sur www.djazairiess.com
- Eddine, L. D. (2012). Evaluation de la capacité Portante des Structures par La méthode Pushover. Batna: Université Hadj Lakhdar.
- Ehab, I. (2016). Pathologie de structures en béton armé. Tebessa: Université de Larbi Tébessi.
- GUENA Soufyane, C. M. (2018). Analyse dynamique paramétrique d'un bâtiment R+6 en béton armé par la méthode statique non linéaire . Tlemcen: Université Abou Bekr Belkaid .
- Houmeur Mouaad, T. L. (2018). Pathologie des bétons des stations d'épuration sous l'influence des eaux agressives . Guelma: Université de Guelma.
- Kamal Raftani, O. H. (2018). Pathologies des bâtiments traditionnels dans le contexte spécifique des médinas marocaines. Rabat: Coopération Municipale - CoMun Gouvernance locale et participative au Maghreb .
- Kamal Sonekar, S. V. (2015). Pushover Analysis of Masonry Buildings . *Journal of Civil Engineering and Environmental Technology* , Volume 2, 18-22.
- Karima, D. (2010). Evaluation des Performances parasismique des portiques en Béton Armé renforcés par chemisage en Béton armé par Bandage en CFRP . Constantine: Université Constantine.
- Mouloud, H. (2010). Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique. Bordeaux, France: Rencontres de l'AUGC.
- Oğuz, S. (2005). Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures. Turkey: Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University.
- Salim, M. (2016). Analyse non-linéaire d'une structure en voile. M'sila: Universit Mohamed Boudiaf.

- Sellaoui Nezha, M. M. (2013). Risque et vulnérabilité sismique d'un bâtiment stratégique à la ville de Guelma. Guelma: Université de Guelma.
- Sena, K. (2017). Réhabilitation des structures en béton armé. Guelma: Université de Guelma.
- Simon PETROVČIČ, V. K. (2015). Modelling and Analysis of Seismic Base-Isolated Masonry Heritage Structures. *Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*. Cambridge UK.
- Zahira, B. (2018). Remémoration du patrimoine militaire et culturel de Mazagran. Mostaganem, Algérie: Université de Mostaganem.