

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB-BLIDA-

جامعة سعد دحلب - البليدة -



FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE

كلية العلوم والتكنولوجيا

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE

MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION: STRUCTURE

THÈME:

Renforcement parasismique des monuments historiques
Cas du minaret de la Kalâa des Béni Hammad - M'sila -

■ Présenté par :

M. ASSAMEUR. Zakaria

■ Encadreur :

Pr. BOURAHLA.Nouredine

■ Co-encadreur :

Ing. TAFRAOUT. Salim

Année universitaire 2018/ 2019

Remerciements

Il est certain que ce travail n'aurait pas pu aboutir sans le soutien de nombreuses personnes, celles qui m'ont permis de mener ce mémoire dans les meilleures conditions, soit par leur intérêt scientifique, soit par leur apport professionnel. Je tiens donc à remercier toutes ces personnes sans exception.

Tout d'abord, je tiens à remercier mon encadreur, le professeur Nouredine Bourahla, de m'avoir encadré et de m'avoir poussé à donner le meilleur de moi-même. Merci Monsieur pour le bon sujet de recherche que vous m'avez proposé, pour votre disponibilité et pour la confiance que vous m'avez accordée durant tous ces mois de travail. Cela restera gravé pour toujours dans ma mémoire.

Je tiens à remercier également mon Co-encadreur, Salim Taфраout, ingénieur de structure. Merci Salim pour votre disponibilité et de m'avoir accompagné dans ma tâche jusqu'au bout.

Je remercie mes chers parents, mon frère et mes sœurs pour leur soutien durant toutes les années de formation.

Je remercie spécialement Fouzi Belhouchet, Ingénieur de structure, pour son aide et sa disponibilité depuis le cycle de licence. Je remercie également les ingénieurs du BEREP : Farouk Brakni et Ahmed Nacef.

Merci à Abdelwahab Elaichi, à Adel Si Ahmed et à l'architecte Youcef Remini pour leur aide et leur disponibilité.

Enfin, Merci à tous les enseignants de génie civil de nous avoir accompagnés pendant toutes les années de la formation.

ملخص:

المباني القديمة والنصب التاريخية المصنفة كتراث محلي او عالمي الواقعة في مناطق النشاط الزلزالي تعتبر جد ضعيفة وحساسة للأحداث الزلزالية، قد يؤدي هذا الضعف إلى حالة من الأضرار الشديدة للغاية مثلما تشهده مختلف تقارير التحقيق بعد الزلازل عن الأحداث الزلزالية الأخيرة في منطقة البحر الأبيض المتوسط. يوجد في الجزائر عدد كبير من الآثار والمعالم المتنوعة من حيث العمر (حضارات وفترات مختلفة)، ومن حيث الهياكل (مآذن، مساجد، أبراج، قصور، مدن قديمة، آثار ... إلخ).

الهدف من هذا العمل هو اقتراح حل لتقوية حالة النصب التاريخي ; مئذنة قلعة بني حماد الواقعة في المعاضيد بالقرب من المسيلة. لهذا الغرض، تم إجراء مسح هندسي باستخدام سحابة النقاط التي يوفرها المسح الضوئي ثلاثي الأبعاد، هذا المسح الذي يمثل حالة مكان المئذنة يستخدم لإنشاء نموذج عددي بالعناصر المحددة الذي يتم تصحيحه والتحقق من صحته من خلال اختبارات الاهتزازات المحيطة. تم حساب الحمولة الزلزالية باستعمال التحليل الديناميكي الزمني من اجل تحديد المناطق الخطرة والآليات المحتملة للكسر. بالاعتماد على نتائج هذا التحليل، تم اقتراح حل تقوية كحماية لهيكل المنشأة في حالة حدوث زلزال محتمل في المنطقة.

كلمات مفتاحية:

نصب تاريخي، مئذنة، نموذج العناصر المحددة، الاهتزازات المحيطة، تحديث النماذج، تحليل ديناميكي زمني، تقوية.

Résumé :

Les vieux bâtis et les monuments historiques en particulier faisant partie du patrimoine national ou mondial situés dans les zones sismiquement actives sont très vulnérables et très sensibles aux évènements sismiques. Cette faiblesse pourrait provoquer des dommages très sévères, comme en témoignent les différents rapports d'investigation post-sismiques des événements récents dans la région méditerranéenne. L'Algérie possède un parc de monuments très variés en terme d'âge (différentes civilisations et époques), et en terme de structures (Minarets, mosquées, tours, palais, médina, ruines...etc.).

L'objectif de ce travail est de proposer une solution de renforcement pour le cas du monument : le Minaret de la Kalâa des Béni Hammad situé à Maadid près de M'sila.

Dans ce but, un relevé géométrique est d'abord effectué à l'aide des nuages de points fournis par le scanner 3D. Ce relevé représentant l'état des lieux du minaret et validé par les essais de vibrations ambiantes est utilisé pour élaborer un modèle numérique en éléments finis. Un calcul sismique par la méthode dynamique temporelle a été effectué afin d'identifier les zones dangereuses et les mécanismes de rupture probables. En se basant sur les résultats de cette analyse, une solution de renforcement a été proposée à titre de protection de l'ouvrage en cas d'un séisme probable dans la région.

Mots clés :

Monument historique, minaret, modèle en éléments finis, vibrations ambiantes, calage, analyse temporelle, renforcement.

Abstract:

Ancient buildings and historic monuments especially those representing national or world heritage located in seismically active areas, are very vulnerable to seismic events. This weakness leads to a very severe damage as witnessed by the various post-seismic investigation reports of recent earthquakes in the Mediterranean region. Algeria has a large number of monuments, with various age (different civilizations and periods), and type of structures (minarets, mosques, tours, palaces, medinas...etc.).

The purpose of this work is to propose a retrofitting solution for the historic monument:

Minaret of the kalaa of beni Hammad in the region of Msila. For this purpose, a geometric survey has been first performed using point clouds provided by the 3D scanner. This survey representing the geometry of the minaret is used to develop a finite element model. The latter has been validated by the ambient vibrations tests. The validated model has been then used to carry out seismic calculation using series of time history analyses. Finally, the results obtained using the model of this minaret helped to identify the most stressed zones and the probable failure mechanism. A suitable reinforcement solution has been proposed to protect the structure in the event of a probable earthquake in the region.

Keywords:

Historical monument, minaret, finite element, ambient vibration, models updating, time history analysis, retrofitting.

Table des matières

Remerciements

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 2

Chapitre I : Étude bibliographique

1	Introduction.....	6
2	Les monuments et les édifices historiques.....	6
2.1	Définition du monument historique.....	6
2.2	Les sites monumentaux de l'Algérie.....	6
2.3	Systèmes constructifs des édifices historiques.....	7
2.3.1	Les murs en maçonnerie.....	7
2.3.2	Les matériaux composant la maçonnerie.....	10
2.3.3	Description du comportement global de la maçonnerie en pierre naturelle....	13
2.3.4	Évaluation du module de Young de la maçonnerie historique :	
	Cas des murs en pierre naturelle soumis à la compression axiale.....	14
2.3.5	Comportements mécaniques et contraintes de la maçonnerie en pierre.....	16
2.3.6	Autres matériaux utilisés dans la construction historique.....	18
3	Effet sismique sur les monuments historiques.....	19
3.1	Les enquêtes post-sismiques.....	20
3.1.1	Diagnostic : Les dommages sismiques observés sur les édifices et les monuments historiques.....	20
3.1.2	Méthodes de renforcement et de réhabilitation des monuments historiques et des anciens édifices maçonnés	32
3.1.3	Approches structurelles et mécaniques d'intervention.....	34
3.1.4	Intervention sur les murs et les piliers.....	35
3.1.5	Interventions sur les planchers et les couvertures.....	42
3.1.6	Interventions sur les arcs et les voûtes.....	44
4	Conclusion	45

Chapitre II : Historique et relevé de la structure du minaret de kalâa des Béni Hammad

1	Introduction.....	47
2	Aperçu historique sur la Kalâa des Béni Hammad	47
2.1	Localisation et histoire de la ville Hammadide.....	47
2.2	Le mur fortifiant.....	49
2.3	La grande mosquée	50
2.4	Caractéristiques descriptives du minaret de la grande mosquée.....	50
2.4.1	Géométrie du minaret.....	51

2.4.2	Matériaux utilisés.....	51
2.4.3	Système structurel et éléments constructifs.....	52
2.4.4	Construction du minaret.....	53
2.4.5	Scénario approximatif de la construction du minaret.....	54
2.5	Historique de la restauration du minaret.....	60
2.5.1	Le minaret à l'état d'origine (avant restauration).....	60
2.5.2	Première intervention : Mission de 1976.....	61
2.5.3	Deuxième intervention : Mission Polono algérienne 1987-1988.....	62
2.5.4	Le minaret à l'état actuel : Début des fissures dans les voûte.....	62
3	Élaboration d'un modèle tridimensionnel « 3D » BIM à partir d'un relevé géométrique	63
3.1	Le BIM et la réhabilitation.....	63
3.2	Démarches de la modélisation des monuments historiques par processus BIM (Cas du Minaret des Béni- Hammad)	63
3.2.1	Élaboration de relevé du minaret en utilisant le scanner 3D.....	63
3.2.2	Logiciel de dessin et de modélisation 3D : Exemple d'Autodesk Revit.....	65
3.2.3	Modèle de la structure du minaret sur revit.....	66
3.3	Simulation du modèle du minaret par éléments finis sur le logiciel SAP2000.....	67
3.3.1	Objectif de la modélisation du minaret sur le logiciel SAP2000.....	67
3.3.2	Matériaux.....	67
3.3.3	Caractéristiques des matériaux supposés.....	67
3.3.4	Modélisation par éléments finis.....	68
3.4	Modèle tridimensionnel en EF du minaret.....	70
4	Conclusion.....	71

Chapitre III : Calcul modal et validation des modèles en éléments finis à partir des essais de vibrations ambiantes

1	Introduction.....	73
2	Essais de vibrations ambiantes.....	73
2.1	Concept général.....	73
2.2	Enregistrement des vibrations ambiantes dans la structure du minaret.....	74
2.2.1	Choix des stations de mesure.....	74
2.2.2	Positionnement du capteur.....	74
2.3	Paramètres d'enregistrement	76
2.3.1	Gain.....	76
2.3.2	Fréquence d'échantillonnage.....	76
2.3.3	Durée d'enregistrement.....	76
2.4	Instrumentation.....	77
2.4.1	Station d'acquisition de données SityShark 2.....	77
2.4.2	Capteur Lennartz (Le3Dlite).....	77
2.4.3	Logiciels d'acquisition et de traitement de données enregistrées.....	78
2.5	Protocole de l'essai de vibrations ambiantes.....	79

3	Calcul modal.....	80
3.1	Analyse modale du minaret.....	80
3.2	Résultats d'analyse modale numérique.....	80
3.3	Résultats des essais de vibrations ambiantes.....	83
3.4	Calage des modèles en EF à partir des fonctions de réponse fréquentielle FRF.....	85
3.4.1	Calage du modèle numérique du minaret.....	86
3.5	Corrélation des fonctions de réponse en fréquence (FRF).....	88
3.5.1	Calcul du degré de correspondance et minimisation d'erreur.....	89
4	Validation du modèle en éléments finis du minaret.....	90
4.1	Caractéristiques physiques et mécaniques de la maçonnerie après le calage.....	91
4.2	Valeurs propres après le calage.....	91
5	Conclusion.....	92

Chapitre IV : Analyse dynamique temporelle

1	Introduction.....	94
2	Définition du chargement sismique.....	94
2.1	Paramètres sismologiques.....	94
2.2	Importance de la sismicité dans la région de M'sila.....	95
2.3	Définition du mouvement sismique	95
2.3.1	Définition du chargement sismique par accélérogramme.....	95
2.3.2	Élaboration du spectre de réponse élastique normalisé pour le minaret.....	96
2.3.3	Accélérogrammes artificiels.....	96
2.3.4	Accélérogrammes réels.....	97
2.4	Vérification des spectres élastiques selon les conditions et les recommandations de l'Eurocode 8.....	99
2.4.1	Vérification de la condition (b).....	99
2.4.2	Vérification de la condition (c).....	99
3	Analyse dynamique temporelle.....	101
3.1	Application de la méthode dynamique temporelle linéaire.....	101
3.1.1	Variation des déplacements du minaret en fonction de la hauteur.....	101
3.1.2	Vérification des déplacements moyens.....	103
3.1.3	Analyse des contraintes par la méthode temporelle.....	103
3.1.3.1	Évaluation des contraintes élastiques normales et tangentielles pour tous les accélérogrammes.....	105
3.1.3.2	Vérification des contraintes normales et tangentielles moyennes en utilisant l'analyse dynamique temporelle par rapport aux contraintes limites élastiques.....	106

3.2	Application de la méthode dynamique modale spectrale pour un modèle 3D.....	109
3.2.1	But de l'utilisation du spectre de réponse élastique.....	109
3.2.2	Comparaison entre les résultats de l'analyse dynamique temporelle et de ceux de l'analyse modale spectrale.....	109
3.2.2.1	Comparaison des déplacements moyens de tous les accélérogrammes avec les déplacements fournis par le spectre de réponse élastique du site (spectre d'RPA).....	109
3.2.2.2	Comparaison des contraintes moyennes correspondant à l'analyse dynamique temporelle avec celles correspondant à l'analyse modale spectrale.....	110
3.2.2.3	Vérification des contraintes normales et tangentielles maximales en utilisant l'analyse modale spectrale par rapport aux contraintes limites élastiques.....	111
4	Conclusion.....	112

Chapitre V : Solution de renforcement et performance de la structure renforcée

1	Introduction.....	114
2	Identification des zones dangereuses dans la structure du minaret.....	114
2.1	Zones dangereuses induites sous l'effet des contraintes de traction.....	114
2.2	Zones dangereuses induites sous l'effet des contraintes de cisaillement.....	116
2.3	Rupture dans les zones dangereuses.....	117
3	Proposition de solution de renforcement du minaret.....	118
3.1	Renforcement par la technique de corsetage : Définition et principe.....	119
3.2	Corsetage du minaret.....	120
3.2.1	Dimensionnement et modélisation des tirants métalliques.....	120
3.2.2	Pose des tirants.....	123
3.2.3	Renforcement des linteaux.....	124
4	Conclusion.....	126
	Conclusion et perspectives.....	128
	Références bibliographiques	130
	Annexes.....	134

Liste des figures

Figure 1.1	Types d'appareils.....	7
Figure 1.2	Exemple d'appareil à épaisseur simple.....	8
Figure 1.3	Exemple d'appareillage à épaisseur double.....	8
Figure 1.4	Blocage entre deux murs appareillés.....	9
Figure 1.5	Deux parements séparés par blocage épais.....	9
Figure 1.6	Deux parements séparés par blocage non épais.....	9
Figure 1.7	Entre la maçonnerie du blocage et la maçonnerie d'appareil.....	10
Figure 1.8	Mur avec chaînage horizontal et vertical.....	10
Figure 1.9	Types de joints en fonction de l'épaisseur.....	12
Figure 1.10	Essai de la compression axiale sur les murs en maçonnerie de pierre et du mortier à chaux hydraulique.....	15
Figure 1.11	Valeurs des contraintes de compression en fonction des masses volumiques pour des échantillons pierre de calcaire et mortier.....	16
Figure 1.12	Valeurs des contraintes de cisaillement en fonction de celles de compression pour un échantillon de maçonnerie en pierre de type calcaire.....	18
Figure 1.13	Comportement et endommagement d'un mur en maçonnerie lors d'un séisme.....	19
Figure 1.14	Mécanismes de ruine Dans-Plan et Hors-Plan.....	21
Figure 1.15	Déversement de façade.....	22
Figure 1.16	Déversement des tympans.....	22
Figure 1.17	Poussée du toit et déversement des parois.....	23
Figure 1.18	Basculement de la nef et désolidarisation des murs et de la couverture.....	24
Figure 1.19	Représentation de mécanisme de rupture Dans-Plan.....	25
Figure 1.20	Cisaillement des parois extérieures sous l'effet de sollicitation longitudinale.....	26
Figure 1.21	Déformation des voûtes et déséquilibre des piliers.....	27
Figure 1.22	Rotation de la façade dans son plan.....	27
Figure 1.23	Affaissement des voûtes.....	28
Figure 1.24	Renversement des structures et éléments élancés.....	29
Figure 1.25	Phénomène d'effondrement des couches de maçonnerie dans les murs multicouches (phénomène d'effeuillage de couches).....	30
Figure 1.26	Clé de voûte lors de sa découverte (Dalles du Decumanus Maximus).....	31
Figure 1.27	Décalage au niveau du mur d'un temple inconnu pied.....	31
Figure 1.28	Organigramme montrant les approches d'intervention pour un ancien édifice.....	34
Figure 1.29	Remplacement physique des matériaux pierres, briques et liant.....	35
Figure 1.30	Traitement des fissures-assurer la continuité des appareils.....	36
Figure 1.31	Traitement des fissures : utilisation des éléments métalliques.....	37
Figure 1.32	Traitement des fissures et des cavités : Injection du coulis du mortier.....	38
Figure 1.33	Système contrefort.....	39

Figure 1.34	Disposition, ancrage et assemblage des tirants métalliques dans les murs et les arcs.....	40
Figure 1.35	Chainage des colonnes et piliers.....	41
Figure 1.36	Chemisage des murs et des colonnes.....	42
Figure 1.37	Pose de dalles en béton armé sur les vieux planchers réalisés en bois.....	43
Figure 1.38	Renforcement des planchers par montants intermédiaires en bois et en acier.....	44
Figure 1.39	Renforcement des voûtes et arcs par chainage.....	45
Figure 2.1	Plan de la ville Hammadide.....	48
Figure 2.2	Plan de la mosquée.....	48
Figure 2.3	Ruines de la mosquée.....	48
Figure 2.4	Vue du minaret.....	48
Figure 2.5	Maquette de la Kalâa.....	49
Figure 2.6	La tour du palais de Ménar.....	49
Figure 2.7	Palais des émirs.....	49
Figure 2.8	Perspective du minaret, vue d'angle.....	50
Figure 2.9	Vue de l'ouest.....	50
Figure 2.10	Façade originale.....	51
Figure 2.11	Enduit de chaux.....	51
Figure 2.12	Les troncs supportant l'escalier.....	52
Figure 2.13	Murs appareillés.....	52
Figure 2.14	Tympan de fausses ouvertures.....	52
Figure 2.15	Croquis de la fondation.....	54
Figure 2.16	Murs multicouches.....	54
Figure 2.17	Vue sur le croisement des murs.....	55
Figure 2.18	Vue de façade du minaret.....	55
Figure 2.19	Vue en coupe montrant les escaliers.....	56
Figure 2.20	Vue en plan du minaret.....	56
Figure 2.21	Croquis des volées.....	56
Figure 2.22	Vue à l'intérieur du minaret montrant la forme d'escalier autour du noyau central.....	57
Figure 2.23	Les voûtes d'arêtes type Romain.....	58
Figure 2.24	Les voûtes en berceau.....	58
Figure 2.25	Vue extérieure sur les voûtes (Fournie par le Nuage de points).....	58
Figure 2.26	Vue intérieure sur les voûtes.....	58
Figure 2.27	Technique de construction des voûtes en berceau, chemin de rond, angle Nord-Est de Ménar.....	59
Figure 2.28	Vue au-dessus du plancher.....	60
Figure 2.29	Vue au-dessous du plancher.....	60
Figure 2.30	Vue en angle du noyau.....	60
Figure 2.31	Vue en coupe (état dégradé).....	61
Figure 2.32	Vue en façade (état dégradé).....	61
Figure 2.33	Fissures dans la voûte longitudinale.....	62
Figure 2.34	Fissures dans la voûte d'arrêt.....	62

Figure 2.35	Processus BIM : Les démarches suivies pour la réhabilitation d'un édifice existant.....	63
Figure 2.36	Nuages de points du minaret fourni par logiciel SCENE.....	64
Figure 2.37	Acquisition du levé géométrique à l'intérieur du minaret à l'aide de RecapPro.....	64
Figure 2.38	Acquisition du levé géométrique à l'intérieur du minaret à l'aide de RecapPro.....	65
Figure 2.39	Modélisation et visualisation du minaret en 3D sur revit.....	66
Figure 2.40	Éléments 2D (Quadrilatère et triangulaire).....	69
Figure 2.41	Représentation d'élément fini solide (quadrilatère et hexaèdre).....	69
Figure 2.42	Modélisation du minaret en éléments finis en utilisant le logiciel SAP2000	70
Figure 3.1	Schéma illustratif montrant la position des capteurs.....	75
Figure 3.2	Positionnement des capteurs lors des mesures.....	75
Figure 3.3	Instrument d'acquisition CityShark2.....	77
Figure 3.4	Position du capteur dans la direction nord selon la façade principale du minaret.....	78
Figure 3.5	Logiciel ReadCity en cours de récupération de données.....	78
Figure 3.6	Logiciel du traitement du signal « Geopsy ».....	79
Figure 3.7	Déformées propres de la structure du minaret, modèle EF.....	81
Figure 3.8	Spectres de Fourier (spectres expérimentaux) représentant les fréquences propres de chaque mode en fonction des amplitudes.....	83
Figure 3.9	Les pics d'amplitude en fonction des fréquences représentant les modes propres.....	87
Figure 3.10	Spectre expérimental normalisé.....	88
Figure 3.11	La correspondance entre les FRF ; 1 ^{er} cas d'amortissement.....	89
Figure 3.12	La correspondance entre les FRF ; 2 ^{ème} cas d'amortissement.....	90
Figure 4.1	Spectre de réponse élastique selon l'RPA99V2003.....	96
Figure 4.2	Accélérogrammes artificiels correspondant au site cible.....	97
Figure 4.3	Accélérogrammes réels correspondant au séisme de Boumerdès.....	97
Figure 4.4	Accélérogrammes réels correspondant aux enregistrements à champ lointain	98
Figure 4.5	Spectre de réponse moyen calculé pour tous les accélérogrammes regroupés en correspondance avec le spectre élastique du site cible à 5% d'amortissement.....	98
Figure 4.6	Nœuds choisis pour le calcul des déplacements maximaux.....	102
Figure 4.7	Variation des déplacements pour chaque cas d'accélérogramme.....	102
Figure 4.8	Analyse des contraintes maximales dans le minaret suivant le sens y-y.....	104
Figure 4.9	Représentation graphique des zones dangereuses dans les murs sous l'action sismique de la direction y-y.....	108
Figure 4.10	Correspondances des déplacements fournis par les deux méthodes d'analyse.....	109
Figure 5.1	Identification des zones dangereuses dans les murs et le noyau sous sollicitation de traction.....	115
Figure 5.2	Identification des zones dangereuses dans les murs et le noyau sous sollicitation de cisaillement.....	117
Figure 5.3	Illustration des zones dangereuses sous l'effort séismique.....	118

Figure 5.4	Croquis montrant la vue du corsetage en plan pour les géométries simples.....	119
Figure 5.5	Croquis montrant la vue du corsetage en plan pour les géométries complexes	119
Figure 5.6	Spectre de réponse de calcul (RPA99v2003).....	121
Figure 5.7	Modélisation des tirants métalliques et forme modale du mur de façade.....	122
Figure 5.8	Évaluation des efforts et des contraintes sous l'action sismique.....	122
Figure 5.9	Vue en plan montrant l'emplacement du corsetage sous l'habillage.....	123
Figure 5.10	Vue en élévation du corsetage et détail d'assemblage.....	124
Figure 5.11	Détail du renforcement des ouvertures par les cadres en BA.....	125

Liste des tableaux

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques et massiques des roches brutes.....	12
Tableau 2. Valeurs expérimentales de module de Young des trois murs.....	15
Tableau 3. Caractéristiques mécaniques des échantillons de maçonnerie en pierre.....	67
Tableau 4. Caractéristiques de la maçonnerie estimées pour la modélisation 3D.....	82
Tableau 5. Périodes, fréquences propres et participation massique.....	82
Tableau 6. Valeurs des fréquences propres dans les trois directions.....	83
Tableau 7. Fréquences et déformées propres des stations 1-B et 4.....	84
Tableau 8. Propriétés de la maçonnerie avant le calage.....	86
Tableau 9. Nouvelles propriétés de la maçonnerie après le calage.....	91
Tableau 10. Comparaison des fréquences analytiques après le calage avec les valeurs expérimentales.....	91
Tableau 11. Sismicité historique de la région de M'sila.....	95
Tableau 12. Vérification des accélérations des spectres élastiques à période nulle.....	99
Tableau 13. Vérification des accélérations des deux spectres avec la condition (c) d'EC8.....	100
Tableau 14. Vérification des déplacements pour chaque accélérogramme.....	103
Tableau 15. Valeurs des contraintes maximales dans les murs extérieures cas de (0.8G+E).....	105
Tableau 16. Valeurs des contraintes maximales dans les murs extérieures cas de (G+E)	105
Tableau 17. Valeurs des contraintes maximales dans le noyau central cas de (0.8G+E).....	106
Tableau 18. Valeurs des contraintes maximales dans le noyau central cas de (G+E).....	106
Tableau 19. Vérification des contraintes normales et tangentielles moyennes avec les contraintes limites élastiques.....	107
Tableau 20. Comparaison des contraintes de deux méthodes de calcul, cas de (0.8G+E).....	110
Tableau 21. Comparaison des contraintes de deux méthodes de calcul, cas de (G+E).....	110
Tableau 22. Vérification des contraintes par rapport au contraintes limites élastiques en utilisant l'analyse modale spectrale.....	111

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Les édifices et monuments culturels et historiques faisant partie du patrimoine national ou mondial situés dans les zones sismiquement actives sont très vulnérables aux secousses sismiques et peuvent endurer des dommages très sévères, comme en témoignent les différents rapports d'investigation post-sismiques des séismes récents qui ont secoués la région méditerranéenne (Algérie, Italie, Turquie etc.). L'Algérie dispose d'un parc de monuments culturels très important et très varié en termes d'âge (différentes époques et civilisation) et de structures (médina, palais, mosquées, tours, forts, ruines anciennes etc.)

La majorité de ces monuments historiques présentent une fragilité et une insuffisance de capacité, soit en terme des matériaux constitutifs, soit en terme du système structural. En fait, les deux termes provoquent la dégradation du monument lors des différents facteurs lesquels sont les plus souvent liés à la rugosité de la nature ainsi qu'aux catastrophes naturelles telles que les séismes.

Un ancien édifice peut subir les conséquences de son vieillissement et de sa fatigue structurelle, mais aussi des contraintes majeures liées à l'excitation sismique entraînant un état de dommage très avancé. Parfois, ces contraintes mènent à l'effondrement total du bâtiment en cas d'un séisme fort. À cet effet, des approches d'intervention de réhabilitation sont adressées à la protection de ces édifices vis-à-vis surtout de l'action sismique. Il s'agit des approches structurelles opérationnelles afin d'augmenter la capacité portante des éléments composant le système structural et d'améliorer leur comportement mécanique. Cependant, le choix d'intervention doit être limité à la conservation de l'architecture historique ainsi qu'à la perspective du monument afin de garder sa valeur patrimoniale. Les monuments historiques sont souvent construits en maçonnerie non armée, un massif composite (les murs par exemple) constitué d'éléments telles que la pierre et la terre naturelle, solidarisiées par une liaison du mortier à chaux. Ce massif, dont chacun de ses composants possède des caractéristiques physiques et mécaniques dans l'espace, est donc hétérogène et anisotrope. Évidemment, le comportement des murs en maçonnerie devient moins résistant face aux sollicitations sismiques, du fait de la dissipation d'énergie limitée et de la faible ductilité, ce qui conduit éventuellement à des ruptures fragiles suite à la diffusion des fissures.

C'est le cas précis de Kalâa des Béni Hammad, un monument historique classé par l'UNESCO et choisi dans le cadre de ce projet de fin d'étude comme cas d'étude et de renforcement.

Dans ce contexte, l'élaboration des relevés géométriques de cet édifice a été rendue plus facile et plus rapide grâce à l'avancée technologique, en utilisant le scanner 3D afin d'avoir les caractéristiques géométriques du bâtiment en question sous forme de nuage de points en utilisant ces données dans une maquette numérique basée sur une plateforme « BIM » (Building Information Modeling).

Afin de compléter la mission de réhabilitation du monument historique par le processus BIM, une tentative de restitution d'un modèle 3D de structure a été effectuée et les contraintes techniques liées à cette opération ont été soulevées et discutées.

L'étape de modélisation par les éléments finis vise l'identification structurelle du bâtiment existant par le biais du modèle numérique. Le calcul modal pourrait donc se faire en identifiant le comportement dynamique ainsi que les paramètres intrinsèques du bâtiment étudié. En revanche, cette identification devient plus difficile quand il s'agit d'un bâtiment historique construit en maçonnerie, en raison de la méconnaissance des matériaux constitutifs et des caractéristiques physiques et mécaniques correspondantes. C'est pour cette raison qu'une série d'essais de vibrations ambiantes a été menée sur site pour déterminer expérimentalement les paramètres modaux (périodes, fréquences propres et taux d'amortissement) de l'ouvrage. Sur la base de ces données expérimentales, le modèle numérique en éléments finis a été validé en comparant ses résultats analytiques avec les résultats expérimentaux.

Après la validation du modèle numérique par les essais de vibrations ambiantes, il a été procédé à une analyse structurale afin d'évaluer le comportement dynamique ainsi que sa capacité portante vis-à-vis d'un séisme probable. Les résultats de cette analyse ont permis d'identifier et de localiser les zones dangereuses de concentration des contraintes normales et tangentielles. Ainsi une solution de renforcement sommaire a été proposée et évaluée.

Ce mémoire est composé de cinq chapitres :

- Le premier chapitre comprend une étude bibliographique axée sur le comportement structural des murs de maçonnerie, les dommages sismiques des bâtiments anciens et les méthodes de renforcement correspondantes.
- Le deuxième chapitre est consacré à l'étude de cas du monument historique classé patrimoine mondial depuis 1980. Il s'agit du minaret de la Kalâa des Béni Hammad fondé en 1007 à M'sila. Un relevé géométrique a été établi à l'aide des nuages de points fournis par un scanner 3D. Ce relevé présentant l'état des lieux du minaret a été utilisé pour élaborer un modèle numérique en éléments finis.

- Le troisième chapitre porte sur le calcul modal de la structure du minaret et la validation du modèle numérique par les essais de vibrations ambiantes.
- Le quatrième chapitre est dédié au calcul sismique par la méthode dynamique temporelle, avec une comparaison avec les résultats obtenus par la méthode modale spectrale.
- Le cinquième chapitre présente l'identification des zones dangereuses et une proposition de solution de renforcement du minaret. Il s'agit de la technique de corsetage qui sert à la solidarisation des murs orthogonaux par le biais des tirants métalliques placés au périmètre du minaret.

CHAPITRE I

Étude bibliographique

Monuments historiques :

Observations post-sismiques et réhabilitation

1. Introduction

Les monuments historiques sont des œuvres architecturales portant l'identité et l'héritage des civilisations. De nos jours, de nombreux édifices historiques dans le monde présentent une vulnérabilité importante, liée non seulement à leur vieillissement ou à la fatigue de leur matériaux constitutifs mais aussi au manque d'entretien, alors que ces vieux bâtis doivent être protégés notamment s'ils font partie du patrimoine.

Les matériaux utilisés à l'époque étaient d'origine naturelle tels que la pierre, la terre cuite, le bois et les mortiers. Les facteurs de dégradation sont principalement liés à la rugosité de la nature. Cette dégradation se développe au fil du temps induisant la vulnérabilité du bâti lors des sollicitations et des phénomènes importants tels que les tremblements de terre entraînant des dommages ou provoquant l'effondrement d'édifices.

Les dommages structuraux qui apparaissent après un séisme de magnitude moyenne ou élevée nécessitent des expertises conduisant éventuellement à des renforcements et à des réparations. Dans ce contexte, ce chapitre présente d'abord les monuments et les édifices historiques, ensuite il expose les principales pathologies liées aux effets sismiques et enfin il propose les méthodes et techniques de renforcement et de réparation.

2. Les monuments et les édifices historiques

2.1 Définition du monument historique : [1]

Un monument historique est un immeuble ou un objet mobilier recevant un statut juridique particulier destiné à le protéger, du fait de son intérêt historique, artistique, architectural et aussi technique ou scientifique.

Le statut de « monument historique » est une reconnaissance par la Nation de la valeur patrimoniale d'un bien. Cette protection implique une responsabilité partagée entre les propriétaires et la collectivité nationale au regard de sa conservation et de sa transmission aux générations à venir.

2.2 Les sites monumentaux de l'Algérie : [2]

Aujourd'hui l'Algérie possède un nombre important de sites monumentaux et d'édifices historiques. Il y a environ 381 sites dans 48 wilayas dont 7 sont classés par l'UNESCO patrimoine mondial. Il s'agit de :

- 1. La Kalâa des béni-Hammad classée en 1980**
- 2. Djemila (Sétif) classé en 1982**
- 3. Timgad (Batna) classé en 1982**

4. Tassili (Sahara) classé en 1982

5. La vallée du M'Zab (Ghardaïa) classée en 1982

6. Les ruines de Tipaza classées en 1982

7. La casbah d'Alger classée en 1992

2.3 Systèmes constructifs des édifices historiques :

Dans le cadre de ce projet, nous nous intéressons aux édifices historiques construits en murs de maçonnerie. Ce type de construction représente la quasi-totalité des cas de constructions anciennes. La réalisation de ces murs est expliquée en détail ci-après :

2.3.1 Les murs de maçonnerie :

a. Classification des murs de maçonnerie :

Les murs de maçonnerie sont classés en fonction de leur matériau constitutif, tel que la pierre, le moellon ou la terre naturelle, ou bien en fonction des techniques d'assemblage tels que l'appareillage et le blocage.

b. Assemblage du mur de maçonnerie en pierre naturelle :

b.1 Assemblage par la technique d'appareillage :

Le terme appareil désigne l'élément maçonnerie formé par la pierre taillée, l'appareil d'un mur de maçonnerie est la façon dont ses éléments sont assemblés. Les murs peuvent être classés en fonction de leurs épaisseurs : épaisseur simple et double. Les principaux appareils de maçonnerie de pierre sont les suivants :

b.1.1 Le mur à épaisseur simple : [3]

L'appareil peut être réalisé avec plusieurs méthodes : (voir la figure 1.1)

A. Irrégulières :

Les éléments ont des hauteurs différentes [3]. Les pierres de grosseur et de forme irrégulières sont disposées librement. [4]

B. Assise :

Les pierres de grosseur variable sont équarries et posées d'aplomb sans ordre particulier.

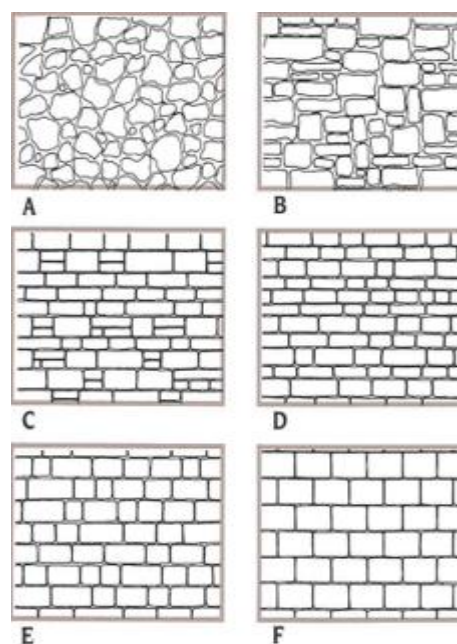


Figure 1.1 Types d'appareils.

C. Réglé :

Les blocs ont la même largeur en façade [3]. Les pierres ébauchées ou équarries sont mises en place comme dans l'appareil assises. Mais les pierres d'un même rang ont plus ou moins la même hauteur. [4].

D. À l'alternance d'assise régulière :

Les éléments ont une largeur différente [3]. Les pierres sont disposées sur des rangs dont la hauteur varie en alternance. [4]

E. Assise régulière :

Les pierres ont une largeur variable mais elles ont toutes la même hauteur.

F. Régulières :

La hauteur est constante [3], les pierres ont toutes les mêmes dimensions en longueur et en hauteur et sont disposées en assises régulières. [4]



Figure 1.2 Exemple d'appareil à épaisseur simple. [3]

b.1.2 Le mur à épaisseur double : [3]

La maçonnerie est constituée de deux types de pierres, différents dans la profondeur et dans le parement. On peut les distinguer dans chaque lit d'appareil : le premier type regroupe les pierres dont la profondeur est inférieure par rapport à l'épaisseur de la façade -ce type s'appelle panneresse (1. Figure 1.3), le second type, ce sont des pierres transversales ayant un parement visible dans chaque côté du mur, elles s'appellent parpaings ou boutisses parpaing (2 et 3. Figure 1.3).

**APPAREILLAGE
de la pierre****Termes généraux**

- 1 - Panneresse
- 2 - Boutisse
- 3 - Parpaing (ou boutisse parpaing)
- 4 - Carreau

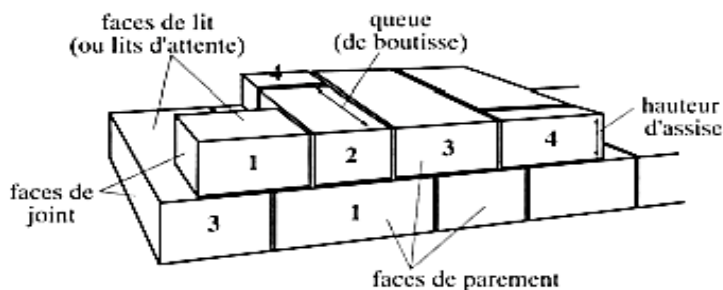
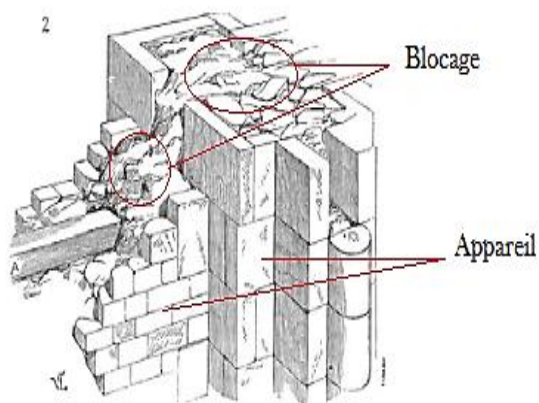


Figure 1.3 Exemple d'appareillage à épaisseur double.

b.2 Assemblage par la technique de blocage : [5]

Le blocage est un type d'assemblage des maçonneries, il est constitué par des éclats de pierres ou par des moellons de différentes tailles confinés dans le mortier. Le blocage est utilisé seul pour constituer les éléments structuraux. Il peut également être utilisé sous forme de remplissage entre deux appareils formant le parement (Figure 1.4).

Le remplissage en blocage est soit épais dans le cas de deux parements éloignés (Figure 1.5), soit étroit dans le cas de deux parements proches où le blocage est mince (Figure 1.6). Ce type de maçonnerie peut être considéré comme homogène, en outre il possède une faible anisotropie comme le montre la figure 1.7.



(D'après Viollet-le-Duc, 1859)

Figure 1.4 Blocage entre deux murs appareillés.

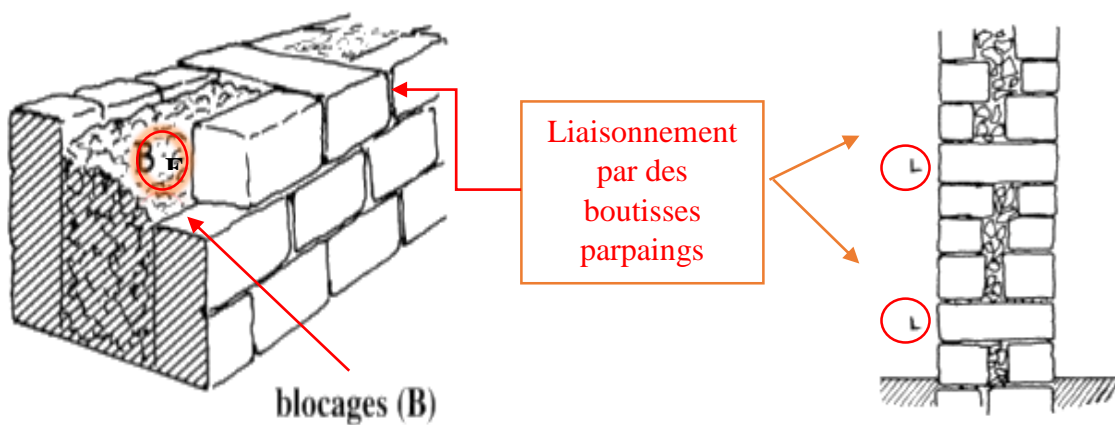


Figure 1.5 Deux parements séparés par blocage épais.

Figure 1.6 Deux parements séparés par blocage non épais.



Figure 1.7 Entre la maçonnerie du blocage et la maçonnerie d'appareil.

b.3 Les murs organiques :

Il s'agit des murs ayant une double constitution, où l'usage de la pierre est restreint dans certains cas d'assises, le reste doit être rempli par la maçonnerie du blocage [3]

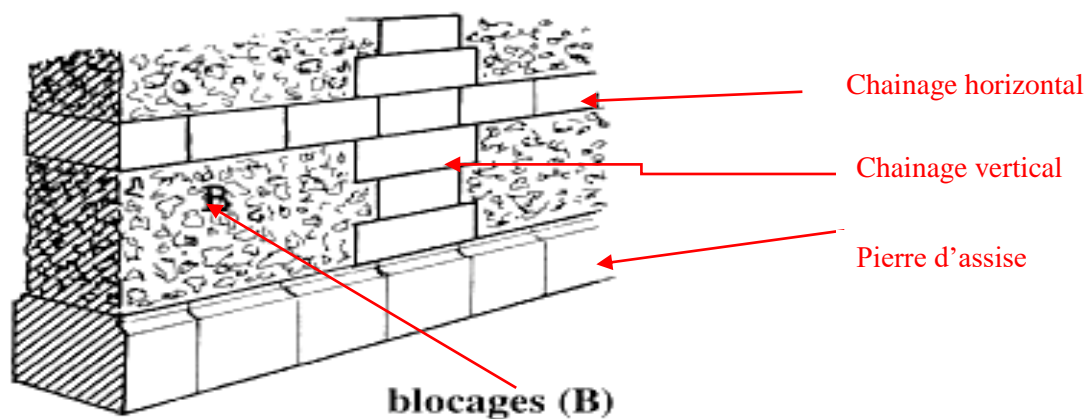


Figure 1.8 Mur avec chainage horizontal et vertical.

2.3.2 Matériaux composant la maçonnerie :

Depuis des centaines d'années, la maçonnerie couvrant presque la construction de tous les ouvrages, en particulier les bâtiments. Son principe de réalisation consiste à utiliser des blocs compactés les uns aux autres par la gravité et en même temps solidarisés par le liant. Il se distingue deux composants essentiels dans la maçonnerie, qui sont les suivants :

2.3.2.1 Premier composant : Pierre naturelle

La pierre naturelle est le matériau le plus ancien. L'homme l'utilisait depuis toujours dans sa forme naturelle ou taillée. Elle constitue l'élément constructif des vieux bâtis tels que murs, colonnes, escaliers, coupes, arcs, voûtes...etc.

Cependant, la pierre présente un comportement quasi fragile, une bonne résistance à la compression mais faible à la traction [6]. D'ailleurs, la pierre brute est connue par trois grandes catégories. Selon sa classification géologique, il s'agit de trois types de roches :

a. Classification des roches brutes : [7]

a.1 Les roches magmatiques :

Les roches magmatiques sont formées par le refroidissement et la solidification du magma, tels que :

- Le granit
- La diorite.

a.2 Les roches sédimentaires :

Les roches sédimentaires sont formées par le dépôt et la solidification des sédiments organiques ou minéraux, tels que :

- Le calcaire.
- Le grès
- Le travertin.

a.3 Les roches métamorphiques :

Ce sont des roches provenant de la masse des roches préexistantes transformées par l'action de la température et de la pression, tels que :

- Le marbre.
- Le schiste.
- Le gneiss.

b. Caractéristiques mécaniques de la pierre :

- La pierre naturelle est caractérisée par son milieu discontinu, sa résistance et sa durabilité qui est très variable et qui dépend de la porosité. Lorsque cette dernière augmente, la résistance diminue, et cette relation dépend du type de roche.
- Selon les essais de résistance à la compression, il est noté que la pierre de type magmatique est plus résistante que celle de type sédimentaire.
- Les valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous sont basées sur des essais effectués sur certains types de roches brutes en montrant l'intervalle de leurs densités, porosités, coefficients de poisson, résistances à la compression et de leurs modules d'élasticité à long terme [7] :

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques et massiques des roches brutes

Pierre Naturelle	Type de roche	Densité (Kg/m ³)	Porosité	Coeff de poisson ν	Compression (MPa)	Module de Young (MPa)[7]
Calcaire	sédimentaire	1300-2700	0.3-48	0.25-0.35	5-275	1000-8000
Granite	magmatique	2400-3000	0.1-2	0.25-0.35	150-225	2000-6000
Grès	sédimentaire	1900-2700	0.4-25	0.25-0.35	30-250	300-8000
Marbre	Métamorphique	2600-2900	0.1-2	0.27-0.3	80-210	-

2.3.2.2 Deuxième composant : Joint [4]

C'est l'espace ou le vide entre les éléments, souvent considéré comme étant le plan de faiblesse de la maçonnerie. Le joint est donc soit rempli par le mortier soit à l'état sec sans remplissage. [5]

En s'appuyant sur la morphologie du joint, il se distingue trois types de joints classés en fonction de leur épaisseur ; vif, maigre et gras.

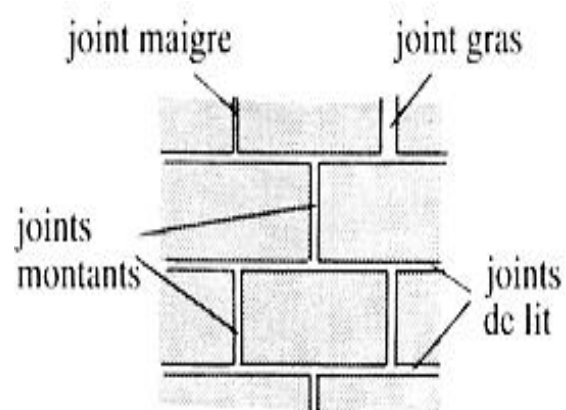


Figure 1.9 Types de joints en fonction de l'épaisseur.

- Le joint vif correspondant à l'espace sec entre les pierres posées sans mortier.
- Le joint maigre et gras correspondant au remplissage de l'espace entre les pierres par le mortier.

a. Fabrication du mortier :

Le mortier est un matériau de liaison qui assure la connectivité et l'adhérence entre les éléments. Ce matériau est un mélange de texture fluide ; ses composants sont à l'origine des agrégats (sable ou gravier) liés généralement par la chaux. Le sable est utilisé pour donner une meilleure consistance au mortier ainsi qu'une bonne maniabilité.

Il existe plusieurs types de mortier : mortier de terre, mortier de chaux et mortier de plâtre. On s'intéresse au mortier de chaux traditionnel qui est un liant à base de chaux et de sable ou d'agrégats à 80 %, venant de la rivière dont la dimension des grains est variable :

les gros grains permettent la résistance mécanique du mortier, et les grains fins permettent son élasticité.

b. Types de chaux [8]

▪ La chaux aérienne :

Son comportement souple permet au mur de respirer et d'évaporer l'humidité, tandis que l'utilisation de la chaux aérienne a pour le but d'assurer le jointement des murs hors soubassement et l'enduit de finition.

La fabrication de la chaux aérienne dépend du taux du calcaire et de l'argile :

- La chaux aérienne grasse composée à 100% de calcaire seul.

- La chaux aérienne maigre composée à 100% de calcaire et à 8% maximum d'argile.

▪ La chaux hydraulique :

Son comportement permet un durcissement rapide à l'eau et à l'air. Elle est plus étanche et moins souple, elle est par conséquent capable de résister aux effets de l'humidité.

La fabrication de la chaux hydraulique naturelle est basée sur le mélange de calcaire non pur et de 8% d'argile.

2.3.3 Description du comportement global de la maçonnerie en pierre naturelle : [5]

La maçonnerie est un matériau composite et hétérogène dont le comportement anisotrope remonte à sa constitution en pierre et en mortier. Cette constitution fait de la maçonnerie un élément complexe.

Les joints qui relient les éléments ont une faiblesse et une influence sur le comportement général de la maçonnerie, ce qui correspond fortement à l'orientation des joints contre les forces appliquées.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de la maçonnerie sont déterminées à partir des essais effectués sur des échantillons des maçonneries anciennes ou construits dans les laboratoires représentant le matériau existant. Ces essais portent sur la résistance de la maçonnerie à la compression, à la traction, à la flexion et au cisaillement, en déduisant son module d'élasticité à court terme et son coefficient de Poisson. Nous pouvons tirer quelques points essentiels concernant le comportement général de la maçonnerie ancienne à partir des essais réalisés dans cette expérience :

- a. La résistance de la maçonnerie à la compression est plus élevée par rapport à la traction et au cisaillement bien que le mortier soit moins rigide que les éléments (appareils) ; cette différence est responsable de l'apparition de fissures, explique Hils Dorf (1969).
- b. La résistance à la traction de la maçonnerie est très faible, pour un élément de blocage, la résistance à la traction des éléments est supérieure à l'adhérence entre ces éléments et le mortier, dont la rupture peut se produire par glissement et perte d'adhérence ou de cohésion entre le mortier et la pierre.
- c. La résistance des pierres à la traction est faible, donc le comportement de maçonnerie en cisaillement sera fragile.
- d. Le comportement des murs de maçonnerie sollicités hors de leurs plans est considéré comme faible, lorsque la charge appliquée perpendiculairement au plan d'un mur est souvent produite par les forces sismiques, les vibrations, et la désolidarisation du mur multicouche (séparation des couches).

2.3.4 Évaluation du module de Young de la maçonnerie historique : Cas des murs en pierre naturelle soumis à la compression axiale [9]

Un programme expérimental a été conçu afin d'estimer la résistance d'une typologie des bâtiments historiques situés dans une région canadienne et construits à la fin du 19^{ème} siècle, dont les matériaux utilisés étaient la pierre naturelle, les moellons, et le mortier à chaux hydraulique.

Dans ce but expérimental, des essais ont été réalisés sur 8 murs à double paroi construits en laboratoire par simulation avec les bâtiments étudiés. Les murs de maçonnerie ont donc une paroi construite en grès et l'autre en calcaire et séparée par blocage ; ce dernier est constitué par des éclats de pierre et lié par le mortier de chaux hydraulique, comme le montre la figure 1.11.



Figure 1.10 Essai de la compression axiale sur les murs en maçonnerie de pierre et du mortier à chaux hydraulique.

- Les valeurs de module de Young varient en fonction de l'échantillon, où les murs sont renforcés par différents types d'ancrage de pierres afin de disposer d'un seul massif capable de subir la charge de compression axiale ainsi le déplacement provoqué ; ce dernier peut être produit par le secouage de la table vibrante donnant une simulation de l'événement sismique. (Figure 1.10)
- Les valeurs de module Young sont présentées dans le tableau ci-dessous :
- En s'intéressant aux 3 échantillons sur 8 afin que chacun ait une technique d'ancrage différente en représentant les valeurs minimales et maximales pour chaque cas :

Tableau2 : Valeurs expérimentales de module de Young des trois murs

Secouage	Valeur de E (MPa)	Mur 1	Mur 2	Mur 3
État initial	E max	1956	2044	2119
Avant secouage	E min	1825	3195	3397
Après secouage	E max	1445	1315	1840
	E min	1808	1701	2630

2.3.5 Comportements mécaniques et contraintes de la maçonnerie en pierre :

2.3.5.1 Comportement en compression uniaxiale : [5]

La maçonnerie en pierre présente une très bonne résistance face aux sollicitations de compression. Les structures anciennes et les bâtis historiques ont été construits traditionnellement de telle sorte que la maçonnerie soit principalement sollicitée à la compression. Les éléments constitutifs tels que murs massifs, voûtes et arcs sont très souvent sollicités en compression sous un chargement perpendiculaire aux lits des pierres.

Dans les maçonneries anciennes, les éléments et les blocs sont plus raides que le mortier. Binda et al, (1994) ont montré que la résistance du mortier affecte fortement la résistance du mélange (élément et mortier), lorsque celui-ci est soumis à la compression uniaxiale, la compression triaxiale est engendrée dans les éléments (les pierres par exemple) et la traction biaxiale engendrée dans le mortier (figure 1.11).

Mann et Betzler (1994) montrent que les éléments confinent les mortiers, engendrant des fissures verticales jusqu'à la rupture dont la fragilité est proportionnelle à la vitesse du chargement. Le comportement de maçonnerie peut être étudié expérimentalement par l'essai de compression simple perpendiculaire aux joints. Les figures suivantes présentent les contraintes de compression de quelques essais réalisés sur des échantillons de maçonnerie du type de calcaire liée par la chaux hydraulique :

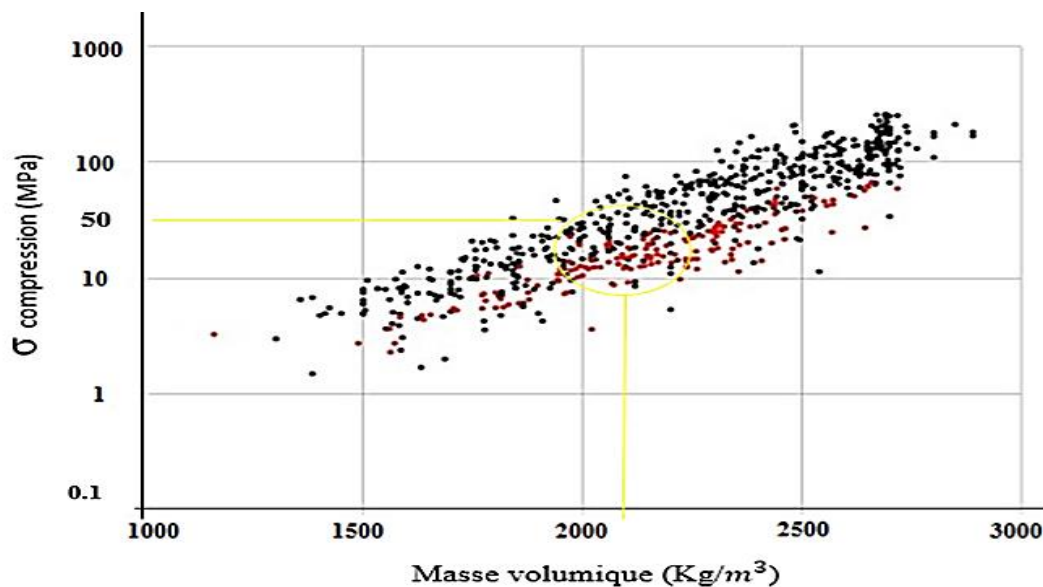


Figure 1.11 Valeurs des contraintes de compression en fonction des masses volumiques pour des échantillons pierre de calcaire et mortier.

- Point noirs : Résultats tirés de l'essai de Nomenclature 1976 publié sur [10].
- Points rouges : Résultats d'essais de Rondelet, dans Gauthey 1843 publié sur [10].

- Domède (2006) donne pour une maçonnerie constituée par pierre de calcaire une résistance en compression axiale égale à 49.5 Mpa, dont la densité égale à 2368Kg/m³ et le coefficient de Poisson égal à 0.25. Publié sur [10].

2.3.5.2 Comportement en traction :

La maçonnerie présente une très faible résistance à la traction, généralement due à une variation dans la résistance des éléments et l'adhérence de ces derniers avec le mortier. Dans le cas de maçonnerie du blocage, l'adhérence entre le mortier et les éléments est plus faible que la résistance de ces derniers (éléments) à la traction.

La rupture en traction est très souvent causée par la perte d'adhérence entre les éléments et le mortier ainsi que par le glissement dans les joints. Le tableau ci-dessous montre les caractéristiques mécaniques de maçonnerie pierre, les résultats sont tirés à partir des essais expérimentaux destructifs réalisés sur des échantillons de différents matériaux constituant le minaret de la mosquée de Haçi Mahmut en Turquie. Les essais effectués dans ce cadre expérimental sont : l'essai de compression uniaxiale et l'essai de traction indirecte (essai Brésilien). [11]

Tableau 3. Caractéristiques mécaniques des échantillons de maçonnerie en pierre [11]

Paramètre du matériau	Maçonnerie de pierre
Contrainte à la compression (MPa)	10.86
Contrainte à la traction (MPa)	11.05
Densité (Kg/m ³)	2100
Coefficient de Poisson	0.17
Module de Young (MPa)	2591
Module de cisaillement (MPa)	1036.4

2.3.5.3 Comportement en cisaillement :

Le cisaillement est un comportement influencé par le chargement vertical, latéral et par l'orientation des joints. Cette sollicitation se met en place lorsqu'un mur est soumis à un chargement latéral (sollicitation dans le plan) : c'est le mécanisme le plus dominant dans le cas du chargement multidirectionnel comme le vent et les séismes. Le comportement de maçonnerie en cisaillement est fragile, les joints entre les éléments sont soumis aux sollicitations perpendiculaires à leur plan, engendrant un glissement des éléments. Donc ces joints présentant un plan de faiblesse mènent à la rupture des blocs. Dans le cas d'un

cisaillement dans le plan, le mur est soumis à des efforts horizontaux dans le plan, en plus des efforts verticaux parallèles au plan, la courbe suivante présente la variation des contraintes de cisaillement en fonction de celles de compression pour un essai expérimental :

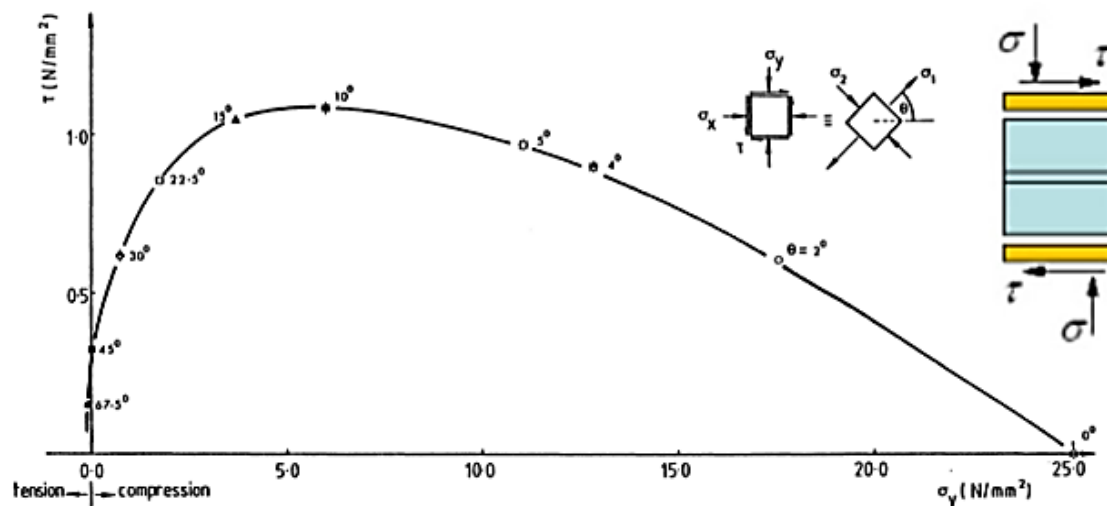


Figure 1.12 Valeurs des contraintes de cisaillement en fonction de celles de compression pour un échantillon de maçonnerie en pierre de type calcaire. [6]

2.3.6 Autres matériaux utilisés dans la construction de bâtiments anciens :

2.3.6.1 La terre crue :

La terre crue est un matériau à base minérale et granulaire. Elle est constituée par la pâte d'argile ou par le limon mélangé au sable et fibré par les pailles du blé. La terre crue est utilisée dans la phase de finition en tant qu'enduit de remplissage des ossatures et des plates-formes, ou bien dans la phase de maçonnerie sous la forme de briques pleines solidarisiées par un mortier.

2.3.6.2 La terre cuite :

La terre cuite est l'un des matériaux les plus anciens. Elle est préparée par la cuisson de l'argile en formant les différents types d'éléments de construction utilisés dans la construction ou dans la décoration de bâtiments. Cependant, la terre cuite a connu une grande expansion au cours de la civilisation romaine, car elle a été largement utilisée au moyen âge sous la forme de brique et de tuile, ou bien pour la phase de décoration sous la forme des revêtements et de la faïence.

2.3.6.3 Le bois :

Le bois est un matériau naturel d'origine végétal, employé dans la construction depuis toujours, grâce à son comportement mécanique qui est lié à sa résistance et à son élasticité favorable. Le bois a une forte résistance à la traction, mais lorsque les fils du bois sont horizontaux, sa résistance devient faible, en revanche sa résistance à la flexion est considérée comme variable selon la qualité du matériau.

Le bois a également une bonne résistance à la compression axiale lorsque les fils du bois sont verticaux, mais représente aussi un risque de flambage.

3. Effet sismique sur les monuments historiques :

Les édifices et les monuments historiques sont souvent constitués de la maçonnerie non armée, conformément à l'Eurocode 6 ; cette dernière (la maçonnerie) présente une forte résistance à la compression et une faible résistance à la traction, ce qui signifie que ce comportement présente une ductilité faible et qu'une dissipation d'énergie limitée conduit éventuellement à l'apparition des fissures plus souvent dans les zones critiques [12], en plus d'un risque d'effondrement du bâtiment en cas de séisme majeur suite à la rupture fragile de ses éléments structuraux.

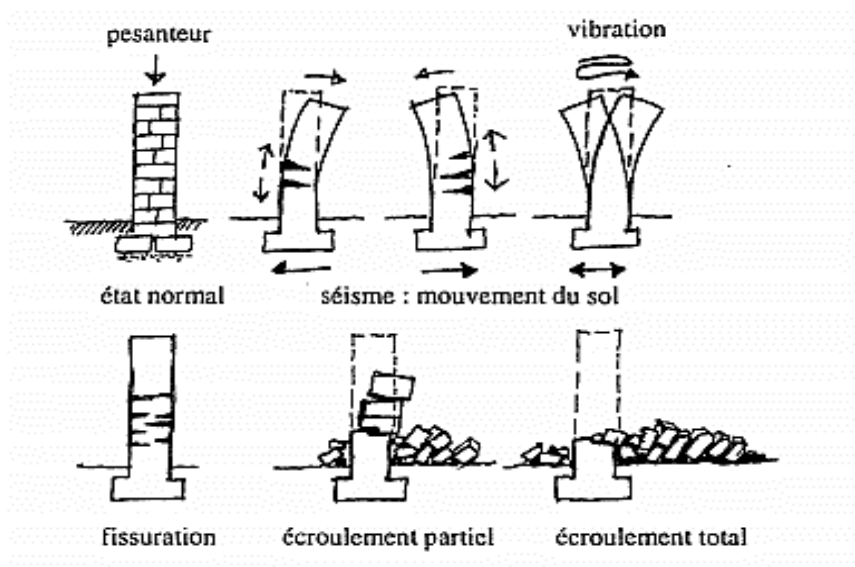


Figure 1.13 Comportement et endommagement d'un mur en maçonnerie lors d'un séisme.

Pour en savoir plus sur les dommages causés par l'action sismique sur le système de maçonnerie non armée, on présente des cas de dégradation observés sur certains édifices historiques :

3.1 Les enquêtes post-sismiques :

3.1.1 Diagnostic : Les dommages sismiques observés sur les édifices et les monument historiques [5]

Lors d'un tremblement de terre, les éléments constructifs verticaux tels que les murs subissent des déformations dans le plan lorsqu'il s'agit d'un effort latéral parallèle au plan du mur, et des déformations hors du plan lorsqu'il s'agit d'un effort perpendiculaire au plan du mur. Parmi les causes soulignées par les experts, nous pouvons citer l'architecture et la géométrie des éléments constituant l'édifice, par exemple des bâtiments occupant de grands espaces sans disposition transversale des murs, des éléments élancés (pignons et murs de façade), des voûtes de grande portée (clé de voûte fragile), des arcs et des dômes mal contrebalancés qui manquent quasiment de la connexion horizontale. De plus les ingénieurs ont pu décrire les mécanismes de rupture, hors du plan et dans le plan [13], ceux-ci étant deux sollicitations inverses dont les directions et le mode de déformation sont différents.

Il y a aussi le fameux problème de l'effondrement des murs multicouches sous des efforts horizontaux et verticaux, en se basant sur l'importance de la connexion transversale entre les couches qui forment les murs afin de limiter leurs déformations hors-plan.

a. Concept de deux sollicitations inverses Hors-Plan et Dans-Plan :

Ces deux phénomènes se produisent fréquemment dans les éléments à surfaces planes tels que les planchers et les murs.

- Dans le premier cas de mécanisme de rupture, les murs sont sollicités dans leurs plans lors d'une sollicitation latérale, en raison de l'absence de déformation selon la troisième direction (selon l'épaisseur du mur), mais provoquant des fissures au niveau d'angle ou même une chute de maçonnerie multicouche. (b. Figure 1.14)
- Dans le second cas de mécanisme, les murs ou les parois sont sollicités hors de leur plan par une force perpendiculaire au plan qui provoque une rupture au niveau du mur, ce qui entraîne son renversement. (a. Figure 1.14).

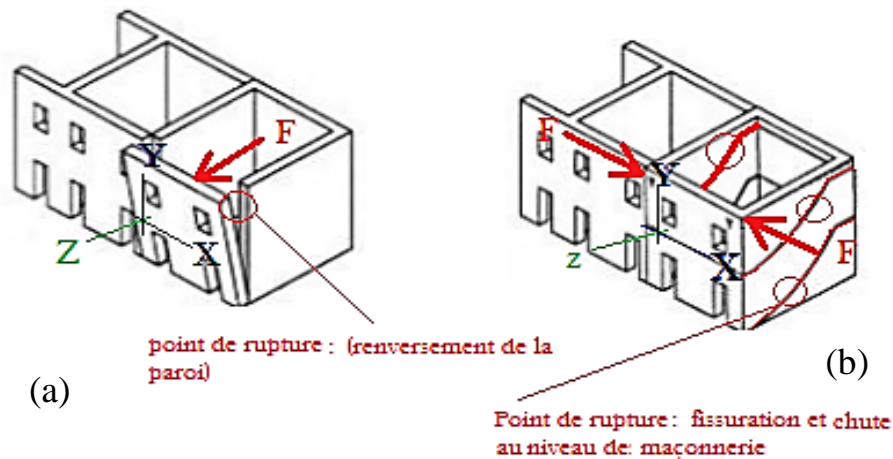


Figure 1.14 Mécanismes de ruine *Dans-Plan et Hors-Plan*.
(D'après Carocci, 2001) [14]

Ce qui est expliqué ci-dessous est un regroupement des différents cas de rupture des éléments qui composent l'ancien bâtiment lors de la sollicitation sismique, distinguant ainsi les dommages et les facteurs aggravants observés lors des enquêtes post-sismiques :

b. Dommages induits par la sollicitation Hors-Plan :

b.1 Déversement de la façade :

Parmi les dommages qui peuvent se produire lors d'une sollicitation hors du plan, c'est le renversement des parois, comme le montre la figure 1.15.

▪ Dommages et facteurs d'aggravation :

- Absence ou insuffisance de la connexion entre les murs gouttereaux et les pignons provoque le déversement de la façade.
- Absence du chaînage, des tirants longitudinaux, ou des contreforts dans la façade provoque des fissures sur les murs de façade, au niveau d'angle et des ouvertures.
- Lorsque la liaison de la partie se déverse et que le reste de l'ouvrage reste intact, une partie du mur orthogonal sera effondrée.
- Le toit et la charpente en bois sont appuyés sur des murs porteurs par des appuis simples ; ce mode d'appui facilite leur endommagement et leur séparation des murs.

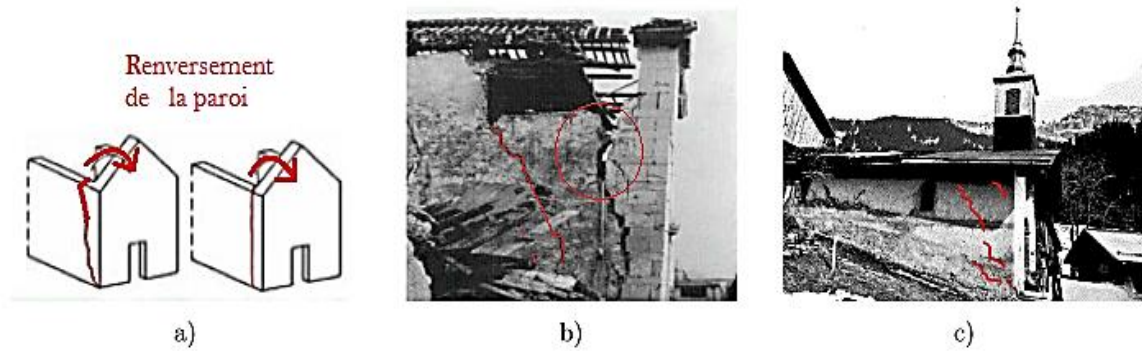


Figure 1.15 Déversement de façade.

- Figure (a) signifie la rotation du mur. (Mécanisme papa et pascale2013) [13]
- Figure (b) illustre la séparation des murs orthogonaux et de la toiture, cas de (santa maria del Fossale, Gemona).
- Figure (c) montre des fissures en V sur les murs gouttereaux, cas de (Saint –Jacques de Tarentaise, Boudin, Arèches, Archive de STAP).

b.2 Déversement du Tympan :

Le tympan est la partie supérieure de la paroi à la présence des ouvertures, il s'appelle aussi linteau et présente une zone de cisaillement lors d'un effort latéral.

- Dommages et facteurs d'aggravation :
 - Effondrement de la partie supérieure du tympan remonte au mécanisme de pliage de la partie supérieure du tympan. (a et b. Figure 1.16)
 - Apparition de fissures verticales entre l'ouverture et le sommet du tympan et de deux fissures obliques jusqu'aux angles, ce mécanisme revient à la variation de la rigidité entre les murs gouttereaux et le sommet de pignon où se trouve le tympan. (c. Figure 1.16)
 - Fissuration due à la présence des ouvertures larges, généralement placées sur le haut du tympan. (c. Figure 1.16)

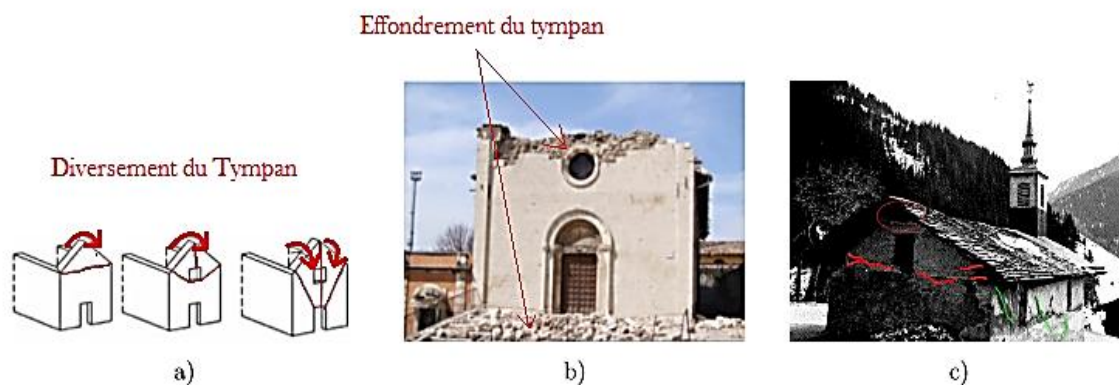


Figure 1.16 Déversement des tympans.

- Figure (a) : Signifie le mécanisme de pliage. (Mécanisme papa et pascale2013).
- Figure (b) : Effondrement total du tympan, cas de (San Vito, L'Aquila).
- Figure (c) : Montre des fissures horizontales sur le pignon, cas de (Boudin, Arèche, Archives du STAP).

b.3 Poussée du toit et déversement des murs porteurs :

- Effondrement de la paroi latérale de la nef sous l'effet de la sollicitation hors du plan, et parallèlement la masse du toit se déplace provoquant la torsion des chevrons (charpente) et accompagnant l'éclatement et la ruine du mur associé. (b. Figure 1.17)
- Observation de fissures verticales à la droite des ouvertures et horizontales sur les murs avec un prolongement partiel des fissures en V sur les façades orthogonales.
- L'absence des palés triangulés amplifie ce mécanisme car ces derniers transmettent les efforts à la structure avec ou sans l'action dynamique (cas de neige et vent).
- L'absence de chaînage d'angle.
- Couverture lourde et liaisons trop raides.

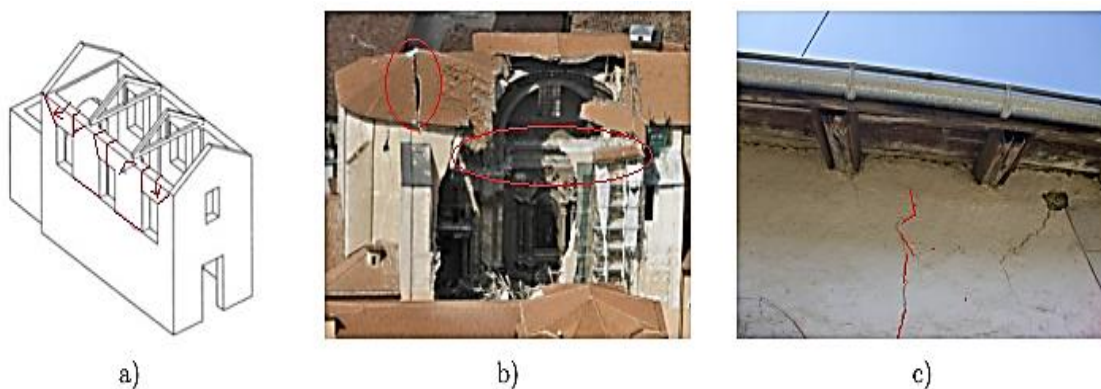


Figure 1.17 Poussée du toit et déversement des parois.

- Figure (a) : Déversement des parois latérales de la nef, (Mécanisme papa et pascale2013).
- Figure (b) : Effondrement de la paroi latérale sous la charge de la toiture, (cas de la cathédrale de San Massimo).
- Figure (c) : Fissures verticales à droite des ouvertures, (cas de Saint Gervais-Protais, Saint-Gervais-les bains).

b.4 Basculement de la nef :

La nef est la partie d'architecture oblongue qui occupe généralement un espace important dans les églises et les cathédrales ; elle présente une extension longitudinale et est couverte par un dôme ou située sous l'ensemble des arcs croisés.

▪ Dommages et facteurs d'aggravation :

- Des rotules plastiques se produisent entre les voûtes, les arcs et les murs lorsque les parois latérales de la nef sont soumises à une sollicitation hors de leur plan (a. Figure 1.18), cela provoque une déformation des voûtes et des arcs, accompagnée d'une perte d'équilibre des arcs, et une partie de la couverture partiellement effondrée, (b. Figure 1.18), en plus des fissures apparues dans la combe (couverture) après un séisme majeur (c. Figure 1.18)
- Ce mécanisme peut accompagner un glissement de la charpente.

Ces dommages sont liés à :

- L'absence des tirants transversaux.
- Des murs élancés.
- La multicouche de la maçonnerie.
- La présence des éléments poussant sans être contrebalancés, ce qui peut provoquer des contraintes supplémentaires favorisant ce phénomène de dégradation.

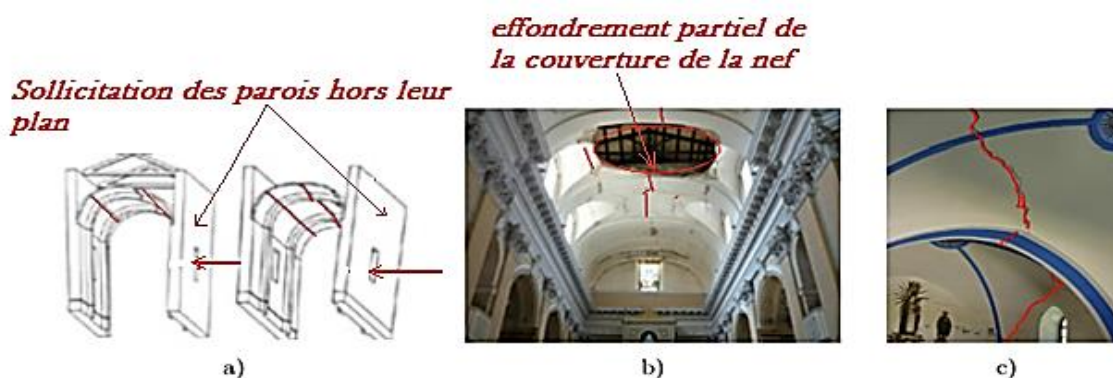


Figure 1.18 Basculement de la nef et désolidarisation des murs et de la couverture.

- Figure (a) signifie le mécanisme de basculement de la nef et désolidarisation des murs et de la couverture. (Mécanisme papa et pascale2013)
- Figure (b) montre la fissuration et l'effondrement partiel de la nef, le sommet (cas de Santa Maria deiRaccomandati, San Demetrio ne Vestini).
- Figure (c) montre les fissures horizontales sur la paroi intérieure (cas de La Combe, Saint-Gervais).

c. Dommages induits par la sollicitation Dans-Plan :

▪ Description du mécanisme :

Le terme dans le plan correspond à un chargement parallèle au plan d'élément (expliqué dans le paragraphe 2.4.1.1) : quand un mur ou une paroi est soumise à une sollicitation dans son plan, cela provoque très souvent des dégradations mais rarement un effondrement. Il est noté dans le mécanisme dans le plan deux comportements, détaillés comme suit :

▪ Comportement en flexion :

C'est un cas où la charge verticale n'est pas importante, comparée à la faible résistance de la maçonnerie à la traction, alors que le mur se comporte comme un bloc rigide, il génère dans ce cas son basculement sous l'effet de la force horizontale, comme montré dans le cas (a) Figure 1.19).

C'est également un autre cas où la charge verticale est plus forte, là où le mur s'écrase sous la force verticale surtout si l'élément est élancé, provoquant le phénomène du flambement sous la force de compression.

▪ Comportement en cisaillement :

Lors d'une sollicitation de cisaillement, de nombreuses fissures apparaissent au milieu du mur à cause de sa flexion ; les fissures réduisent donc la section résistante du mur et peuvent ainsi provoquer un glissement de cisaillement à l'une des extrémités du mur.

(b. Figure 1.19).

Le cisaillement en bielle est produit par les forces verticales et horizontales exercées dans le plan du mur. (c. Figure 1.19).

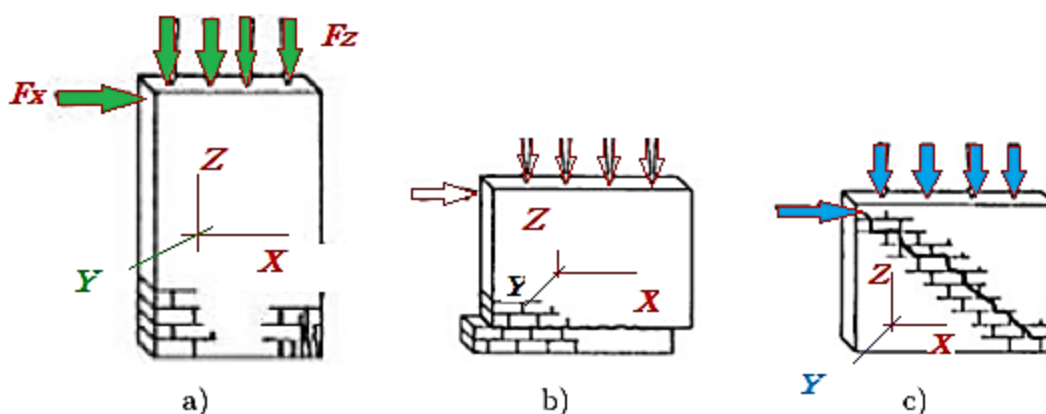


Figure 1.19 Représentation de mécanisme de rupture Dans-Plan.

(D'après Tomašević, 1999) [15]

- Figure (a). Signifie le comportement en flexion.
- Figure (b). Signifie le comportement en glissement de cisaillement.
- Figure (c). Signifie le comportement en cisaillement.

c.1 Sollicitation longitudinale des édifices :

▪ Dommages :

- La sollicitation longitudinale provoque la déformation des voûtes et le basculement des piliers et arc doubleau (séparateur). (Cas a et b Figure 1.21)
- Écrasement de la base des piliers.
- La sollicitation du cisaillement dans le plan se développe au niveau des murs gouttereaux engendrant des fissures profondes. (Cas a et b Figure 1.20)
- La sollicitation du cisaillement se développe lorsque les efforts horizontaux agissent dans le plan de parois et sur les voûtes engendrant leur déformation ainsi que la perte d'équilibre. (Cas a et b Figure 1.21), (Cas c Figure 1.20).

▪ Facteurs d'aggravation :

- Présence des ouvertures.
- Maçonnerie de faible épaisseur.
- Des chainages en béton trop rigide.

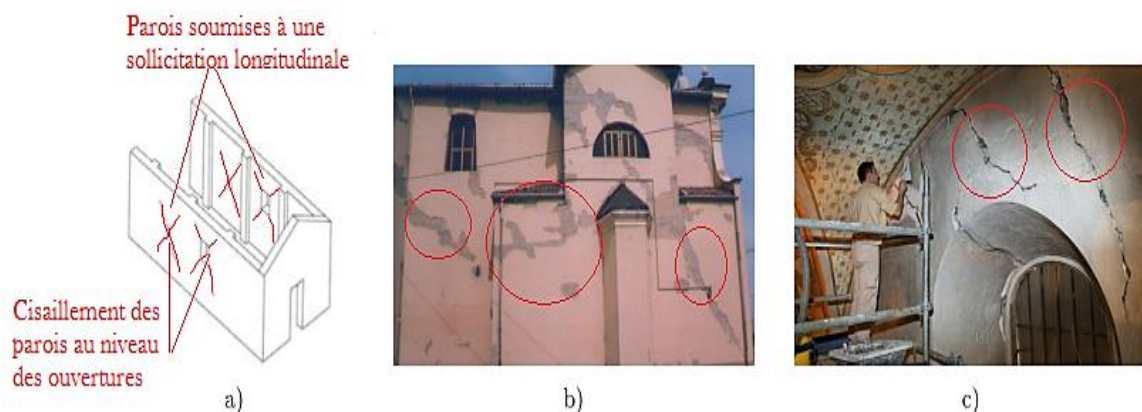


Figure 1.20 Cisaillement des parois extérieures sous l'effet de sollicitation longitudinale.

- Figure (a) : Cisaillement des parois lors d'une sollicitation longitudinale. (Mécanisme papa et pascale 2013).
- Figure (b) : Fissures profondes (cas de l'église de Saint Michel, Archangelo.Bagnolo).
- Figure (c) : Fissuration du transept avant les travaux de restauration de (l'Assomption, Cordon.).

Déséquilibre des piliers et déformation des voûtes

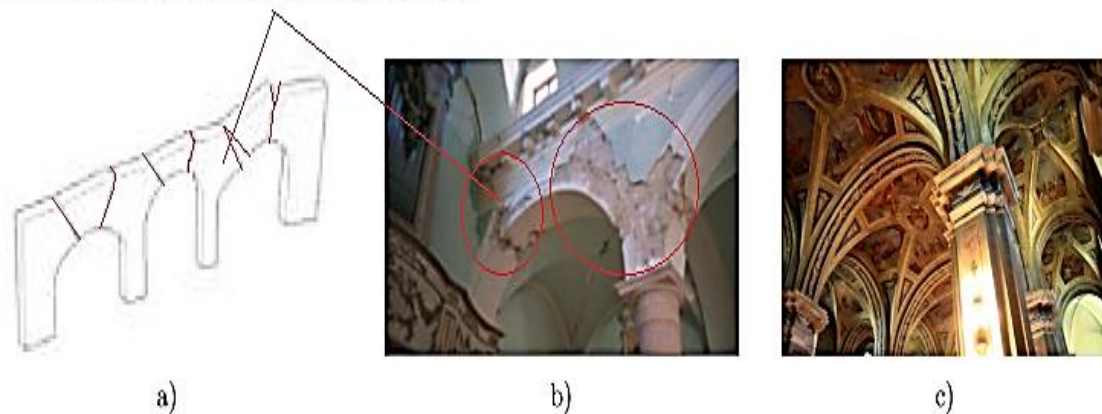


Figure 1.21 Déformation des voûtes et déséquilibre des piliers.

- Figure (a) : Perte d'équilibre des piliers et déformation des voûtes (mécanisme papa et pascale 2013).
- Figure (b) : Déformation des voûtes (cas de Santa Maria Assunta, Sellano).
- Figure (c) : Voûtes des collatéraux et de la nef principale (cas de Saint-Jean-Baptiste, Megève).

c.2 Rotation de la façade lors de sollicitation dans le plan :

- Dommages et facteurs d'aggravation :
 - La façade en mur multi couche pose un problème de rotation où toutes les parois pivotent dans leurs plans, ce qui induit des fissures de la forme X.
 - La partie supérieure de la façade s'effondre en raison de sa rotation dans-plan.
 - Absence des contreforts et des tirants transversaux.

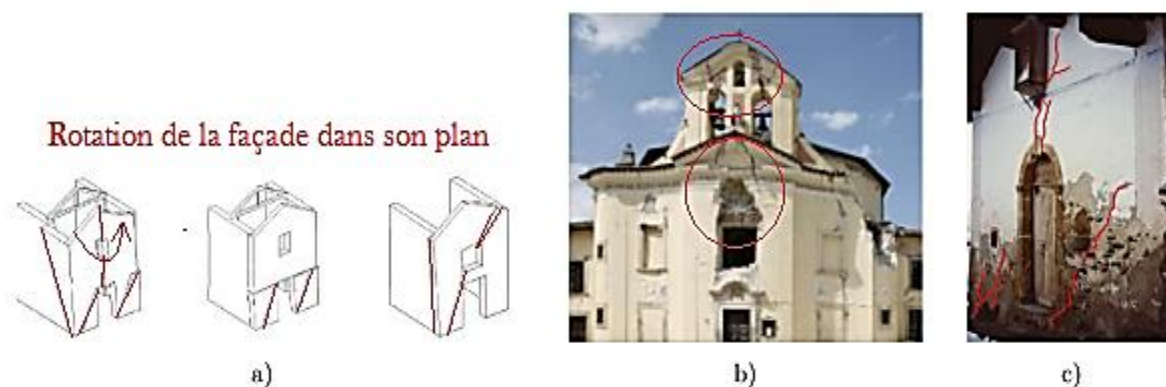


Figure 1.22 Rotation de la façade dans son plan.

- Figure (a) représente la rotation de la façade dans son plan. (Mécanisme papa et pascale 2013).
- Figure (b) montre les fissurations et l'effondrement partiel de la façade de l'église dell'Immacolata, Paganica.
- Figure (c) montre des fissures verticales sur le mur de façade au-dessus de l'ouverture, (cas de Boudin, Arêches).

c.3 Perte de raideur des voûtes :

▪ Dommages :

Le chargement latéral génère le mouvement de la nef et des voûtes, ce qui provoque leur cisaillement, de plus la présence des fissures engendre la perte de raideur et même leur affaissement et leur effondrement, cas (b).

Il est noté aussi après ce mouvement la déconnexion des voûtes par rapport aux murs latéraux et aux arcs doubleaux.

▪ Facteurs aggravants :

- les voûtes plates de faibles épaisseurs sont défavorables car elles se déforment aisément.
- Présence des grandes ouvertures.
- La masse sous forme de la charge ponctuelle peut provoquer l'affaissement des voûtes lors d'une sollicitation latérale.

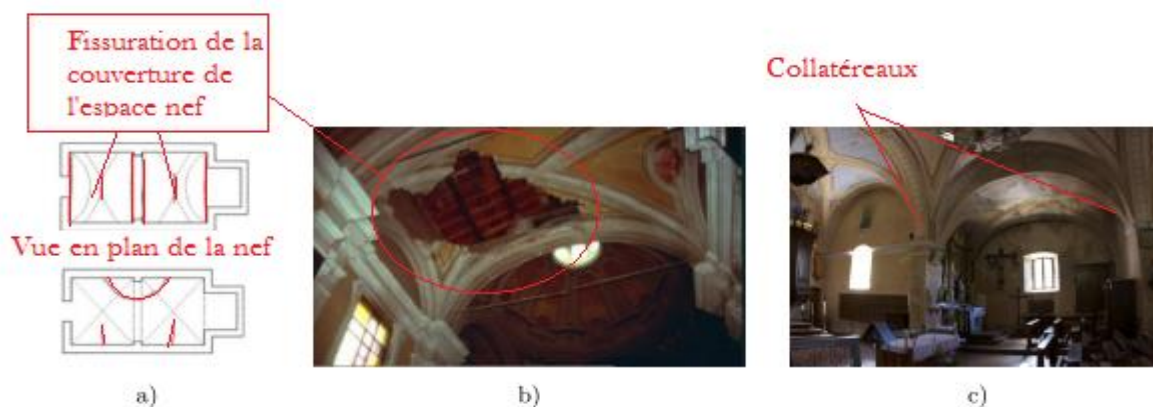


Figure 1.23 Affaissement des voûtes.

- Figure (a) : Affaissement des voûtes (Mécanisme papa et pascale2013).
- Figure (b) : Montre des fissurations et l'effondrement partiel de la nef (cas de San Pietro Apostolo, Budrio-Corregio).
- Figure (c) : Fissuration des voûtes (cas de Saint Germain, Grand-Nâves, La Léchère).

c.4 Renversement et rupture des structures ou des éléments élancés :

▪ Dommages :

Le cas d'un élément ou d'une structure élancée dont la hauteur peut affaiblir sa résistance notamment si sa base ne présente pas une configuration géométrique adaptée à subir des déplacements forts, on note également :

- Une rupture au niveau des campaniles. (b. Figure 1.24)
- La déformation des arcs et des piliers de campanile, qui se termine par son renversement.
- Rotation de campanile. (c. Figure 1.24)

▪ Facteur aggravant :

La dissymétrie des éléments élancés par rapport à la structure globale, cas des églises portant des campaniles élancés.

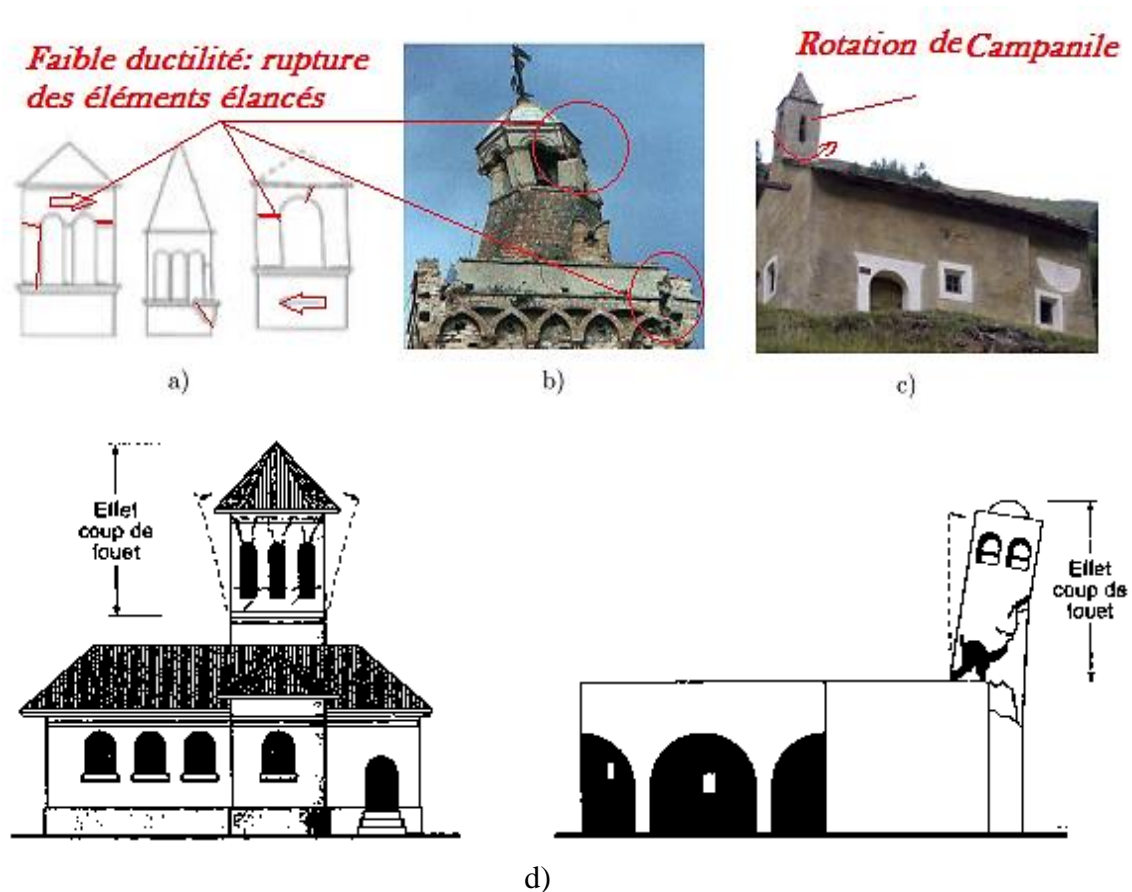


Figure 1.24 Renversement des structures et éléments élancés.

- Figure (a) : Rupture des éléments élancés (Mécanisme Papa et Pascale 2013).
- Figure (b) : Rotation et effondrement de campanile partiel, (cas de Beffroi, Foligno).
- Figure (c) : Rotation de campanile, (cas de Sainte Marie Madeleine, les Vincendières, Bessans).
- Figure (d) : Effet de coup de fouet sur les éléments élancés (élément souple). [16]

d. Déformation particulière : Phénomène d'effondrement des murs en maçonnerie à multicouche et de chute des pierres

- Dommages et facteurs d'aggravation :

- Comme évoqué précédemment, le mur multicouche se comporte de manière non monolithique, c'est-à-dire que lors d'un effort concentré vertical ou horizontal, il est capable de localiser un phénomène de désolidarisation ou d'effeuillage des couches.

- Sous une sollicitation verticale ou horizontale excentrée, le comportement du mur devient plus fragile pour résister au moment de torsion, le matériau sera expulsé provoquant l'expansion de la couche interne qui affaissera la partie extérieure par désolidarisation et effeuillage.

- Par principe de résistance, les murs multicouches ont une bonne résistance à la compression, mieux que les murs monocouches, mais il existe des cas où ces murs multicouches peuvent s'effondrer sous l'effet de la poussée des couches internes soumises à un effort horizontal perpendiculaire au plan. (Vintzileou et Tassios 1995) [17] ont expliqué que les couches extérieures s'effondrent avant d'atteindre leur limite de résistance sous une sollicitation horizontale générée par l'expansion de la maçonnerie de la première couche intérieure, aussi les couches externes sont plus élancées et donc s'effondrent rapidement, cela est dû au mécanisme hors-plan sous la combinaison de la charge verticale-horizontale.

- En ce qui concerne l'importance de la liaison entre les couches, (Toumbakari 2002 et Van Gemert 1997) [18], ont montré lors d'un essai sur un mur multicouche que celui-ci devrait acquérir une bonne liaison transversale afin de limiter les déformations hors-plan.

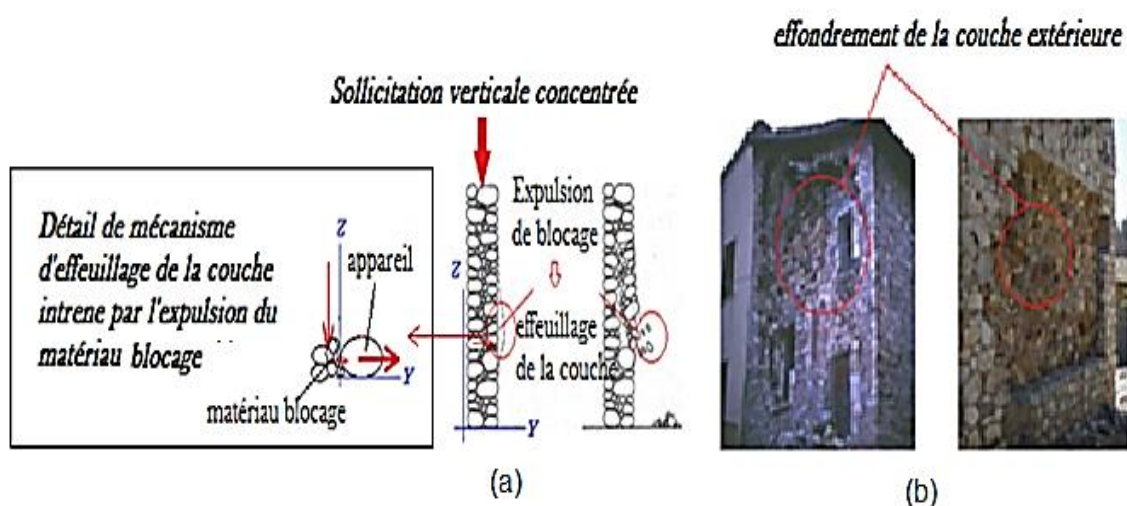


Figure 1.25 Phénomène d'effondrement des couches de maçonnerie dans les murs multicouches (phénomène d'effeuillage de couches).

- Figure (a) représente l'effeuillage et l'expulsion des matériaux qui séparent les couches du mur (Mécanisme blinda 2006). [19]
- Figure (b) montre un cas réel d'endommagement des murs multicouches (ruine totale de la maçonnerie de la couche externe (Modena 2011). [20]

e. Cas d'endommagement des sites archéologiques (cas du site romain de Tipaza) [21]

Le site romain de Tipaza est classé par l'UNESCO comme patrimoine national et mondial depuis 1982. Une étude de ce site a été réalisée par un groupe de chercheurs, elle s'appuie sur le diagnostic et l'état actuel du monument y compris les dégradations observées, cependant les résultats obtenus restent comme des hypothèses probables d'un séisme passé sachant que la région de Chenoua (Tipaza) est une zone sismiquement active.

▪ Première Observation : Déformation de

La clé de voûte :

D'après la figure 1.26 qui illustre très clairement la déformation de la clé de voûte, l'un des éléments constituant l'amphi théâtre de la ville romaine, cette déformation a généré l'instabilité et l'effondrement total de la voûte.

En effet, cet élément n'a jamais été redéposé, donc il y a une grande probabilité que la voûte déformée ait été déplacée par une vibration induite lors d'un séisme passé.



Figure 1.26 Clé de voûte lors de sa découverte (Dalles du Decumanus Maximus).

▪ Deuxième Observation : Décalage des pieds du mur :

- Déplacement et décalage des dalles du mur d'ancien à l'extrémité de Decumanus Maximus.
- Rupture au niveau du pied du mur liée probablement à un séisme majeur (Figure 1.27)



Figure 1.27 Décalage au niveau du mur d'un temple inconnu pied.

3.1.2 Méthodes de renforcement et de réhabilitation des monuments historiques et des anciens édifices : [22]

3.1.2.1 Entre la réhabilitation et la restauration : [23]

- Le terme de « réhabilitation » désigne l'ensemble des interventions sur un édifice ou un bâtiment généralement ancien, afin de le rendre dans les meilleures conditions d'utilisation en assurant le confort, l'accès moderne et la sécurité de cet édifice.
- La « restauration » a pour le but de conserver et de révéler les valeurs esthétiques et historiques du monument et se fonde sur le respect de la substance ancienne et de documents authentiques (la charte de Venise, 1964).
- En d'autres termes, la restauration est le renouvellement, la réparation, et la remise des éléments en bon fonctionnement et dans leurs états primitifs [24]. Cette philosophie désigne que toute modification apportée à une construction vulnérable et fragile dont la dégradation est observée sur ses éléments constitutifs, rentre dans le cadre de réhabilitation et de restauration, cela concerne aussi le renforcement de éléments structuraux afin d'augmenter leur résistance et d'améliorer leur capacité portante sans changer leur état d'origine ou leur aspect architectural.

3.1.2.2 Principes généraux de la réhabilitation selon la méthode de RehabiMed : [22]

Ce paragraphe présente l'ensemble des principes généraux qui guideront le choix de la technique appropriée face aux dommages observés sur un édifice, afin de les suspendre ou de limiter l'aggravation et la continuité de la dégradation des éléments constituant l'édifice sous l'alternance des sollicitations auxquelles il est soumis. En fait, le renforcement peut être effectué comme une intervention avant le dégât ou bien réparer définitivement les éléments endommagés comme une intervention après le dégât :

- Le premier principe est réservé pour la connaissance et l'adaptation au contexte technologique du lieu, qui illustre la faisabilité de l'application de la technique d'intervention retenue avec les ressources disponibles sur place, en se basant sur les techniques les plus naturelles possibles.
- Le second principe correspond aux conséquences d'intervention qui concernent des effets complémentaires très divers dont il faudra tenir compte avant de prendre la décision qui rentre dans le cadre d'intervention. Ces effets complémentaires peuvent être positifs ou négatifs, comme par exemple renforcer un mur extérieur par l'application d'une couche de béton projeté, ce qui donne l'avantage au mur qui sera plus étanche, ou bien ajouter une dalle de compression au plancher pour le renforcer, il sera aussi plus isolant.

Un autre exemple concernant l'effet négatif apporté par le chemisage des éléments porteurs par des tirants métalliques ou par un système de contreventement, ceux-ci peuvent changer l'aspect architectural historique ainsi que la géométrie de l'existant ; ajouter un mur à l'intérieur peut réduire l'espace exploitable.

- Le troisième principe correspond à la compréhension et la clarté de l'approche mécanique et structurelle, qui porte sur l'usage des matériaux et ses caractéristiques mécaniques et physiques, ainsi que le choix des méthodes de renforcement ou de réparation structurelle appropriées quel que soit le type de dommage. Ce principe est basé sur trois approches structurelles possibles à appliquer :

- 1- La restauration de la capacité portante initiale de l'élément à réhabiliter.
- 2- L'augmentation de la capacité portante de l'élément, qui convient au renfort de l'élément endommagé, par exemple l'optimisation de la section d'un mur porteur.
- 3- Le remplacement fonctionnel de l'élément par un nouvel élément.

- Le quatrième principe correspond à la singularité des interventions portant sur bâtiment ayant une valeur patrimoniale particulière, cela est portée par la nécessité de la préservation de ses caractéristiques d'origine et de son aspect architectural historique, c'est-à-dire intervenir de manière à garder l'identité de ce monument historique.

3.1.2.3 Choix des Méthodes de renforcement compatibles avec les dommages : [22]

Pour une réhabilitation fiable, le choix des méthodes de renforcement doit répondre à plusieurs critères et recommandations. Afin de préserver l'originalité et la valeur patrimoniale du bâtiment existant, il est essentiel de prendre en compte les recommandations suivantes :

- Renforcer de manière à éviter le changement de l'état initial de l'édifice, afin de conserver l'identité et la valeur historique du bâtiment s'il fait partie du patrimoine.
- Renforcer de manière à éviter la destruction du bâtiment ou à limiter sa dégradation lorsque celui-ci est menacé par une forte sollicitation.
- Prendre en compte les effets supplémentaires induits lors des travaux de renforcement. Pour éviter cela, il est nécessaire de choisir les matériaux compatibles avec ceux existants.
- Les caractéristiques de l'édifice doivent être considérées lors des travaux de réhabilitation, tels que la géométrie, les matériaux, l'architecture, le type et l'état de dégradation.
- La réussite du renforcement est liée à la qualification des intervenants du projet de réhabilitation durant toutes les étapes d'intervention, qu'il s'agisse du diagnostic, des solutions à proposer, ainsi que de l'exécution et de l'entretien.

- Renforcer d'une manière économique : le coût de réhabilitation ne doit pas être élevé.
- Il est nécessaire de prendre en compte l'importance de la partie diagnostic qui permet de comprendre le degré de dégradation d'un monument ou d'un immeuble ancien.
- L'efficacité de l'exécution et de l'entretien après la réhabilitation.

3.1.3 Approches structurelles et mécaniques d'intervention :

Cet organigramme a été élaboré en se basant sur des principes généraux de la méthode de RehabiMed [22] pour un cas des bâtiments, résumant les principales étapes de la réhabilitation :

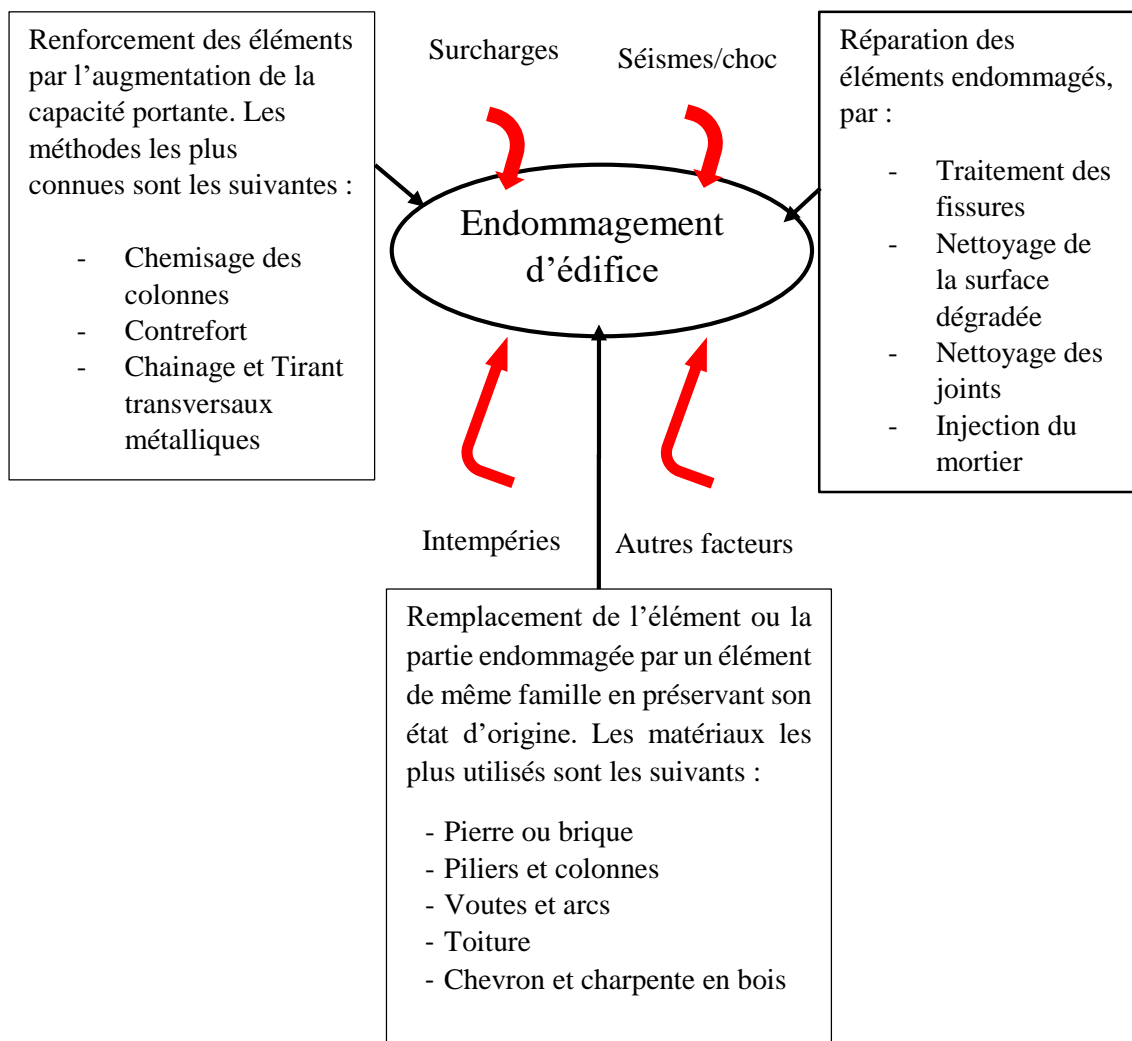


Figure 1.28 Organigramme montrant les approches d'intervention pour un ancien édifice.

3.1.4 Intervention sur les murs et les piliers :

Les éléments de maçonnerie, tels que les murs et les piliers, résistent fortement à la compression, mais ils sont peu résistants à la traction et au cisaillement. De nombreux dommages peuvent être causés par de multiples sollicitations et phénomènes indésirables.

Les principales techniques de réparations sont les suivantes :

3.1.4.1 Remplacement physique de la partie endommagée :

Il s'agit d'un remplacement des matériaux des parties fissurées des murs en maçonnerie, bombée ou dégradée, et de la reconstruction avec un matériau de la même famille, comme le cas de fissures de pierres ou de briques lors d'un effort de cisaillement ; cette réparation sera effectuée après avoir fait le diagnostic et après avoir limité la source des dommages.



a)



b)

Figure 1.29 Remplacement physique des matériaux pierres, briques et liant.

3.1.4.2 Reprise des fissures :

La fissure est une dégradation très délicate, pour la raison qu'elle réduise la section de l'élément, voire sa résistance et sa rigidité.

- But de la réparation :
 - Freiner l'expansion de la fissure.
 - Assurer la continuité de l'élément en réparant la partie fissurée. (Figure 1.30)
 - La procédure de réparation est aisée lorsque la fissure est passive.
 - Assurer une distribution des charges efficace après la réparation des fissures.

- **Recommandations :**
- Rajouter de nouveaux éléments métalliques pour augmenter la résistance du mur en traction et en cisaillement notamment dans les parties exposées à la sollicitation alternée (Figure 1.31).
- Après la réparation, il faut s'assurer que la partie réparée n'est pas menacée par la fissuration.

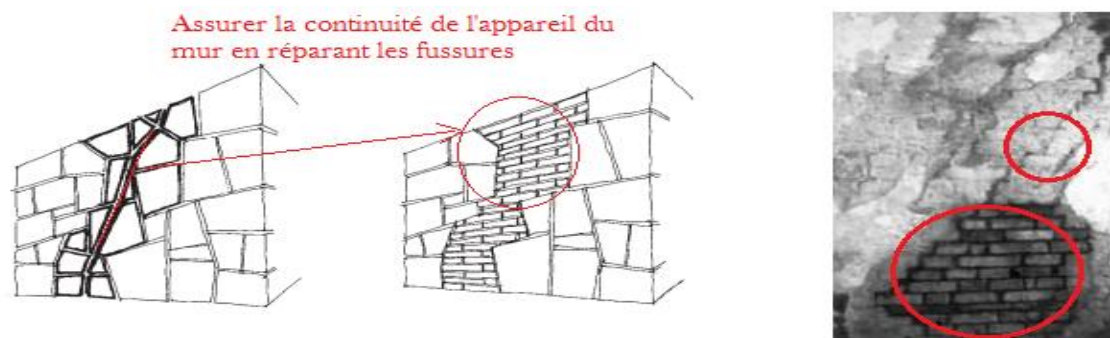
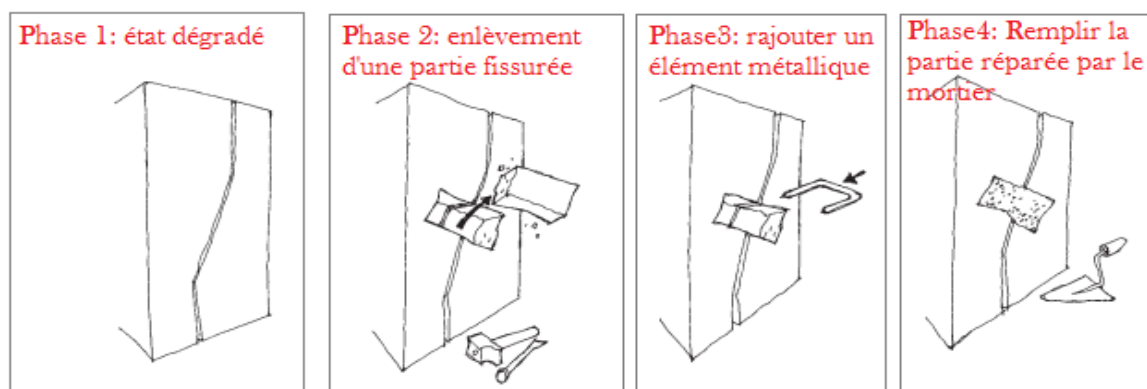
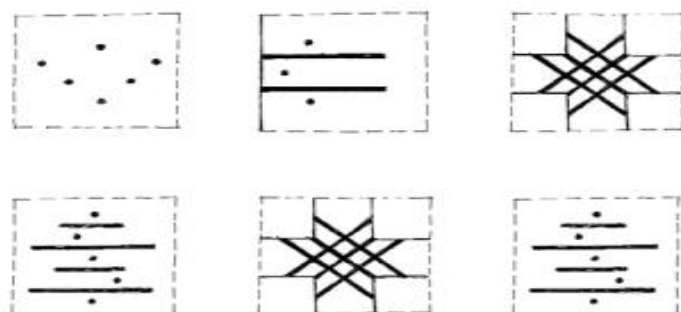


Figure 1.30 Traitement des fissures-assurer la continuité des appareils.



a)



b)



c) [25]

Figure 1.31 Traitement des fissures : utilisation des éléments métalliques.

3.1.4.3 Injection de la maçonnerie par coulis de mortier :

Cette méthode est applicable aux murs en pierre (appareil ou blocage) ou bien en brique, elle consiste à remplir les vides entre les lèvres des fissures et les cavités par l'injection du mortier.

- Objectif de l'injection du mortier dans les fissures et les cavités :
 - Privilégier la continuité des matériaux composant le mur en appareil ou en blocage.
 - Augmenter la résistance du mur par l'augmentation de l'homogénéité.
 - Réassurer la connectivité dans les murs en multicouche, le mécanisme d'effeuillage comme expliqué auparavant (Figure 1.25) peut se produire dans les couches internes en raison de l'insuffisance de la connexion entre les couches et du dysfonctionnement du mortier.
- Recommandations de l'application de la méthode d'injection :

Avant de commencer l'injection du mortier à l'intérieur des fissures et des cavités, il faut suivre quelques recommandations pour éviter les effets complémentaires négatifs, donc réussir à freiner la diffusion des fissures sur les parois du mur :

- Dans l'utilisation d'un mortier à chaux, il est interdit d'utiliser la chaux aérienne car elle contient un grand pourcentage de calcaire, ce qui pourra enclencher une réaction chimique entre les matériaux.
- La nécessité de savoir la composition du mur en terme des matériaux pour éviter l'incompatibilité entre eux, et donc éviter les réactions chimiques et physiques.
- Il faut prendre en compte les caractéristiques de la fissure qu'il s'agisse de sa distribution, de sa taille et du pourcentage des vides, il ne faut pas oublier que l'injection affecte la porosité du mur, ce qui peut avoir des conséquences négatives sur son comportement thermique et son humidité.



a)



b) [24]

Figure 1.32 Traitement des fissures et des cavités : Injection du coulis du mortier.

3.1.4.4 Renforcement par contrefort :

Le contrefort est un élément réalisé en maçonnerie. Il permet le renforcement et le confortement de l'édifice. Le contrefort possède une forme géométrique triangulaire ou trapézoïdale, établi à l'extérieur de l'édifice pour augmenter sa capacité portante et sa distribution des charges. (Figure 1.33)

▪ But de renforcement par contrefort :

- Absorber les efforts latéraux, cas de l'effort sismique.
- Contribuer à la descente de charge transmise à la fondation.
- Absorber l'action du vent.
- Augmenter la rigidité des murs.
- Freiner le phénomène d'écrasement et le renversement du mur sous l'effort vertical qui s'exerce hors de son plan.
- Assurer la stabilité de la structure.
- Assurer un système hyperstatique.

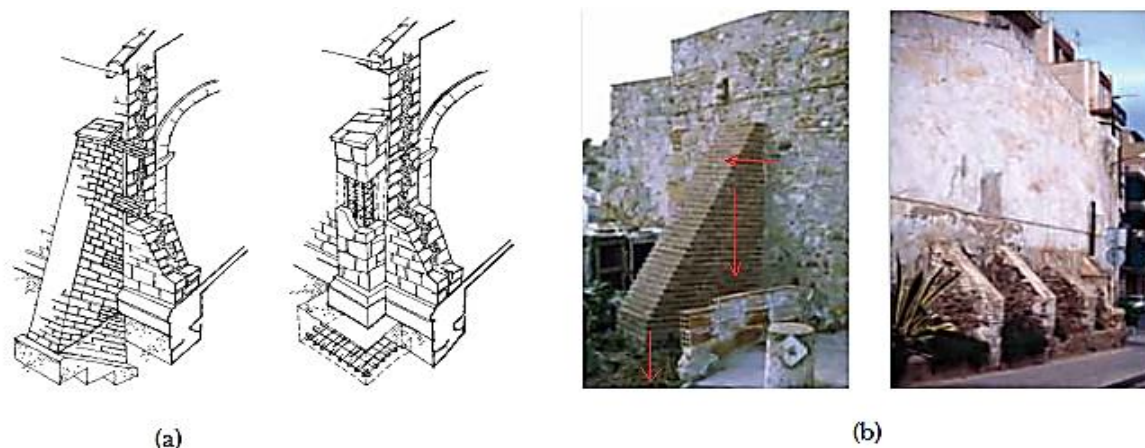


Figure 1.33 Système contrefort.

- Figure (a) : Représentation du mode de mise en connexion des contreforts.
- Figure (b) : Cas réels des contreforts des murs gouttereaux.

3.1.4.5 Pose des tirants métalliques :

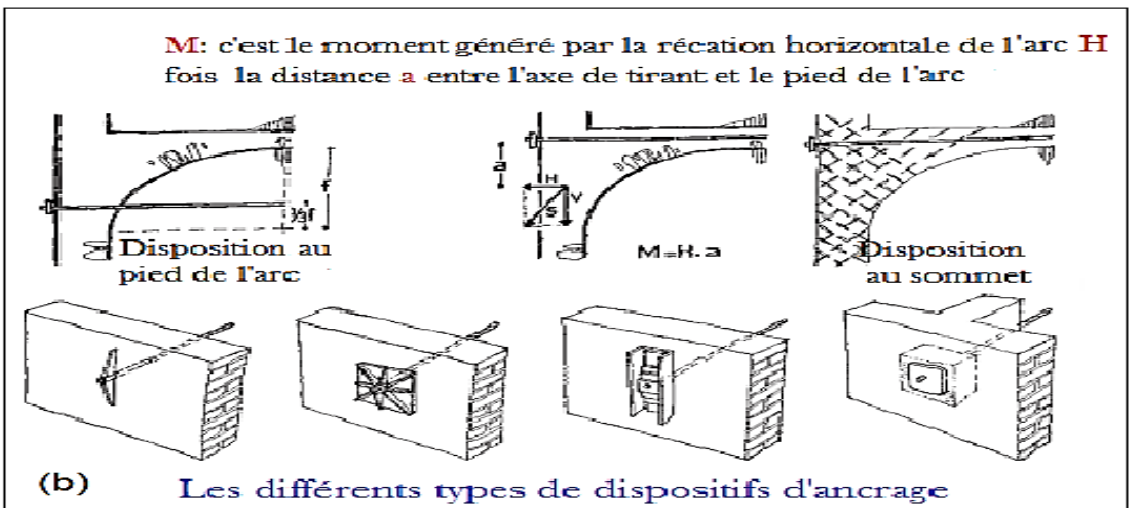
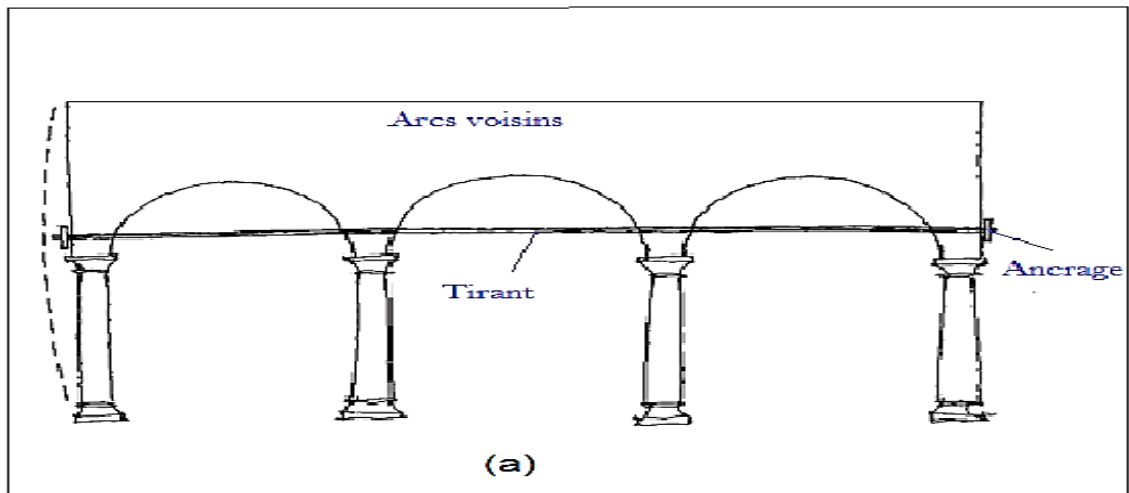
La disposition des éléments métalliques dans la structure comme les chaînes et les tirants permettra d'assurer la stabilité et la résistance de la structure. Les tirants qui sont disposés horizontalement peuvent traverser les planchers et la charpente.

Comme dans le cas de deux murs parallèles qui s'apprêtent à s'écarter du fait de la surcharge de la toiture, le rôle des tirants est de mettre ces murs en connexion en éliminant les efforts de traction grâce à la force de précontrainte (c. Figure 1.34).

Un autre exemple d'un ensemble d'arcs voisins, les pieds des arcs sont soumis à la traction qui provoque leur écartement, le rôle des tirants donc est de freiner ce phénomène et de maintenir les arcs par la précontrainte. (a. Figure 1.34).

Les tirants métalliques ont pour but de protéger l'élément ou l'édifice contre la ruine, ou de freiner l'effondrement. Cela consiste à utiliser des barres linéaires métalliques assemblées par un dispositif d'ancrage avec réglage. (b. Figure 1.34).

- But de renforcement par les tirants métalliques :
 - Assurer la stabilité de la structure ou de l'élément porteur (mur),
 - Renforcer les angles et privilégier la connexion entre les murs orthogonaux.
 - Freiner l'effondrement de la structure lors des efforts latéraux.
 - Rassembler les éléments voûtes et arcs pour assurer leur résistance et leur solidarité.
 - Un dispositif d'ancrage réglable permet de contrôler l'allongement des barres.



(C)

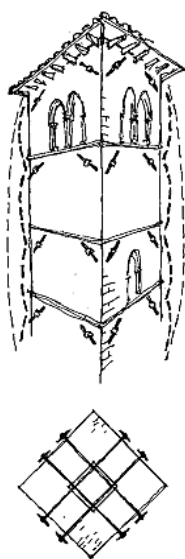
Figure 1.34 Disposition, ancrage et assemblage des tirants métalliques dans les murs et les arcs.

- Figure (a) : Disposition horizontale des tirants traversant les arcs voisins.
- Figure (b) : Différents dispositifs d'ancrage et sollicitation du moment généré par la réaction de l'arc et la distance entre le pied de l'arc et l'axe de tirant.
- Figure (c) : Assemblage entre deux tirants croisés au niveau de l'angle.

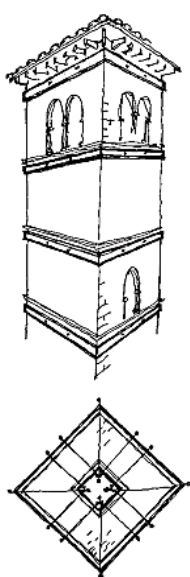
3.1.4.6 Chainage des colonnes :

Le chainage des colonnes est l'un des systèmes de renforcement les plus anciens. Il est utilisé dans le cas des éléments verticaux tels que les colonnes, les piliers, les noyaux centraux pleins et les murs fermés sous forme de ceinture (Figure 1.35). Le chainage peut être observé dans les colisées romaines ou dans les clochers italiens du moyen âge. Le matériau constituant les chainages à cette époque était le fer, ou l'acier qui avait été utilisé après sa découverte à la fin de 17^{ème} siècle, mais récemment, avec l'innovation des matériaux, les chainages en fer ont été par les fibres de carbone qui sont plus résistants et durables.

- Objectif de renforcement par chainage :
 - Renforcer les piliers et les colonnes pour une meilleure capacité portante à la charge verticale.
 - Dans le cas des murs ou des colonnes en éléments multicouches appareillés, il est préférable de les renforcer par des ceintures en acier afin d'éviter l'effeuillage des couches.
 - Dans le cas d'un pilier élancé soumis à un effort sismique, il est nécessaire de mettre des ceintures au niveau des zones critiques, même pour le cas du chargement vertical dont le chainage de la zone courante est capable de freiner le flambement.



a)



b)



Figure 1.35 Chainage des colonnes et piliers.

3.1.4.7 Chemisage des murs : [5]

- L'objectif du renforcement par chemisage :
 - Assurer une bonne connexion entre les couches constituant le mur.
 - Augmenter la résistance du massif en traction grâce à l'ajout des treillis en acier.
 - Amplifier la ductilité grâce au comportement ductile des treillis.
 - Assurer la liaison entre les parois orthogonales.
- Recommandations :
 - Utilisation d'un mortier compatible avec le type de maçonnerie (en évitant une réaction chimique entre les matériaux nouveaux et existants).
 - Assurer un enrobage suffisant pour éviter la corrosion des treillis.

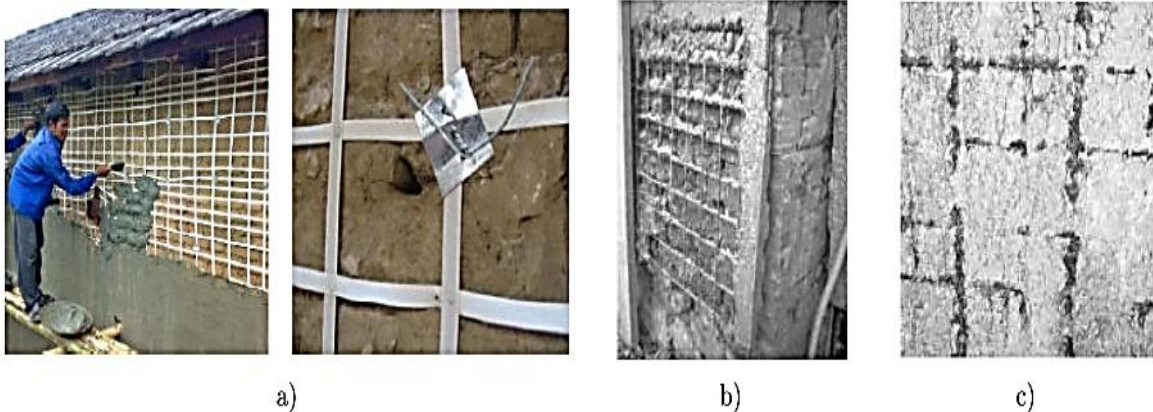


Figure 1.36 Chemisage des murs et des colonnes.

- Figure (a) : Chemisage des murs gouttereaux par treillis en polypropylène cas de l'école de la vallée Katmandou.(shrestha et al. 2012). [26]
- Figure (b) : Manque de connectivité entre les couches. (Penazzi et al., 2001). [27]
- Figure (c) : Dégradation des treillis due à la corrosion. (Penazzi et al.,2001). [27]

3.1.5 Interventions sur les planchers et les couvertures :

Les planchers et les couvertures des anciens bâtiments sont souvent construits en bois ; la fragilité et la dégradation de ce dernier influe sur la résistance et la stabilité du plancher.

La pathologie du bois provient de plusieurs facteurs tels que la fatigue, la pénétration des eaux pluviales, la surcharge...etc. Nous pouvons citer deux méthodes fréquentes pour renforcer un plancher dégradé :

3.1.5.1 La pose additionnelle de dalles en béton armé :

La pose additionnelle de dalles en béton armé associée aux poutrelles en bois au niveau du plancher est l'une des solutions les plus courantes.(Figure 1.37)

- Objectif du renfortement par la pose de dalles en BA :
 - Favoriser la distribution des charges vers les murs et les colonnes.
 - Réduire les efforts de traction et de compression des éléments en bois.
 - Freiner la sollicitation hors-plan et la flexion des poutrelles.
 - Améliorer la rigidité du plancher, donc une bonne résistance au séisme.
 - La dalle de compression privilégie l'isolation thermique et acoustique, ainsi que l'étanchéité du plancher renforcé.

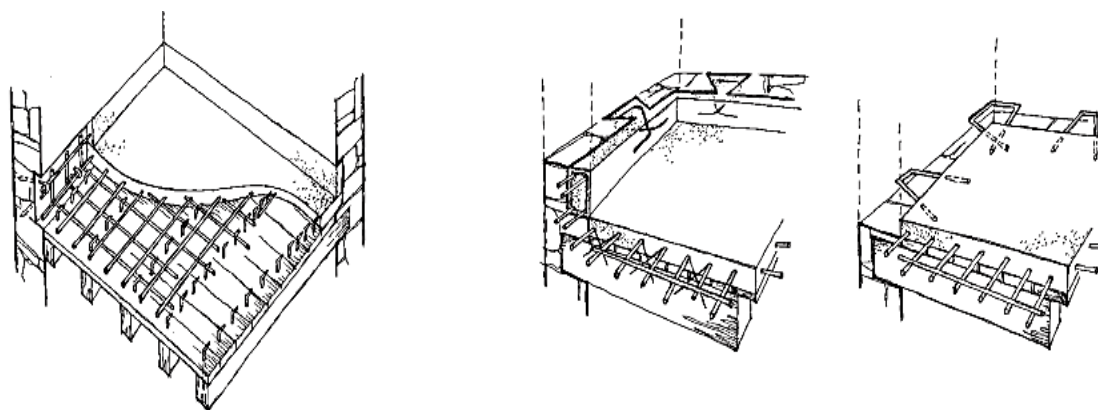


Figure 1.37 Pose de dalles en béton armé sur les vieux planchers réalisés en bois.

3.1.5.2 Montant intermédiaire :

Le renforcement par montant intermédiaire consiste à placer des éléments barre soit en chevron de bois soit en profilé métallique. L'emplacement de ces éléments se fait transversalement sous les poutrelles existantes, assurant ainsi leur conditions d'appui au niveau des murs porteurs.

- Objectif de renforcement :
 - Réduire la flexion des poutrelles et des poutres porteuses générée par la surcharge.
 - Freiner la déformation générée par fluage du bois.
 - Contribuer à la transmission des efforts aux murs.

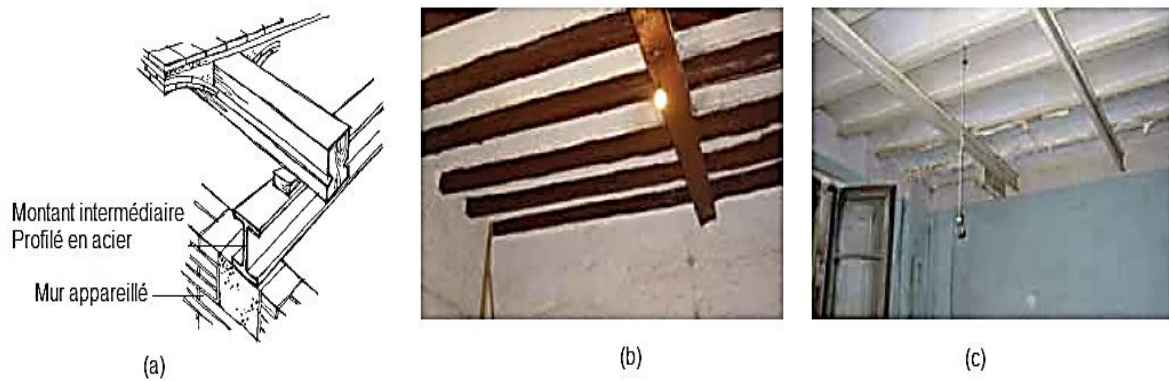


Figure 1.38 Renforcement des planchers par montants intermédiaires en bois et en acier.

- Figure (a) : Détail de disposition des montants sur les murs.
- Figure (b) : Disposition intermédiaire du montant en bois.
- Figure (c) : Disposition des montants en acier.

3.1.6 Interventions sur les arcs et les voûtes :

Arcs et voûtes des anciens bâtis sont constitués de voussoirs en pierre ou en brique. Lors d'une sollicitation hors-plan où ils sont soumis au chargement perpendiculaire, la voûte peut fléchir aisément en engendrant le décalage de la clé de voûte, ce qui peut produire un effondrement. Lorsqu'il s'agit d'une sollicitation dans le plan, comme le cas de l'effort sismique agissant latéralement sur les voussoirs, cela provoque un déplacement du claveau menant à un déséquilibre et éventuellement à un effondrement de la voûte ou de l'arc. Ce phénomène est déjà défini dans le cas des ruines de Tipaza. (§ 3.1.1.e)

▪ L'objectif du renforcement :

Le renforcement consiste à placer des barres ou des tirants métalliques sur l'extrados de la voûte, ce qui lui permet de s'élargir au moyen de sa résistance limitée.

Sur certaines voûtes surbaissées, les chainages périphériques en acier ou en béton absorbent les poussées créées au niveau du soubassement qui sont à l'origine des efforts de compression. La dalle de béton peut assurer simultanément le renforcement du plancher et des voûtes en assurant le contact sur l'extrados. (Figure 1.39)

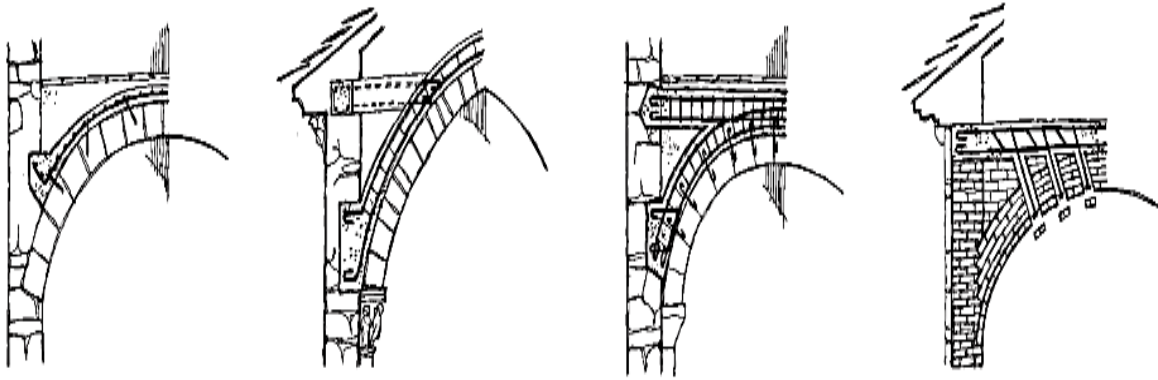


Figure 1.39 Renforcement des voûtes et arcs par chainage.

4. Conclusion

Cette recherche bibliographique porte sur les risques sismiques dans les monuments et les édifices historiques portant l'identité et la valeur patrimoniale des civilisations. Les monuments historiques sont souvent construits en maçonnerie non armée constituée de la pierre naturelle et du mortier.

La maçonnerie est un matériau composite qui a un caractère hétérogène et un comportement anisotrope ayant une dissipation d'énergie limitée, ce qui l'expose au risque d'effondrement lors d'un séisme fort.

Cette recherche bibliographique est essentiellement axée sur :

- Le comportement des édifices en maçonnerie sous l'effet sismique.
- Les diverses sollicitations agissent sur la maçonnerie du type pierre de calcaire.
- Les mécanismes de rupture.
- Les dommages induits lors d'un séisme majeur.
- La vulnérabilité structurelle, et la fatigue des matériaux.
- Les zones fragiles et les différents types de dégradations observés.
- La perte de résistance, de stabilité et la destruction des édifices.
- Les principes généraux de l'intervention.
- Les méthodes et les techniques de renforcement.

Dans les chapitres suivants, nous allons prendre en considération le comportement mécanique de la maçonnerie de pierre et les dommages sismiques pour l'étude du minaret de la Kalâa des Béni Hammad, en tenant compte des résultats de l'essai de compression axiale de la maçonnerie ainsi que les caractéristiques physique et mécaniques correspondantes.

CHAPITRE II

Historique et relevé de la structure du minaret
de la Kalâa des Béni Hammad

1. Introduction

Contrairement à la conception des structures neuves généralement basées sur les différentes règles ainsi que sur les codes de la construction moderne, la réhabilitation des anciens édifices représente une mission très laborieuse, caractérisée par certains processus primordiaux pour leurs analyses et vérifications structurelles, tels que le diagnostic et relevé de l'état des lieux de la structure, l'établissement des essais in-situ sur les matériaux, l'identification de l'ossature principale...etc. Cette procédure devient beaucoup plus importante quand il s'agit d'un monument classé patrimoine historique, tel le cas du minaret de « La Kalâa des Béni-Hammad ».

Aujourd'hui, grâce à l'avancée informatique et technologique, le domaine du bâtiment a connu une importante évolution. On note, à juste titre, l'intégration du BIM - en anglais Building Information Modelling- dans toutes les phases de la construction.

Cette technologie « BIM », a été appliquée dans ce projet en utilisant le scanner 3D en vue d'un relevé de l'état des lieux (dimensions géométriques, certains détails et dispositions constructives) et de l'établissement du modèle numérique 3D. À travers ces informations, des modèles d'analyse structurelle sont alors élaborés afin de vérifier la stabilité et la résistance de la structure.

Ce chapitre présente en premier lieu un aperçu historique de l'édifice, suivi par l'exposition des différentes étapes suivies lors du travail d'investigation, telle que la modélisation numérique.

2. Aperçu historique sur la Kalâa des Béni Hammad : [28]

2.1 Localisation et histoire de la ville Hammadide :

Sur le versant sud du Djebel Maadid à 1100 m d'altitude, au bout des plaines extensives de la Hodna, commune de Maadid, Wilaya de Msila, est situé le site archéologique La Kalâa des Béni Hammad, un site monumental qui remonte à l'époque médiévale, portant l'identité islamique dans le grand Maghreb central (l'Algérie et la Tunisie).

La Kalâa des Béni Hammad était la capitale de l'Afrique du nord pendant le 11^{ème} siècle. Elle a été fondée en 1007 par Sultane Hammad Ibn Bologhine de la grande tribu berbère de Sanhadja et qui est le fils de Ibn Ziri Menad Abou Ziri (fondateur d'Alger).

La Kalâa représentait une localisation stratégique dans le grand Maghreb central comme étant sa capitale jusqu'à la fin du 11^{ème} siècle, exactement en 1090, quand Sultane Ismail Mansour (fils d'En Nacer), l'un des successeurs de sultane Hammad, transporte le siège de son gouvernement vers Bougie (Bejaïa actuellement) où la nouvelle capitale de Maghreb a été établie, toutefois ce débarquement était dû aux déprédations des nomades de l'Hodna.

Bien avant, en 1052, la ville a été entièrement détruite par le mouvement religieux d'El Mohades « الموحدون » ou Banou Abd Elmumin « بنو عبد المؤمن », ensuite en 1148, le dernier sultan Hammadide, Yahia, a enlevé les matériaux et les objets importants et les a utilisés pour la construction du nouveau siège à Bougie.

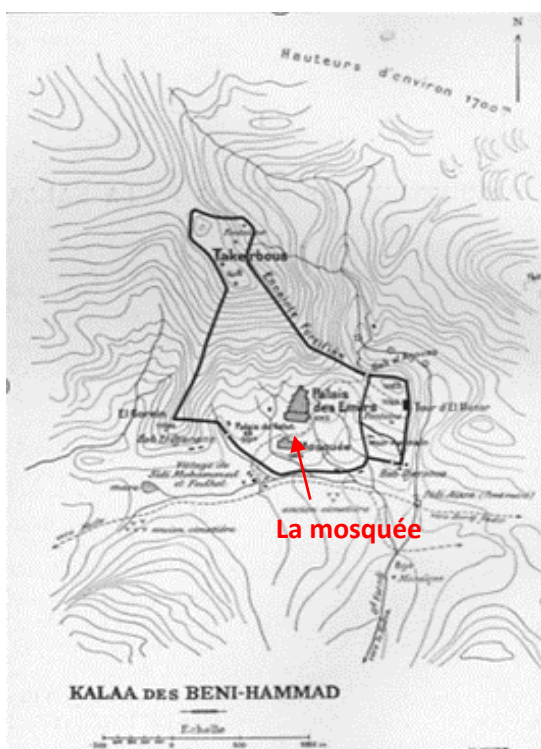


Figure 2.1 Plan de la ville Hammadide.

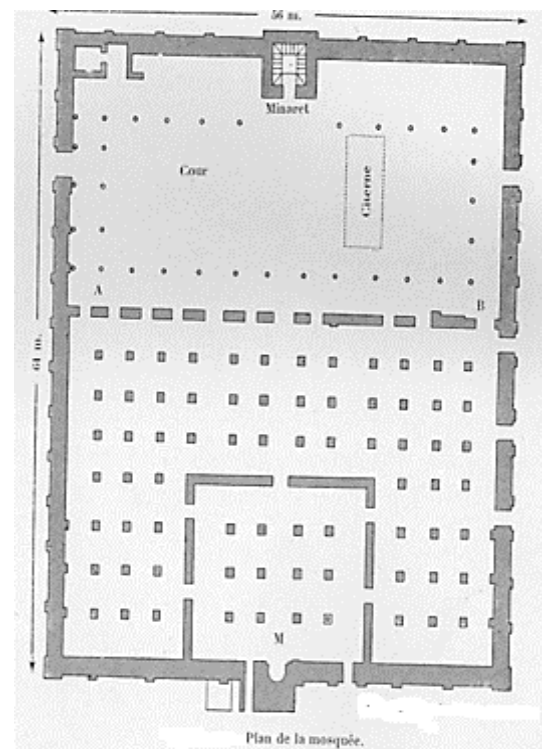


Figure 2.2 Plan de la mosquée. [28]



Figure 2.3 Ruines de la mosquée.



Figure 2.4 Vue du minaret.

Aujourd'hui, il ne reste que des ruines et les fondations des édifices, à l'exception du minaret de la mosquée et le mur d'enceinte fortifiant ceux qui sont restés debout durant tous ces siècles. La ville se composait de plusieurs édifices et éléments tels que le mur d'enceinte, le palais du Ménar (Le palais des émirs), et la grande mosquée où se trouve le minaret (le bâtiment le plus haut). Nous décrivons ci-dessous les principaux édifices de la ville Hammadide :

2.2 Le Mur fortifiant :

La ville est entourée par un mur fortifiant (Figure 2.1 et 2.5) constitué entièrement de la pierre, et ayant une hauteur variable et une épaisseur de 1.2m à 1.6m. Ce mur fortifiant clôture les édifices de la ville à 7km de périmètre en descendant du côté sud-ouest sur le piton d'El Gorein (1190m d'altitude) et à l'autre côté sud-est sur la tour du Ménar.



Figure 2.5 Maquette de la Kalâa. [29]



Figure 2.6 La tour du palais de Ménar. [29]



Figure 2.7 Palais des émirs. [29]

2.3 La grande mosquée :

Dans le côté sud de la Kalâa des Béni Hammad, il se trouvait la grande mosquée de la ville Hammadide (Figure 2.2), un bâtiment de dimension rectangulaire mesurant 66m sur 54 m, et contenant une salle de prière, des murs extérieurs, un mihrab ainsi qu'un minaret élancé. Celui-ci est resté debout jusqu'aujourd'hui alors que les autres édifices ne sont que des ruines.

2.4 Caractéristiques descriptives du minaret de la grande mosquée :

Le minaret a une forme rectangulaire. Il est situé au nord de la mosquée et au milieu du mur de clôture. La façade principale présente des décorations sous forme d'arcs en plein cintre superposés aux étages, ainsi que des ouvertures superposées au milieu. Sur ce mur, il y a aussi de fausses fenêtres dans les étages intermédiaires décorées de briques (Figure 2.10 et 2.14).



Figure 2.8 Perspective du minaret, vue d'angle.



Figure 2.9 Vue de l'ouest.

2.4.1 Géométrie du minaret : [28]

Le minaret a une base carrée de 6,5 m de côté et une hauteur de 25m, mesuré de la base au sommet.

La coupole au sommet a été endommagée, ce qui a réduit de quelques mètres la hauteur totale du minaret (Figure 2.10).

Afin de préserver la stabilité et la bonne transmission des charges au sol, les murs sont constitués de la maçonnerie multicouche.

Les dimensions tridimensionnelles du minaret sont les suivantes : [33]

- Dimension en plan..... $L * l = 6.5m$
- Dimension en élévation..... $H = 25m$
- Épaisseur des murs $e = 1.25m$
- Épaisseur du mur de façade contenant les ouvertures et les décorations..... $e = 1.00m$

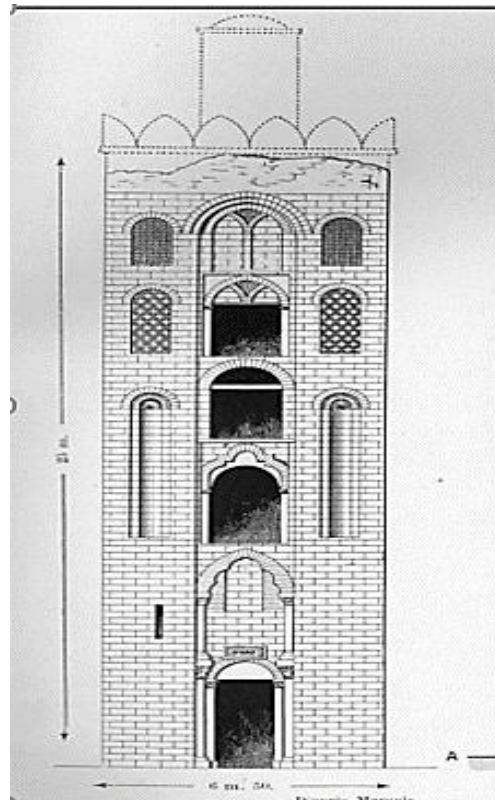


Figure 2.10 Façade originale. [28]

2.4.2 Matériaux utilisés :

Comme la plupart des édifices historiques qui ont été construits à l'époque, les matériaux les plus utilisés étaient naturels, alors que les matériaux utilisés dans le cas du minaret étudié sont les suivants :

2.4.2.1 Matériaux de construction : [30]

- Pierre naturelle et moellon (Figure 2.13)
 - Cailloux utilisés dans les fondations
 - Mortier à chaux hydraulique, Bois (tronc et rondin)
- Sable et calcaire utilisés dans le premier lit des fondations.



Figure 2.11 Enduit de chaux.



Figure 2.12 Les troncs supportant l'escalier. [31]



Figure 2.13 Murs appareillés.

2.4.2.2 Matériaux de décoration : [30]

- Enduit de décoratif composé de la chaux et de gypse.
- Brique
- Faïence et mosaïque de céramique.
- Marbre Décoration en stuc.

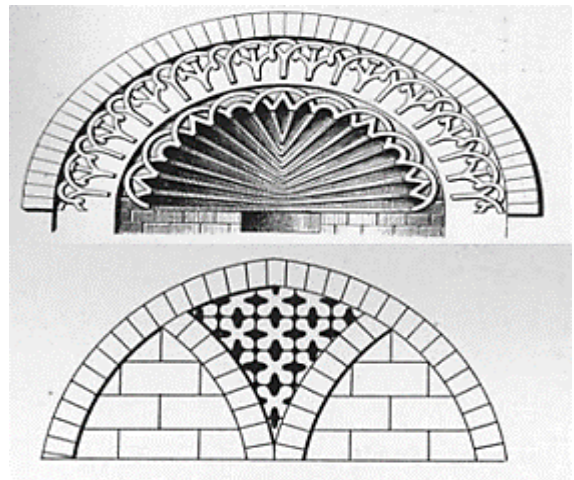


Figure 2.14 Tympons de fausses ouvertures. [28]

2.4.3 Système structurel et éléments constructifs :

2.4.3.1 Système mur en maçonnerie : [30]

Le système structurel du minaret est caractérisé comme suit :

- Les murs en maçonnerie multicouche, construits en pierres taillées et assemblées par la technique du blocage.
- La mise en œuvre des parois extérieures (parois d'habillage) a été faite en utilisant la technique d'appareillage à l'alternance d'assise régulière. (Figure 2.13)
- La connexion entre les appareils est assurée par le mortier de chaux.
- L'épaisseur des parois est assez large afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et de transmettre les charges vers le sol.
- Un noyau central construit en pierres de différentes tailles liées par le mortier de chaux.

2.4.3.2 Escalier : [28]

Les escaliers sont construits en pierres de différentes formes liées par mortier de chaux, les volées sont supportées par des voûtes et des troncs, de sorte qu'elles donnent une forme tournante autour du noyau central.

2.4.3.3 Élément de couverture : [28]

Le plancher de terrasse est accessible. Il a été construit en bois et en éclats de pierres ou de moellons de petite dimension et tous liés par le mortier de chaux, mais au cours des cinquante années passées, le plancher a commencé à être endommagé par l'impact des intempéries et par d'autres facteurs. Il a été donc restauré et remplacé par une dalle en béton armé.

2.4.3.4 Voûtes : [28]

On distingue deux types de voûtes en arc :

1. Les voûtes en berceau plein cintre (voûtes longitudinales).
2. Les voûtes d'arêtes se trouvent dans chaque tournant (voûtes d'arêtes de type romain).

2.4.4 Construction du minaret :

Selon la littérature et l'histoire de la construction au Moyen Age, la conception des ouvrages à cette époque se basait sur certains critères de construction qui faisaient partie de l'architecture elle-même. En outre les bâtisseurs avaient utilisés leurs propres hypothèses de stabilité et de résistance des matériaux face aux différentes sollicitations.

À partir de 11^{ème} siècle, l'architecture islamique sur la méditerranée connaissait la même typologie dans la conception des mosquées, et plus particulièrement les minarets, ceux qui ont été établis par la même architecture et la même technique de construction dans les différentes régions du grand Maghreb, venant du Moyen Orient.

Les informations correspondant aux étapes de la construction du minaret de kalâa des Béni Hammad ne sont pas disponibles dans la littérature, il fallait donc imaginer un scénario de construction approximatif basé sur des édifices construits à la même époque, par avantage, ce minaret étant donc similaire à celui de la mosquée de Koutoubia au Maroc, de Kairouan en Tunisie, d'Al aqmar en Égypte et de la grande Mosquée d'Alep en Syrie. [30]

2.4.5 Scénario approximatif de la construction du minaret :

Un scénario de construction est élaboré pour le cas du minaret. Il est basé sur le mode de construction des édifices de la période médiévale, plus précisément, ceux qui ont été construits au 11ème siècle en Méditerranée, dont les tâches et les techniques suivies lors de la construction sont déterminées approximativement comme suit :

2.4.5.1 Mise en sous-œuvre des fondations : [32]

Les fondations sont constituées d'un massif en pierre ancré dans le sol afin de reprendre la superstructure tout en garantissant son encastrement, sa stabilité et la transmission de charges vers le sol.

- Techniques et principes de réalisation :
 - Excavation des fouilles selon les dimensions des murs et du noyau central (Figure 2.20)
 - Préparation de la surface d'assise.
 - Un banc de calcaire compact est posé sur le sol afin d'éviter l'affaissement des pierres.
 - Pose des pierres et des blocs de différentes tailles sur le lit de calcaire.
 - Construction en parallèle du massif de fondations et du noyau central.

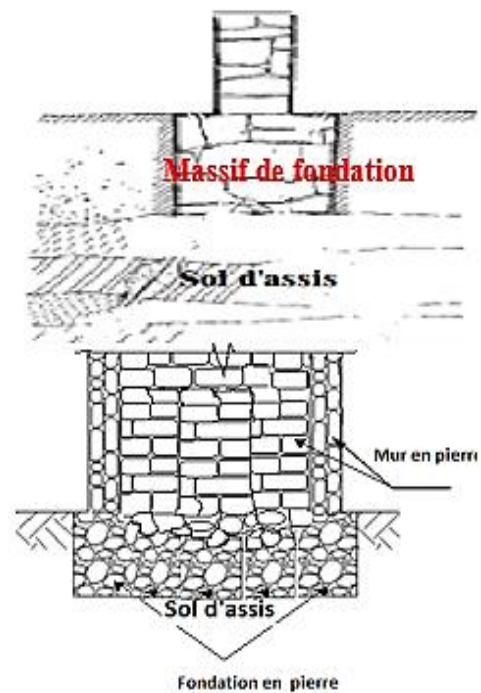


Figure 2.15 Croquis de la fondation.

2.4.5.2 Construction des murs : [8]

Après avoir ancré les fondations dans le sol, l'étape qui suit consiste à continuer la construction des murs extérieurs et du noyau central jusqu'au sommet du minaret.

- Techniques et principes de réalisation :

La réalisation consiste à construire des murs multicouches en pierre partiellement ou entièrement taillée et ce en utilisant la technique d'appareillage. (Expliquée au chapitre 1 § 2.3.1) La liaison entre les pierres est assurée par le mortier, les couches internes sont constituées de la pierre non taillée ou des éclats de pierre.

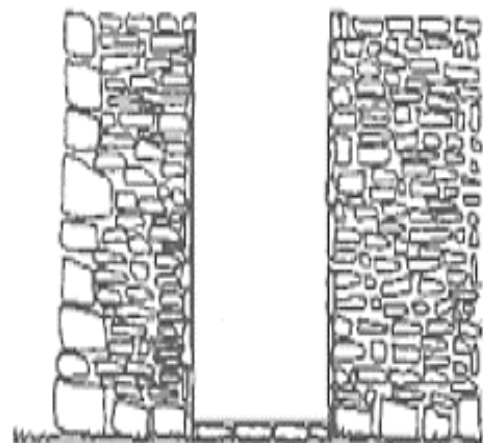


Figure 2.16 Murs multicouches. [8]

Les couches extérieures sont constituées de pierres taillées de même dimension formant des appareils à l'alternance d'assise régulière, et l'espace entre les parois constituant les murs étant comblé par le blocage.

Les joints sont bien remplis par le mortier et les murs au niveau d'angle sont croisés sous forme de chaînage (Figure 2.17), en utilisant des pierres un peu plus grosses que celles utilisées dans la zone courante du mur.

D'un point de vue géométrique, le minaret est composé de quatre murs, dont trois ont la même épaisseur, et le quatrième, représentant la façade principale, a une épaisseur inférieure, imposée par l'aspect architectural ainsi que par la présence d'ouvertures et de décorations. (Figure 2.18).



Figure 2.17 Vue sur le croisement des murs.



Figure 2.18 Vue de façade du minaret. [31]

2.4.5.3 Construction des escaliers

Les escaliers sont réalisés en pierres de taille de petite dimensions liées par le mortier de chaux, faisant la forme tournante autour du noyau central. (Figure 2.18 et 2.19).

- Techniques et principes de réalisation :
 - Les volées et les paliers de repos reposent sur les voûtes et les voûtes d'arêtes.
 - Les voûtes sont disposées longitudinalement
 - Les voûtes d'arêtes sont disposées au niveau d'angle (donnant la forme tournante)
 - Pour finaliser les marches et les contremarches un coffrage en bois est utilisé afin d'avoir la forme d'escalier souhaitée (Figure 2.20).
- Dimensions des marches et contremarches :

Les dimensions suivantes ont été prises à partir du nuage de points traité sur logiciel RecapPro :

 - La largeur de la marche varie entre 40cm et 50cm.
 - La hauteur de la contremarche varie entre 20 et 30 cm.
 - Le nombre des contremarches dans chaque volée varie entre 4 et 5.
 - L'angle d'inclinaison de volée par rapport à l'horizontal est de $\alpha=36$.

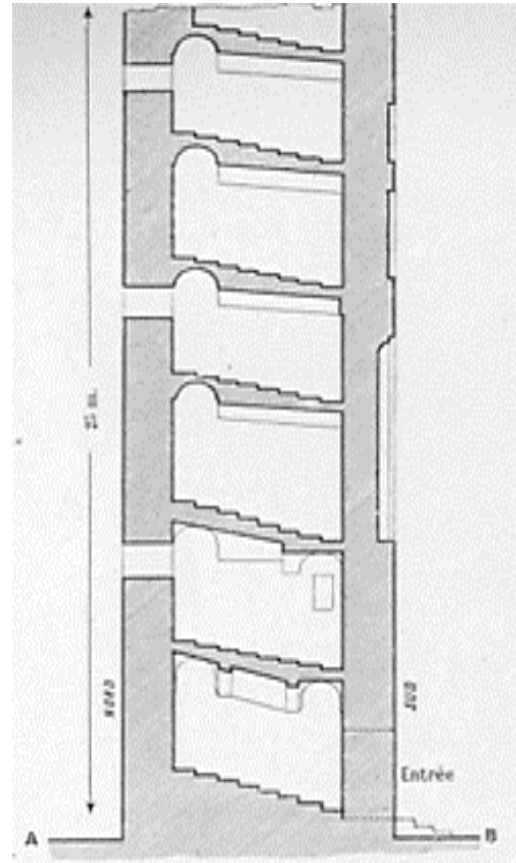


Figure 2.19 Vue en coupe montrant les escaliers.

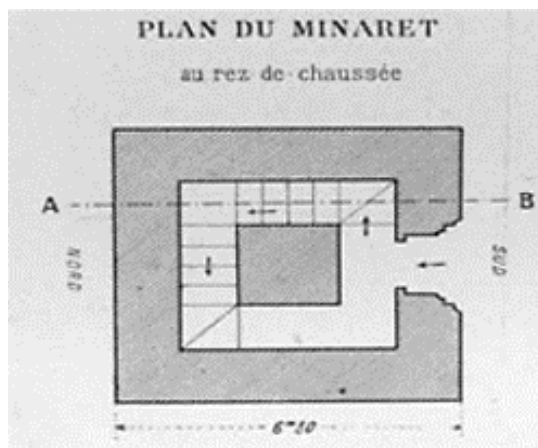


Figure 2.20 Vue en plan du minaret.

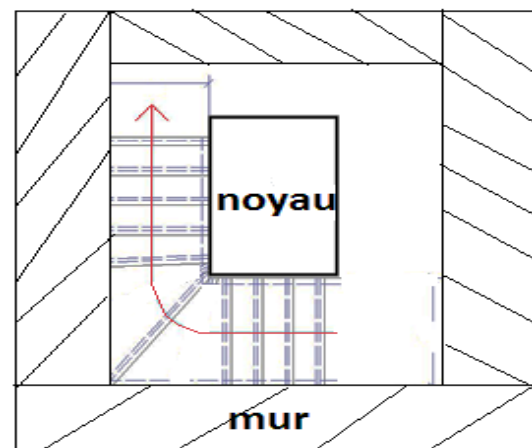


Figure 2.21 Croquis de volées d'escaliers.



a)



b)

Figure 2.22 Vue à l'intérieur du minaret montrant la forme d'escalier autour du noyau central.

2.4.5.4 Construction des voûtes :

Les voûtes de ce minaret sont des éléments porteurs soumis à la compression. Elles sont constituées de la pierre ou de moellon formant des voussoirs liés et équilibrés : leur équilibre est conservé par la clé de voûte.

Le rôle des voûtes du minaret est de supporter les escaliers en transmettant les efforts vers les fondations à travers les murs. On distingue deux types de voûtes : [33]

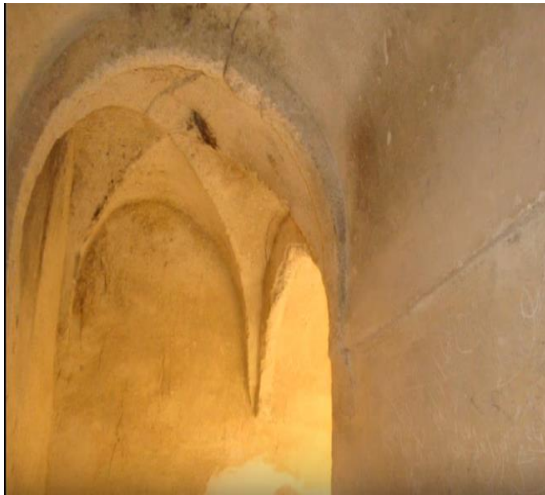
1. Voûte en arc type berceau.
2. Voûte d'arête type romain.

À l'intérieur, se trouve les voûtes en arc rampant type berceau d'origine plein cintre, réparties longitudinalement et supportant les volées. (Figure 2.24, 2.25 et 2.26)

Ainsi, conformément à l'architecture des escaliers, il existe également des voûtes d'arêtes croisées de type romain qui supportent les volées tournantes. (Figure 2.23 et 2.25)

À l'extérieur, les arcs segmentaires et semi-circulaires qui forment les ouvertures et les fausses fenêtres sont constitués de moellon et de petites pierres.

Les voûtes du minaret sont présentées dans les figures suivantes :



a)



b)

Figure 2.23 Les voûtes d'arêtes type Romain. [31]



a)



b)

Figure 2.24 Les voûtes en berceau. [33]



Figure 2.25 Vue extérieure sur les voûtes.
(Fournie par le Nuage de points)

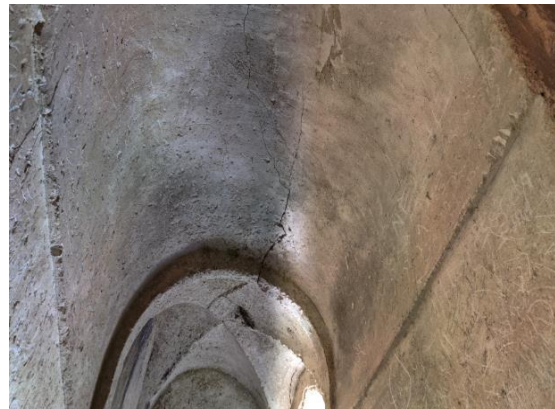


Figure 2.26 Vue intérieure sur les voûtes.

▪ Techniques et principes de réalisation :

La technique est basée sur l'équilibre des voussoirs par la clé de voûte qui transmet l'effort de compression aux voussoirs voisins [33] (Figure 2.27). Toutefois ces derniers ont besoin d'un support pour être stables lors de leur mise en œuvre ; pour cette raison un cintre en bois est utilisé sous forme de demi-cercle où les moellons et les pierres peuvent être réparties, et à l'étape finale une couche d'enduit à chaux recouvre la facette des voussoirs.

Dans la façade principale, la porte, les ouvertures et les linteaux sont tous soutenus par les troncs d'arbres afin de ne pas s'effondrer à cause de la surcharge du mur, comme le montre la Figure 2.24.

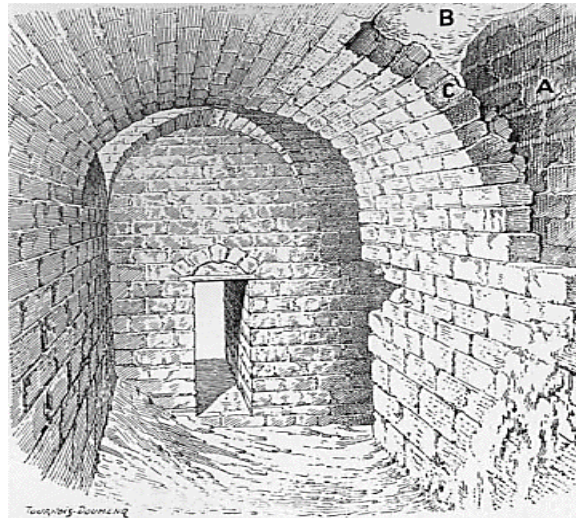


Figure 2.27 Technique de construction des voûtes en berceau, chemin de rond, angle Nord-Est de Ménar. [28]

2.4.5.5 Construction de la toiture (plancher de terrasse) :

Le plancher d'origine était normalement construit en bois, c'étaient des rondins ou des troncs en forme de poutres croisées et disposés sur les murs intérieurs. Une couche d'agrégats composait de sable, des moellons et des éclats de pierre liés à la chaux à priori ; de type hydraulique en raison de son étanchéité importante (voir Chapitre1 § 2.3.2.2), alors que cette couche recouvrait le toit et assurait sa protection contre les intempéries.

Cependant, ce plancher a été endommagé par la pénétration des eaux pluviales et l'humidité, ce qui a nécessité une restauration en le remplaçant par une dalle en béton armé de 15 cm d'épaisseur, reposée jusqu'à ce jour sur le massif du noyau et des murs, les figures suivantes présentent le nouveau plancher du minaret :

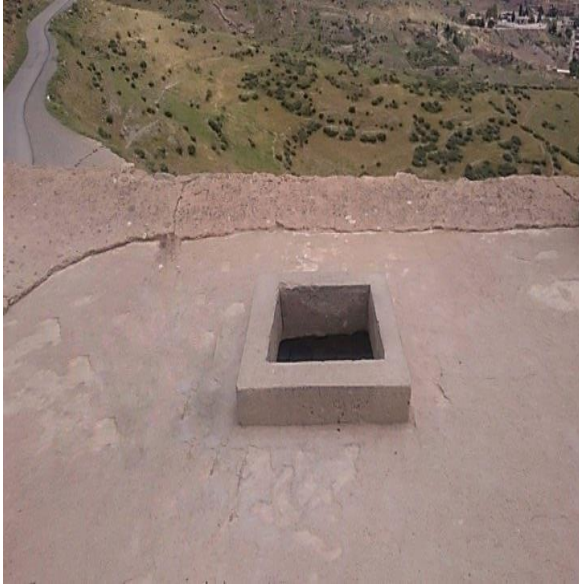


Figure 2.28 Vue au-dessus du plancher.



Figure 2.29 Vue au-dessous du plancher. [31]

2.4.5.6 Construction du noyau central :

Le noyau central a une dimension rectangulaire de 1.5m*1.6m, placé au milieu du minaret. Il est constitué de pierres non taillées liées entre elles par le mortier de chaux constituant un massif plein sur toute la hauteur du minaret. Ce noyau, qui fait partie du système structurel, joue un grand rôle dans la stabilité de la structure et supporte partiellement les volées des escaliers, ce qui contribue ainsi à la transmission des charges gravitaires vers les fondations.



Figure 2.30 Vue en angle du noyau.

2.5 Historique de la restauration du minaret :

2.5.1 Le minaret à l'état d'origine (avant restauration) : [28]

Depuis la construction du minaret au 11^{ème} siècle, aucun travail de restauration ou de réparation n'a été effectué. Les deux photos suivantes datent de 1908 et montrent les dommages causés aux murs extérieurs, plus précisément au niveau d'angle et à la façade principale où les arcs et le tympan du dernier étage étaient partiellement endommagés.

Outre le fait qu'il y ait une perte de pierres due à la chute continue de la maçonnerie de la paroi extérieure, cette chute a été provoquée par divers facteurs tels que le dysfonctionnement du mortier et l'influence de l'intempérie sur sa composition chimique. De plus en plus de murs ont été réalisés en multicouches, ce qui a facilité le phénomène d'effeuillage des couches dû aux efforts horizontaux engendrés par l'expansion des matériaux ou par le déplacement de la couche interne sur la couche externe appelé la poussée des couches internes, comme expliqué dans le chapitre.1 § 3.4.1.1. d.



Figure 2.31 Vue en coupe (état dégradé).



Figure 2.32 Vue en façade (état dégradé).

2.5.2 Première intervention : Mission de 1976 [34]

La première intervention sur le minaret a été effectuée avant que ce dernier ne soit classé par l'UNESCO. Cette organisation avait organisé une mission de restauration en avril 1976 dans le cadre de la conservation du patrimoine mondial.

Les experts de l'UNESCO ont partiellement restauré le minaret et ont indiqué que la plupart ou la totalité de ses éléments n'ont pas été soumis à la restauration, comme expliqué ci-après :

- Les chainages au niveau d'angle n'ont pas été posés.
- Les voûtes et voûtes d'arêtes n'ont pas été réparées.
- Les murs extérieurs n'ont pas été rétablis.
- Les appareils n'ont pas été rejointoyés.
- Les linteaux n'ont pas été restaurés.

- L'accès au niveau de terrasse n'est pas protégé contre la pénétration des eaux pluviales. En fait, cette mission avait couvert principalement d'autres édifices tels que le palais du Ménar, la Mosquée, le palais des émirs...etc.

2.5.3 Deuxième intervention : Mission Polono algérienne 1987-1988 [30]

Cette mission a été également organisée par l'UNESCO pendant les années 1987 et 1988. Elle avait comme objectif la restauration des éléments constructifs dégradés tels que les murs extérieurs, les arcs décoratifs, les voûtes, le toit et la base du minaret.

Le principe de réparation se basait sur la conservation de l'état d'origine de l'édifice en utilisant des matériaux de la même famille, tels que la pierre de taille et le mortier de chaux, néanmoins le plancher de terrasse a été complètement remplacé par une dalle en béton armé, un matériau différent de celui du plancher original.

2.5.4 Le minaret à l'état actuel : Début des fissures dans certains voûtes :

Les deux figures suivantes illustrent un début de fissures dans les voûtes des étages intermédiaires, ces fissures peuvent continuer à se développer jusqu'à devenir profondes si elles ne sont pas traitées :



Figure 2. 33 Fissures dans la voûte longitudinale.



Figure 2. 34 Fissures dans la voûte d'arrêt.

3. Élaboration d'un modèle tridimensionnel « 3D » BIM à partir d'un relevé géométrique :

3.1 Le BIM et la réhabilitation : [35]

La conception numérisée basée sur le processus BIM ne s'arrête pas seulement dans la construction neuve, il est possible aujourd'hui de bénéficier de l'intelligence artificielle dans la démarche d'entretien des bâtiments existants en tenant compte des risques induits par leur vulnérabilité face aux sollicitations majeures. Dans l'entretien classique, il était vraiment difficile d'avoir l'état des lieux d'un bâtiment existant en raison de l'indisponibilité des plans et des coupes représentant la géométrie ; il y avait aussi la difficulté à connaître les caractéristiques des matériaux et leur dégradation, alors que le diagnostic et la réparation deviennent meilleurs sur une maquette numérique gérée par les intervenants du projet de réhabilitation.

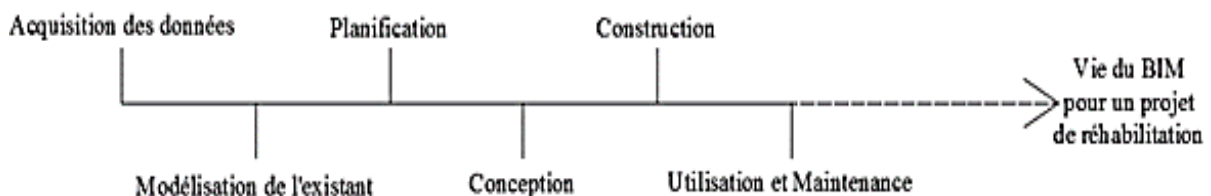


Figure 2.35 Processus BIM : Les démarches suivies pour la réhabilitation d'un édifice existant. [35]

3.2 Démarches de la modélisation des monuments historiques par les outils du BIM : cas du Minaret de la kalâa des Béni-Hammad :

3.2.1 Élaboration de relevé du minaret en utilisant le scanner 3D :

Pour commencer la démarche de réhabilitation, il faut tout d'abord élaborer le levé géométrique ou l'état des lieux de la structure. Cette démarche se fait à l'aide d'un outil numérique qui s'appelle scanner 3D. Ce dernier est opéré par le géomètre en optant différentes positions dites sphères du scan, qui sera capable d'élaborer le plan extérieur et intérieur du bâtiment. Le scanner permet successivement de capturer l'existant et de réaliser éventuellement l'acquisition des données sous forme de nuage de points ; celui-ci doit passer par les étapes de traitement du nuage en utilisant des logiciels visuels spécialisés tels que le SCENE ou Autodesk Recap pro, afin d'arriver à donner les détails de ce modèle et d'effectuer le nettoyage et le calage du nuage.

Par la suite, le modèle traité peut être intégré dans la maquette BIM grâce à l'un des outils de l'interface appelé logiciel de visualisation 3D lequel est capable de transformer le nuage de points en un modèle physique visuel prêt à être modélisé.

Dans notre cas d'étude, les dimensions en plan, en élévation ainsi à l'intérieur du minaret, sont toutes déterminées à l'aide du logiciel Autodesk ReCap pro à partir du nuage de points effectué sur la structure du minaret, sans passer par les étapes de traitement du nuage. Pour cela les dimensions et les caractéristiques des matériaux seront saisies directement dans le logiciel de dessin et modélisation 3D en représentant le modèle visuel sur la maquette.



Figure 2.36 Nuages de points du minaret sur logiciel SCENE.



Figure 2.37 Acquisition du levé géométrique à l'intérieur du minaret à l'aide de RecapPro.

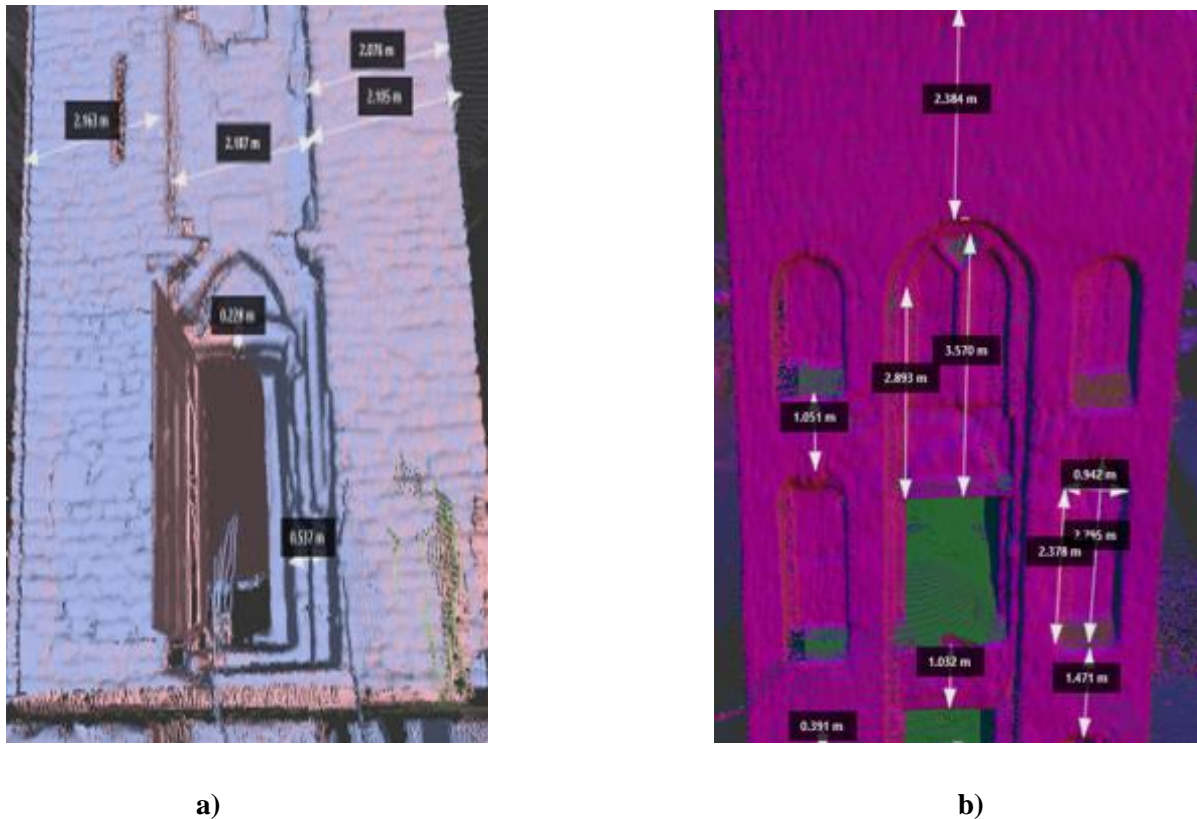


Figure 2.38 Acquisition du levé géométrique à l'intérieur du minaret à l'aide de RecapPro.

3.2.2 Logiciel de dessin et modélisation 3D : Exemple d'Autodesk Revit [35]

Le logiciel Revit appartient à la famille Autodesk et fait partie de DAO et parallèlement considéré comme l'une des applications de BIM. Cela implique que le Revit est normalement le meilleur outil pour la modélisation, que ce soit des modèles neufs et/ou existants, en raison de son exploitation laquelle est plus adaptée au sein de la maquette. L'autre avantage est que ses fichiers sont interopérables comme le format IFC qui garantit l'exportation vers différents logiciels parmi ceux qui n'appartiennent pas à sa famille comme CSI (SAP, ETABS, et SAFE). Certes, le Revit s'adresse aux corps de métiers multiples tels que les architectes, les ingénieurs en structure, en thermique, en MEP, en suivi et les experts d'entretien et réparation, outre ses avantages en termes de conception, de collaboration, d'interopérabilité et de visualisation en 3D.

Pour la réhabilitation, le Revit peut assurer la lecture des données de l'existant prises par le scanner 3D. Il y a aussi une possibilité d'effectuer la définition des matériaux et la connectivité des éléments de la structure.

3.2.3 Modèle de la structure du minaret sur Revit :

Nous avons commencé par établir le levé géométrique du minaret en utilisant le logiciel Recap Pro qui permet de prendre les dimensions en plan, en élévation et à l'intérieur de l'édifice.

Les mesures sont effectuées à partir du nuage de points en mesurant selon les trois directions, comme le montrent les photos ci-dessous. Toutefois il est possible de commettre des erreurs ou de tomber dans l'incertitude de mesure, et c'est pour cette raison que nous avons essayé de prendre les mesures de manière plus exactes le plus possible. D'ailleurs, la marge d'erreur est limitée à quelques centimètres près, ce qui n'affectera pas les résultats finaux.

Selon le modèle 3D du minaret présenté ci-dessous, il peut être exporté vers un logiciel de modélisation par éléments finis, ce transport s'inscrit dans le cadre de l'interopérabilité des données ; pour ce faire, il est nécessaire d'utiliser un moyen d'échange ou un format interopérable tel que le format IFC.

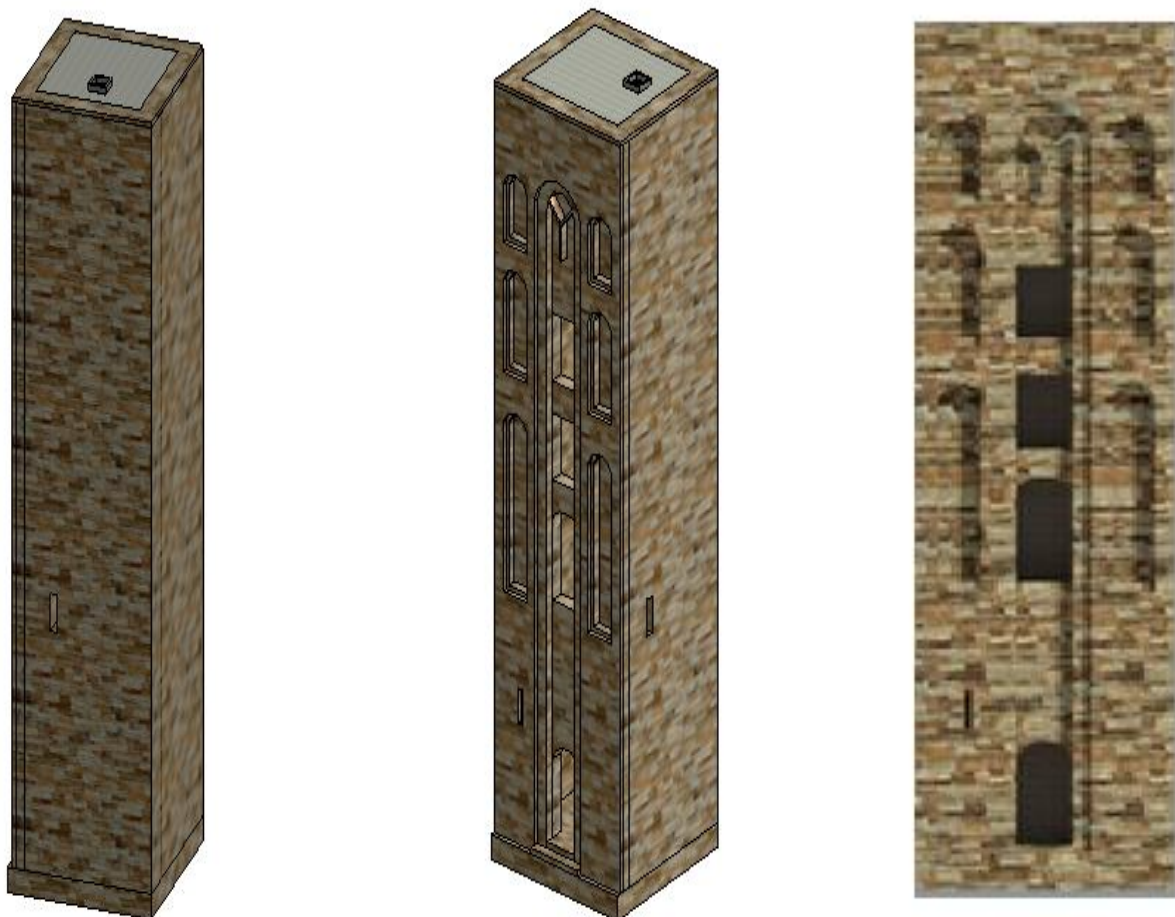


Figure 2.39 Modélisation et visualisation du minaret en 3D sur revit.

3.3 Simulation du modèle du minaret par éléments finis sur le logiciel SAP2000 :

Cette approche consiste à modéliser par éléments finis la structure du minaret sur le logiciel SAP2000 V 20.2.0. Cette modélisation dépend principalement du levé géométrique acquis à partir du nuage de points et des caractéristiques physiques et massiques du matériau constitutif supposé.

3.3.1 Objectif de la modélisation du minaret sur le logiciel SAP2000 :

Afin de déterminer les caractéristiques réelles de la maçonnerie, un calcul modal sera effectué pour le modèle numérique élaboré en interprétant leurs résultats dynamiques, ce qui permettra ensuite de caler ces résultats en les comparant avec ceux obtenus d'un essai expérimental.

3.3.2 Matériaux :

- La maçonnerie utilisée dans le minaret est constituée de la pierre et du mortier. Il s'agit d'un matériau hétérogène et anisotrope, mais dans le cadre de ce PFE, on considère que ce matériau étant isotrope et homogène comme une approche de modélisation par les éléments finis.
- Le béton armé constitue uniquement le toit.

3.3.3 Caractéristiques des matériaux supposés :

Cette étude n'est pas axée sur un programme expérimental ni sur des essais de résistance des matériaux constitutifs du minaret, nous supposons initialement ces derniers (caractéristiques physiques et mécaniques de la maçonnerie) pour la modélisation du minaret en EF, en se basant sur les résultats tirés de la littérature lesquels sont obtenus à partir des essais réalisés sur un matériau similaire à celui constituant le minaret (voir chapitre1 § 2.3.4 et § 2.3.5). Les types de matériaux et leurs caractéristiques sont supposés comme suit :

▪ Maçonnerie :

- On suppose que la maçonnerie est constituée de la pierre sédimentaire, type de calcaire, et du mortier de chaux hydraulique. Les valeurs du Module de Young à court terme de la densité et du coefficient de Poisson ont été estimées moyennement à partir de l'intervalle des valeurs en littérature (voir chapitre1 §2.3.4 et §2.3.5). Les caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4. Caractéristiques de la maçonnerie estimées pour la modélisation 3D

Maçonnerie pierre sédimentaire et chaux hydraulique	Densité (Kg/m ³)	E(MPa)	Valeur du coefficient de Poisson ν
Intervalle des valeurs en littérature	[1300-2700]	[1315-3397]	0.20
Valeur moyenne	2000	2000	0.20

b. Béton armé :

- La classe de béton est supposée de C25/30
- L'acier est supposé de la nuance FeE400
- Module d'élasticité à court terme $E_s=32\ 000\ 000$ MPa
- Poids volumique $\gamma_b=25$ Kn/m³
- Coefficient de poisson $\nu_b=0.2$
- Résistance à la compression à 28 j $f_{c28}=25$ MPa

3.3.4 Modélisation par éléments finis :

Le calcul des structures par les logiciels d'éléments finis devient plus précis et plus efficace, bien que la méthode des éléments finis soit liée aux calculs intensifs et à une forte dépendance au maillage. Le calcul par logiciel en EF permet également d'analyser et de calculer facilement les structures quelles que soient leurs propriétés géométriques et cinématiques, leurs matériaux et leurs typologies. Il s'agit de la précision et de la facilité du traitement dans un cas du bâtiment où la configuration géométrique présente une certaine complexité.

Pour les bâtiments en maçonnerie, le principe du traitement par EF consiste à discrétiser la maçonnerie en petits éléments, les logiciels de modélisation par EF permettent de choisir entre plusieurs types d'éléments finis [35], chaque élément définissant un nombre de nœuds, ceux qui correspondent certainement aux degrés de liberté, aux efforts ainsi qu'à la répartition des contraintes lors des sollicitations agissantes. Dans ce qui suit, deux types d'éléments finis sont choisis pour la modélisation du minaret :

3.3.4.1 Élément Coque (Shell) : [36]

C'est un élément surfacique à deux dimensions qui représente la combinaison entre l'élément plate et membrane ; l'élément coque se sollicite dans son plan quand il s'agit d'un effort parallèle au plan, cas des murs en maçonnerie subissant un effort latéral.

Ou bien dans le cas inverse lorsqu'il s'agit d'une sollicitation flexionnelle, comme c'est le cas des planchers et des escaliers, de sorte que l'effort soit perpendiculaire au plan de la surface d'élément. Les éléments finis utilisés sont des triangles ou des quadrilatères, (Figure 2.40 et 2.42), comme le montrent les figures suivantes :

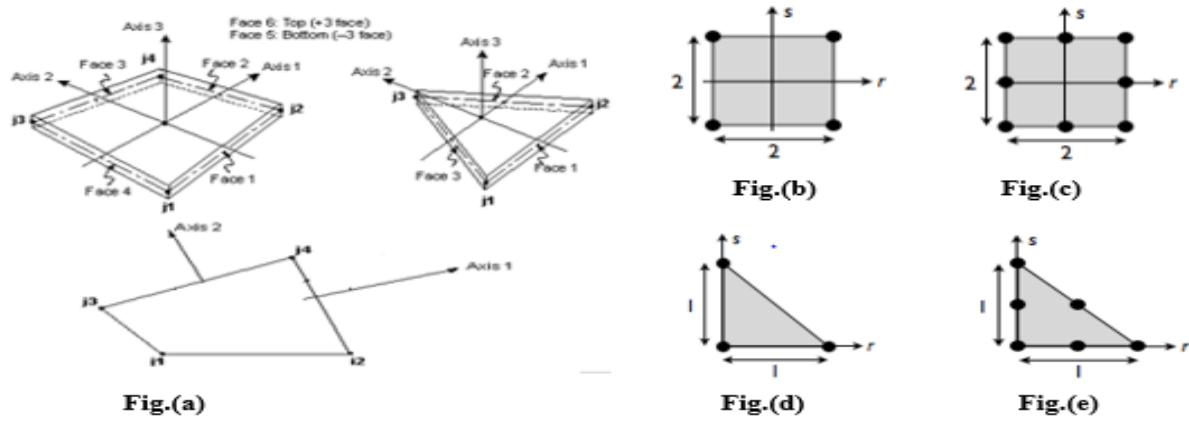
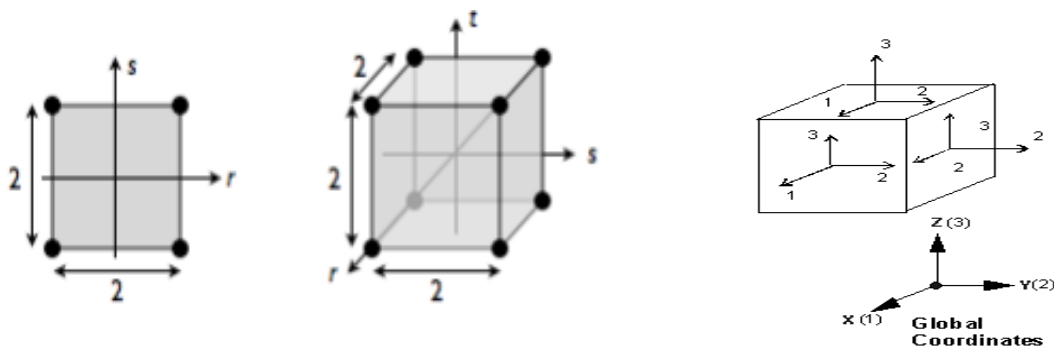


Figure 2.40 Éléments 2D (Quadrilatère et triangulaire).

- Fig.(a) : Élément quadrilatère et triangulaire. [37]
- Fig.(b) : Élément quadrilatère à 4 nœuds. [36]
- Fig.(c) : Élément quadrilatère à 8 nœuds.
- Fig.(d) : Élément triangulaire à 3 nœuds.
- Fig.(e) : Élément triangulaire à 6 nœuds.

3.3.4.2 Élément solide : [36]

L'élément solide est la représentation d'élément volumique, comme le cas du noyau central du minaret lorsque sa troisième dimension est plus importante par rapport à deux autres dimensions (c. Figure 2.42). L'élément du volume est généralement discrétisé aux quadrilatères, hexaèdres ou aux tétraèdres du premier ordre. Pour le cas du minaret, il s'agit des éléments hexaèdres du premier ordre dont le nombre de nœuds est 8, comme montrés ci-dessous :



(a) Quadrilatère et hexaèdre [36]

(b) Hexaèdre [37]

Figure 2.41 Représentation d'élément fini solide (quadrilatère et hexaèdre).

3.4 Modèle tridimensionnel en éléments finis du minaret :

Selon les hypothèses du calcul en éléments finis, on considère que les murs extérieurs qui sont principalement sollicités dans leurs plans peuvent être modélisés par des éléments coques quadrilatères à 4 nœuds et triangulaires à 3 nœuds. (b et d Figure 2.40)

- La dalle pleine qui constitue la toiture ainsi que les escaliers sont sollicités hors de leur plan. Ils peuvent également être modélisés par les éléments coques quadrilatères à 4 nœuds. (b Figure 2.40)
- Le noyau central peut-être modélisé par les éléments solides hexaèdres à 6 nœuds. (Figure 2.41)

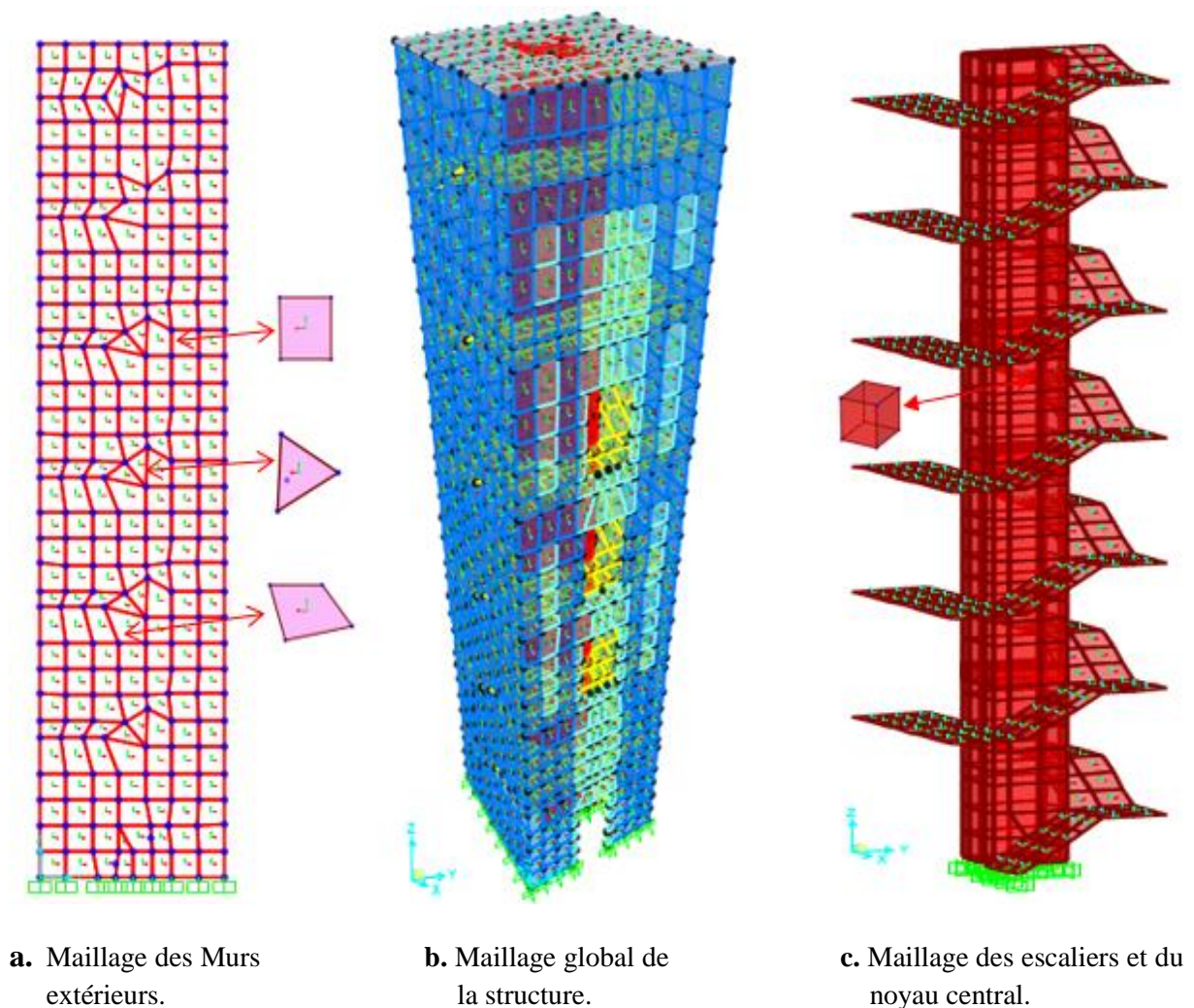


Figure 2.42 Modélisation du minaret en éléments finis en utilisant le logiciel SAP2000.

4. Conclusion

Nous avons étudié dans ce chapitre le cas du minaret de Kalâa des Béni-Hammad. Nous avons commencé par identifier le cas d'étude où en imaginant un scénario de construction approximatif et en identifiant les matériaux utilisés. Toutefois, les propriétés physiques et mécaniques de ces matériaux restent inconnues. Nous les avons donc supposées initialement pour une simulation numérique en 3D. Cette simulation nécessitait l'état des lieux de la structure. Pour cette raison, nous avons utilisé le scanner 3D afin d'acquérir les données correspondantes à la géométrie du minaret. Cette démarche a répondu à la problématique de l'état des lieux de ce bâtiment existant comme une étape indispensable pour réaliser le modèle numérique par EF.

Pour le chapitre suivant, nous adopterons le modèle numérique tridimensionnel pour effectuer un calcul modal en comparant les résultats de l'analyse modale avec les résultats d'un essai expérimental.

CHAPITRE III

Calcul modal et validation du modèle en éléments finis
par des essais de vibrations ambiantes

1. Introduction

L'analyse modale présente une partie fondamentale dans l'étude dynamique des structures, car elle permet d'identifier leur comportement et les paramètres dynamiques correspondants. En effet, l'identification de ces paramètres devient plus complexe et présente une certaine difficulté quand il s'agit des structures existantes, surtout pour les bâtiments anciens conçus en maçonnerie dont les propriétés mécaniques des matériaux sont généralement inconnues, comme c'est le cas de la structure du minaret de la Kalâa Béni Hammad. À cet effet, des essais expérimentaux sont généralement élaborés afin d'extraire ces paramètres, en utilisant plusieurs techniques tels que les essais NDT, le prélèvement d'échantillons des matériaux ou par l'établissement des essais dynamiques telles que les vibrations ambiantes ou les vibrations forcées.

Afin d'identifier les paramètres de la structure du minaret, un essai expérimental a été réalisé sur différents points de la structure, basé principalement sur l'enregistrement du bruit ambiant dans les trois directions. Nous parlons de l'essai de vibrations ambiantes. Cet essai nous permet d'enregistrer le bruit de fond ainsi que les vibrations ambiantes sous forme de signaux temporels provenant de différentes sources.

Ce chapitre présente l'approche utilisée pour identifier les paramètres dynamiques de la structure du minaret à travers l'analyse modale du modèle EF, ainsi que les essais de vibrations ambiantes, suivis de la comparaison des valeurs expérimentales et analytiques. Enfin, un calage du modèle 3D sera effectué en utilisant des méthodes adaptées pour vérifier la correspondance et minimiser l'incertitude du modèle numérique.

2. Essais de vibrations ambiantes

2.1 Concept général :

Les structures de génie civil sont souvent excitées par différentes sources de vibrations, qu'elles soient naturelles, telles que le bruit de fond sismique, les conditions océaniques (vagues et courants) et météorologiques (vent, pluie et tempête), ou bien artificielles, tels que l'activité humaine, le trafic, les travaux, le transport, les machines à haute fréquence...etc.

L'ingénieur en structure peut donc faire usage de ces vibrations dans l'étude dynamique, ce qui lui permettra de comprendre le comportement global de la structure en utilisant des essais expérimentaux adaptés tels que les essais de vibrations ambiantes.

L'avantage de ces essais est qu'ils sont non destructifs. Ils s'appliquent aux structures vulnérables dont les matériaux et/ou la géométrie est assez complexe, en plus de la précision de leurs résultats qui représentent le comportement dynamique réel de la structure. Mais il faut que les mesures soient effectuées correctement afin d'assurer la pertinence avec le modèle 3D.

Le principe de ces essais consiste à enregistrer le bruit ambiant dans un double objectif :

- Le premier consiste à connaître les caractéristiques des matériaux et à identifier les paramètres intrinsèques (rigidité et amortissement).
- Le second est d'assurer la correspondance du modèle numérique : il est nécessaire de valider les hypothèses adoptées dans la modélisation, et de vérifier ainsi la réponse modale, par le biais des paramètres modaux tels que : fréquences, périodes propres, déformées modales, taux de participation massique.

2.2 Enregistrement des vibrations ambiantes dans la structure du minaret

2.2.1 Choix des stations de mesure :

Les vibrations ont été enregistrées dans 7 stations réparties verticalement le long de la hauteur du minaret. La direction du capteur a été changée d'une station à l'autre (Figure 3.1). Les sources de vibrations sont multiples, à priori : bruit de fond sismique, bruit de véhicules qui passent sur la route, excitation du vent (zone de classe 3), micro-vibrations et activité humaine (site archéologique fréquemment visité).

Le choix de la station de mesure dépend de la forme modale observée sur le modèle numérique 3D, afin d'obtenir des résultats correspondants et de pouvoir résoudre tous les mouvements de la structure. Pour observer correctement les modes de déformation modale, il est recommandé d'effectuer plusieurs mesures à chaque niveau.

Dans le cas du minaret, nous avons effectué une seule mesure pour chaque niveau, en raison de la forme géométrique similaire. Une exception pour le niveau de la toiture, où nous avons fait deux mesures afin d'observer clairement le mode de translation dans les directions perpendiculaires.

2.2.2 Positionnement des capteurs:

Les capteurs ont été placés au milieu de chaque niveau. Nous avons conservé la même position en raison de la forme géométrique régulière en plan et en élévation, et nous avons choisi la façade principale comme direction Nord-Sud.

Au dernier niveau, deux mesures ont été effectuées, l'une au centre et l'autre à l'est. Comme le montrent les figures 3.1 et 3.2 :

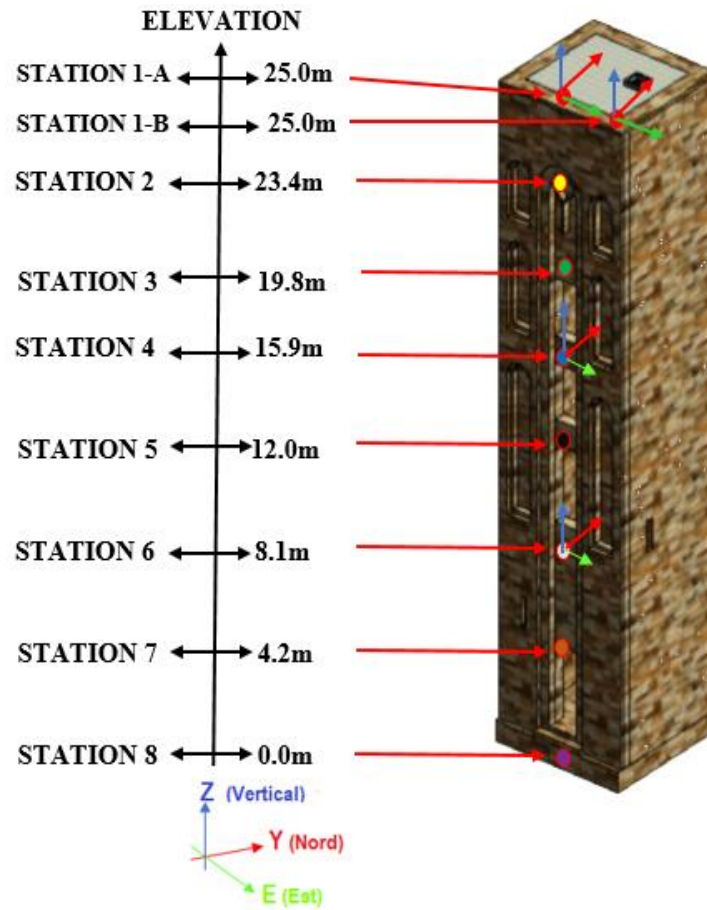


Figure 3.1 Schéma illustratif montrant la position des capteurs.



a) Station 1-B (niveau 25 m)



b) Station 6 (niveau 8.1m)

Figure 3.2 Positionnement des capteurs lors des mesures.

2.3 Paramètres d'enregistrement : [41]

2.3.1 Gain :

Ce paramètre correspond à la capacité d'enregistrement sans saturation du signal, en ajustant le gain pour optimiser la pleine échelle à 24 bits donnant une limite de saturation d'enregistrement. En fait, cette saturation induit des erreurs et l'incertitude dans l'évaluation des spectres de réponse, surtout l'amplitude qui peut être affectée par tout mouvement localisé près de la station d'enregistrement, ce qui affecte les déformés.

Dans notre cas, l'amplitude peut être affectée par le passage de véhicules engendrant des vibrations élevées (la route est située à 15 m de la structure du minaret). D'autre part, l'erreur induite en fréquence à cause des singularités dans le signal ainsi produite à un effet plus limité.

2.3.2 Fréquence d'échantillonnage :

L'échantillonnage est la limitation du signal sur une bande de fréquences suffisante. Il consiste à prélever régulièrement ou irrégulièrement les valeurs numériques du signal à un intervalle défini. Le choix de la fréquence suffisante nécessite la connaissance du signal. L'échantillonnage a pour objectif la transmission de l'information codée dans un signal. Pour un bon choix de fréquence d'échantillonnage, cette dernière ne devrait pas être trop basse pour éviter des acquisitions espacées, celles qui pourraient conduire à une perte d'informations de signal. La fréquence ne doit pas aussi être trop élevée pour éviter le coût en puissance, en capacité de transmission et en stockage.

Les fréquences des bâtiments sont généralement inférieures à 25 Hz. Les capteurs ont une réponse plate jusqu'à 50Hz et la fréquence d'échantillonnage doit être supérieure à 50 Hz. Nous avons choisi dans notre cas une fréquence suffisante supérieure à 100 Hz.

2.3.3 Durée d'enregistrement :

La durée d'enregistrement doit être suffisamment adaptée à la structure. (Brinker et al., 2003) ont proposé que la durée d'enregistrement soit au minimum max de $(\frac{100}{\xi_k * \omega_k})$, $\omega_k = 2\pi * f_k$, ω_k est la pulsation propre, f_k est la fréquence propre, et ξ_k est le taux d'amortissement visqueux équivalent qui dépend de la typologie du bâtiment (matériaux, mode d'appui et configuration géométrique), donc une durée correspondant à 100 fois le temps de décorrélation du premier mode. Pour notre cas, nous optons pour $\xi_k = 3\%$, lorsque la fréquence fondamentale est égale à 1,50 Hz, le temps requis pour l'enregistrement serait supérieur à 354 secondes, environ de 6 minutes.

2.4 Instrumentation :

Les vibrations ambiantes ont été enregistrées à l'aide de la station d'acquisition de données de la gamme City Shark, connectée à un capteur très sensible du type électronique Lennartz (Le3Dlite). Les signaux enregistrés ont été récupérés grâce au logiciel ReadCity, puis traités à l'aide du logiciel Geopsy. Les instruments sont décrits comme suit :

2.4.1 Station d'acquisition de données CityShark 2 :

City Shark 2 est une version améliorée de la gamme City Shark qui est utilisée spécialement pour l'enregistrement des vibrations ambiantes. CityShark 2 fonctionne d'une manière Similaire à City Shark. Les paramètres et le réglage du temps interne peuvent être ajustés sur la station sans se connecter à un ordinateur externe. Pour cette version, les paramètres gain, fréquence d'échantillonnage et la durée d'enregistrement peuvent être ajustés facilement. CityShark 2 effectue le stockage des données enregistrées sur une carte mémoire amovible avec une capacité de stockage de 30 Mo allant jusqu'à 2Go.



Figure 3.3 Instrument d'acquisition CityShark2.

2.4.2 Capteur Lennartz (Le3Dlite) :

Le sismomètre Le-3Dlite est un capteur très sensible, pesant 1.8kg et ayant un diamètre de 9mm, une hauteur de 65 mm, et une fréquence naturelle de 1 Hz. Le capteur Le-3Dlite mesure les vitesses dans les trois directions : Nord, Est, Vertical, comme indiqué dans les figures suivantes :

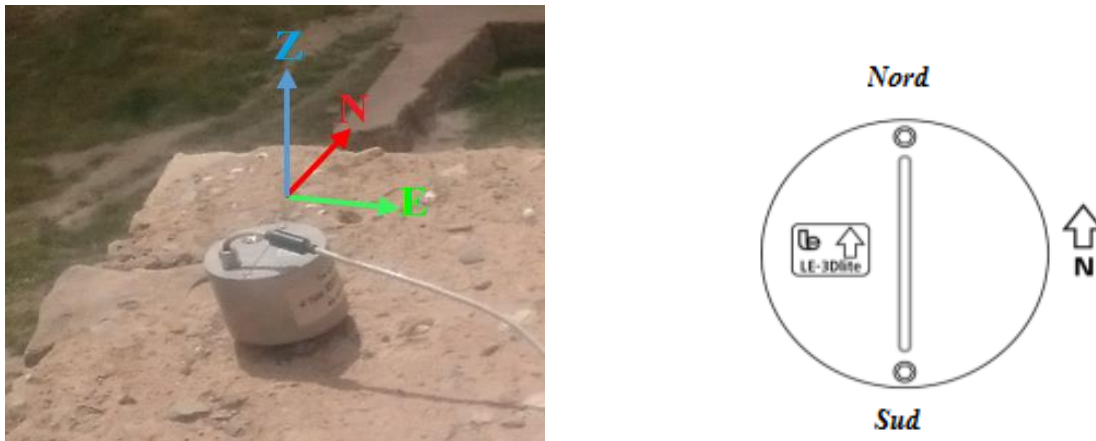


Figure 3.4 Position du capteur dans la direction nord selon la façade principale du minaret.

2.4.3 Logiciels d'acquisition et de traitement de données enregistrées :

- Les données enregistrées sont stockées sur la carte mémoire, leur transportation est effectuée à l'aide du logiciel ReadCity qui permet de récupérer les signaux afin de les traiter sur le logiciel Geopsy.



Figure 3.5 Logiciel ReadCity en cours de récupération de données.

- Le logiciel GEOPSY est un logiciel de géophysique utilisé dans l'étape du traitement. Il est capable de gérer un grand nombre de fichiers avec une capacité de stockage élevée. Il transforme les signaux enregistrés dans le domaine du temps au domaine des fréquences ou bien l'inverse afin de déterminer les paramètres de la structure (fréquences propres, amortissement et déformées propres).



Le traitement de signal à l'aide de Geopsy est effectué à partir de la transformation de Fourier rapide FFT (fast Fourier transform) basée sur les algorithmes.

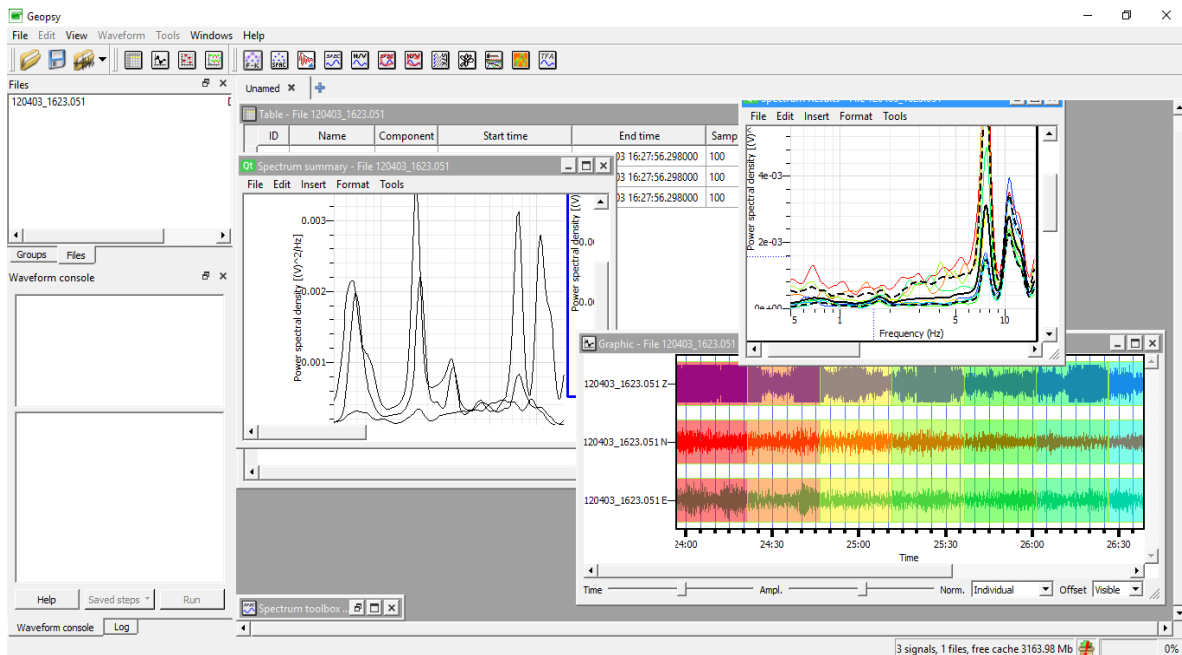


Figure 3.6 Logiciel du traitement du signal « Geopsy ».

2.5 Protocole de l'essai de vibrations ambiantes :

Afin de mesurer avec succès les vibrations ambiantes dans le minaret, le protocole suivant résume les étapes à suivre lors de l'essai :

- Élaboration d'un schéma illustrant toutes les stations de mesure considérées en se basant sur la déformée des modes propres du modèle numérique.
- Préparation de l'instrumentation.
- Positionnement du capteur dans les stations en respectant les directions orthogonales.
- Réglage du gain et précision de la fréquence d'échantillonnage et de la durée de mesure.
- Enregistrement des vibrations sous forme de signaux temporels.

- Récupération des signaux enregistrés à l'aide du logiciel ReadCity.
- Traitement du signal à l'aide de logiciel Geopsy.
- Interprétation des résultats, détermination des pics des fréquences propres et identification des modes de déformation.

3. Calcul modal

3.1 Analyse modale du minaret :

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure qui sont les fréquences propres et les déformées modales correspondantes. Elle permet aussi de déterminer les coefficients de participation massique pour chaque mode.

La modélisation de la structure du minaret a été réalisée par un modèle numérique 3D en éléments finis, en utilisant le logiciel SAP2000 (chapitre 2). Les paramètres modaux (fréquences et modes propres) de la structure du minaret dépendent de ses paramètres intrinsèques (masse, rigidité et amortissement).

Des valeurs moyennes dans la littérature ont été utilisées pour caractériser le poids volumique et le module élastique de la maçonnerie constituant le corps de la structure du minaret.

3.2 Résultats de l'analyse modale numérique :

Les résultats obtenus de l'analyse modale sont donnés en termes de fréquences et déformées modales. Le dessin des déformées permet de visualiser les modes globaux de la structure et de comprendre son comportement, comme présenté ci-dessous :

Mode 1 : Premier mode de translation (flexion), direction latérale **Y** : (1. Figure 3.7)

Mode 2 : Premier mode de translation (flexion), direction latérale **X** : (2. Figure 3.7)

Mode 3 : Premier mode de torsion autour de l'axe **Z** : (3. Figure 3.7)

Mode 4 : Deuxième mode de translation (flexion), direction latérale **X** : (4. Figure 3.7)

Mode 5 : Deuxième mode de translation (flexion), direction latérale **Y** : (5. Figure 3.7)

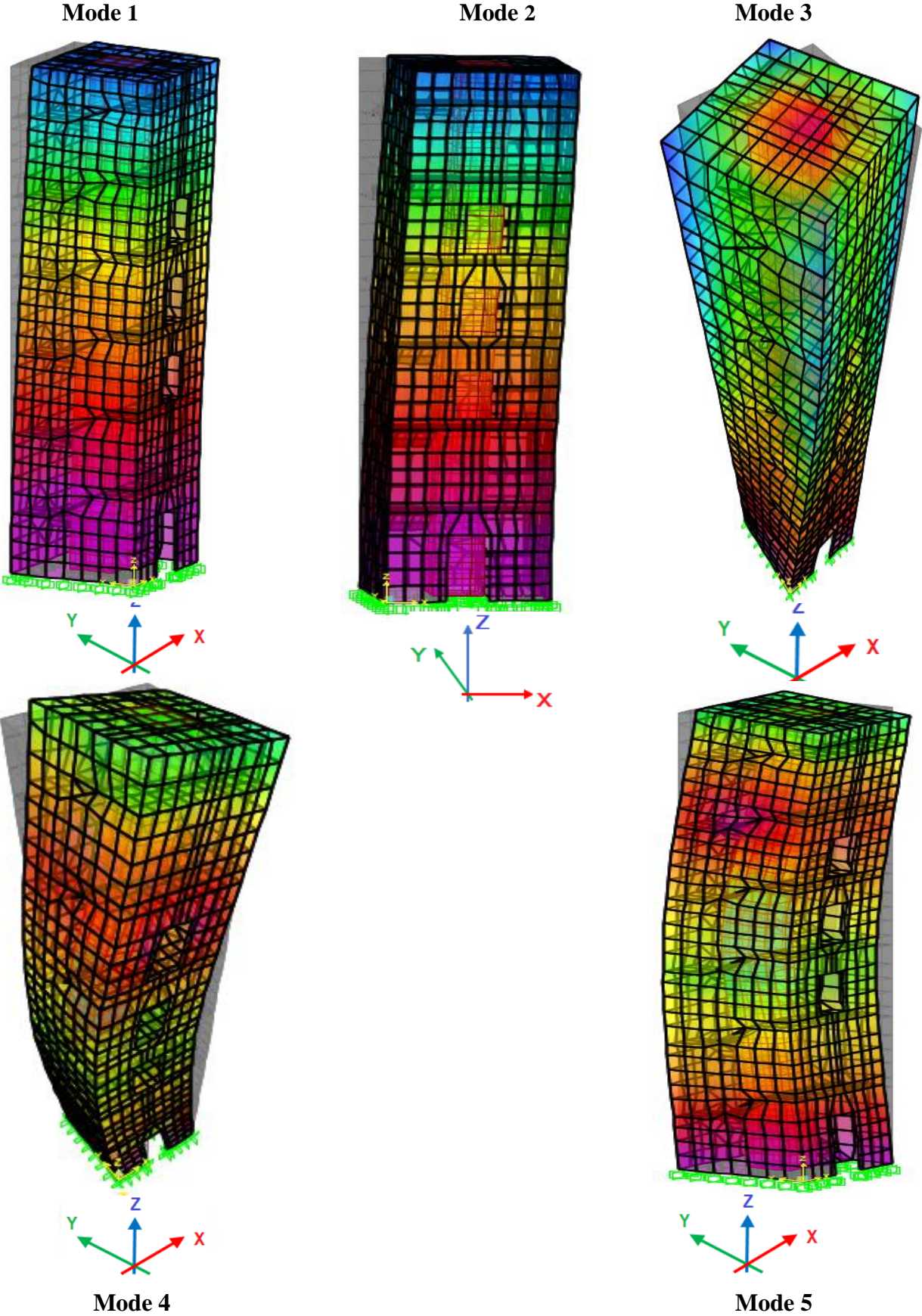


Figure 3.7 Déformées propres de la structure du minaret, modèle EF.

Les fréquences des modes de vibrations et les taux de participations massiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5. Périodes, fréquences propres et participation massique

Mode	Période (s)	Fréquence (Hz)	Ux(%)	Uy(%)	SumUx (%)	SumUy (%)
1	0.66	1.50	0.47	63.45	0.47	63.45
2	0.66	1.51	64.25	0.46	64.72	63.91
3	0.20	4.93	0.03	0.00	64.65	63.91
4	0.15	6.48	21.39	0.00	86.14	63.91
5	0.149	6.73	0.00	21.00	86.14	84.91
6	0.110	9.13	0.00	0.01	86.14	84.92
7	0.10	9.95	0.76	0.09	86.90	85.01
8	0.089	11.19	0.05	0.78	86.96	85.79
9	0.078	12.77	3.33	0.00	90.29	85.79
10	0.069	14.54	0.00	5.39	90.29	91.17

▪ **Interprétation des résultats de l'analyse modale :**

L'analyse modale a donné un aperçu sur le comportement dynamique global de la structure du minaret sans excitation extérieure.

Nous constatons dans le premier mode une fréquence propre de 1.50 Hz avec un taux de participation massique de 63.44% selon la direction y-y ; il s'agit d'un mode de translation.

Dans le deuxième mode dit du premier mode de la direction perpendiculaire, nous constatons que la fréquence propre est de 1.51 Hz avec un taux de participation de 64.72% ; il s'agit aussi d'une translation dans la direction x-x.

Le troisième mode dont la fréquence atteint 4.92 Hz avec un taux de participation massique nul dans les deux directions est un mode de torsion pure autour de l'axe Z.

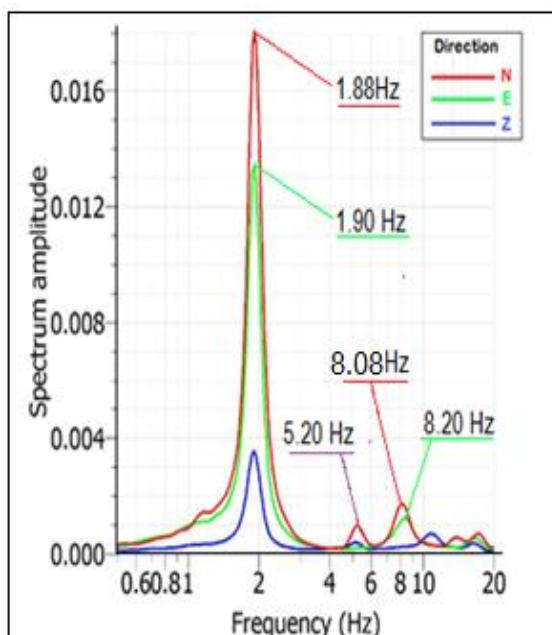
Le taux de participation massique atteint 90 % de la masse de la structure en dixième mode pour les deux directions orthogonales, ce taux correspondant à la fréquence de coupure qui est généralement inférieure à 20 Hz pour les structures des bâtiments, la fréquence de coupure dans le cas du minarte atteint 14 Hz en dixième mode.

3.3 Résultats des essais de vibrations ambiantes :

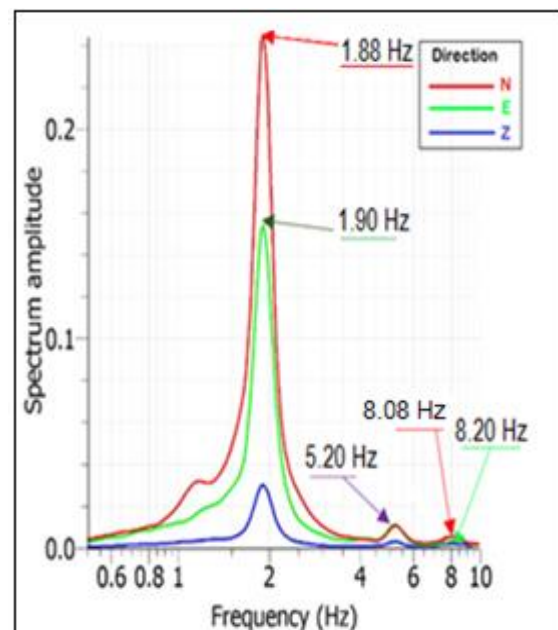
Le traitement des signaux a donné des spectres d'amplitude, où chaque amplitude correspond à une fréquence propre qui permet d'identifier les modes propres pour chaque station. Les fréquences propres mesurées dans les trois directions sont présentées dans le tableau 6, les spectres de Fourier des stations 1 et 4 sont présentés sur la figures 3.8 :

Tableau 6. Valeurs des fréquences propres dans les trois directions

Station de mesure	Fréquences propres (Hz)		
	Direction N-S (latérale Y)	Direction E-O (latérale X)	Direction Verticale (Z)
1-B	1.88	1.88	1.88
4	1.90	1.90	1.88



Station 1-B



Station 4

Figure 3.8 Spectres de Fourier (spectres expérimentaux) représentant les fréquences propres de chaque mode en fonction des amplitudes.

▪ **Interprétation des résultats de l'essai expérimental :**

Comme le montre la figure 3.8, les spectres de fourier (amplitudes en fonction des fréquences) qui correspondent aux mesures de la station 1-B et 4 représentent les signaux enregistrés dans chaque direction : le rouge pour la direction N-S , le vert pour la direction

E-O et le bleu pour la direction verticale.

Les pics d'amplitude représentent les modes de vibration. Nous remarquons que les fréquences des deux stations sont identiques mais les amplitudes sont différentes. Le premier pic représente le mode de translation, le second représente la torsion, et les autres représentent les modes supérieurs.

On constate dans le premier mode de translation (mode fondamental) une fréquence de 1.88Hz suivant la direction N-S ou latérale Y, observée dans les deux stations.

Dans le deuxième mode de translation, nous constatons une fréquence de 1.90 Hz suivant la direction E-O avec une amplitude inférieure dans les deux stations.

Pour le deuxième mode, une fréquence de 5.20 Hz correspondant à une torsion pure observée clairement à la station 4, mais pas à la station 1-B.

Pour les modes 4 et 5, nous observons relativement les mêmes fréquences mais avec des amplitudes différentes. Nous récapitulons les fréquences et les déformations propres de deux stations dans le tableau suivant :

Tableau 7. Fréquences et déformées propres des stations 1-B et 4

Mode	Direction	Fréquence (Hz)
1	Latérale Y	1.88
2	Latérale X	1.90
3	Torsion	5.20
4	Latérale X	8.08
5	Latérale Y	8.20

3.4 Calage des modèles en éléments finis à partir des fonctions de réponse fréquentielle

FRF (frequency response function) :

Il est difficile d'obtenir des modèles en éléments finis capables de représenter parfaitement une structure réelle. Les incertitudes dans les modèles en EF peuvent à priori être causées par des valeurs nominales des propriétés des matériaux (cas des matériaux inconnus), des conditions aux limites inadaptées, des systèmes structurels mal définis ou dans la modélisation de l'amortissement.

Les modèles en EF doivent être vérifiés et corrigés afin de minimiser les incertitudes de la modélisation et de s'approcher autant que possible du comportement réel de la structure, en particulier, les structures existantes qui ont des propriétés des matériaux complexes ou inconnues imposant des vérifications vraiment strictes. C'est pour cette raison qu'il existe des méthodes de calage qui permettent la correction de ces modèles numériques. Le calage peut être effectué soit avec une analyse modale, soit avec une méthode basée sur la réponse aux vibrations. Pour l'analyse modale, il s'agit de lancer l'analyse du modèle et de réaliser simultanément un essai expérimental en comparant les résultats obtenus.

Pour la méthode basée sur la réponse aux vibrations qui est l'analyse temporelle, (Agbabian et al.) sont les premiers à avoir proposé d'utiliser cette méthode pour détecter les dommages structurels d'un modèle à trois DDL. [39]

Ces méthodes permettent de vérifier la correspondance des données analytiques avec les données expérimentales à partir des courbes FRF. La vérification de la correspondance peut être déterminée avec plusieurs méthodes de comparaison connues sous le nom de métriques de similarité entre FRF, parmi ces méthodes, celle de pic de fréquence qui consiste à comparer au même pic de FRF les valeurs analytiques et expérimentales.

La fonction de réponse en fréquence FRF est donc une approche mathématique permettant de corriger le modèle en EF ; cette approche conduirait à évaluer la correspondance entre deux variables en calculant un coefficient de correspondance variant entre 0 et 1, les valeurs étant bien corrélées lorsque ce coefficient est égal à 1, s'il est nul, les valeurs ne sont pas du tout corrélées et le modèle n'est pas encore calibré. [39]

3.4.1 Calage du modèle numérique du minaret :

Le modèle numérique 3D du minaret est basé sur la précision de la modélisation de la structure en éléments finis. Les propriétés des matériaux sont inconnues et le calage de ce modèle est essentiel afin de minimiser l'incertitude de l'analyse numérique, tandis que la mise à jour des modèles des structures existantes nécessite des données analytiques correspondant au modèle lui-même et nécessite également des données obtenues à partir des essais de vibrations ambiantes.

Le choix de la mise à jour du modèle du minaret est motivé par plusieurs raisons : la simplicité de la forme géométrique, le système structural et les conditions aux limites identifiées ainsi que les essais de vibrations ambiantes.

Le calage du modèle du minaret commence par la détermination des courbes FRF, en traçant d'abord les spectres de fréquences analytiques et expérimentales, en modifiant le taux d'amortissement pour chaque mode et en poursuivant la correspondance des valeurs analytiques avec les valeurs expérimentales, ensuite, un coefficient de corrélation sera calculé à partir de ces valeurs, et enfin, le modèle numérique sera validé lorsque la différence entre les valeurs est minimisée.

3.4.1.1 Ajustement des propriétés des matériaux constitutifs pour le calage :

Changer une densité ou un module de Young, c'est complètement redéfinir les matrices de masse et de rigidité qui affectent directement les paramètres de l'analyse modale, où dans le but du calage, l'ajustement des propriétés de ces matériaux étant prioritaire pour atteindre les propriétés réelles de la structure.

▪ Valeurs du modèle initial :

Tableau 8. Propriétés de la maçonnerie avant le calage

Maçonnerie de pierre sédimentaire et chaux hydraulique	Densité (Kg/m ³)	E(MPa)	Coefficient de Poisson ν
Interval des valeurs en littérature	[1300-2700]	[1315-3397]	0.20
Valeurs initiales	2000	2000	0.20

▪ Valeurs ajustées :

Les propriétés de la maçonnerie sont prises par défaut, les valeurs indiquées dans le tableau 8 doivent être ajustées pour faire le calage du modèle. En fait, les trois valeurs doivent être changées, mais le plus important est le module de Young : on fixe donc la densité et le coefficient de Poisson et on ajuste le module de Young :

- Valeur ajustée pour le module de Young :

$$f_{\text{experimentale}}=1.88 \text{ Hz} , f_{\text{analytique}}=1.50 \text{ Hz}, E_{\text{initial}}=2000 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{f_{\text{exp}}}{f_{\text{analy}}}\right)^2 * E_{\text{initial}} = 3141.88 \text{ MPa}$$

3.4.1.2 Tracé des spectres de fréquence-amplitude :

a. Spectre analytique :

Les spectres fréquence-amplitude sont tracés pour une direction Y et un point pré-sélectionné conformément à la station de mesure des vibrations ambiantes (station 1-B).

Pour avoir un spectre de fréquence analytique comparable, il est donc nécessaire que la bande de fréquences analytiques soit identique à la bande de fréquences expérimentales, le spectre analytique est tracé comme suit :

- Ajouter la valeur du module de Young ajustée.
- Générer un accélérogramme artificiel sur SismoArtif ayant un spectre de réponse uniforme sur l'intervalle de fréquence d'intéret (0-20Hz).
- Soumettre le modèle à l'accéléromètre en utilisant le logiciel SAP2000 (Figure 3.9).
- Ajouter les valeurs de fréquence jusqu'à 20 Hz avec un pas de 0.1.
- Ajuster le taux d'amortissement pour chaque mode.

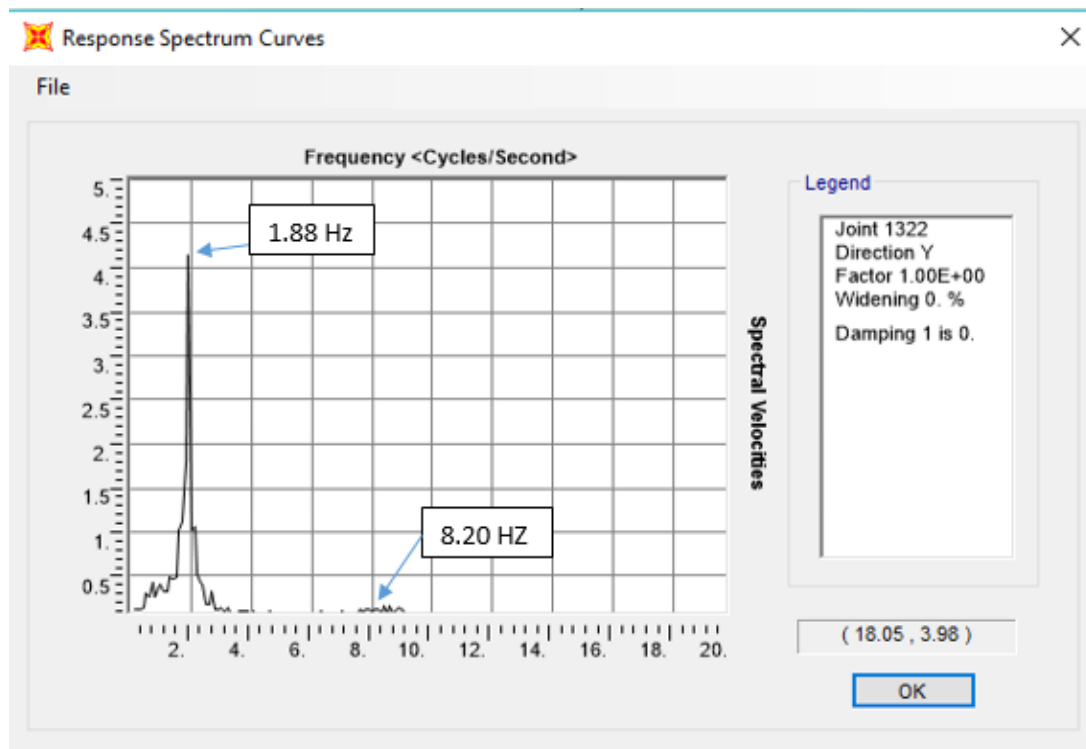


Figure 3.9 Les pics d'amplitude en fonction des fréquences représentant les modes propres.

b. Spectre expérimental :

Les valeurs expérimentales de fréquence-amplitude sont obtenues à partir du logiciel Geopsy, après le traitement du signal aux stations 1-A et 1-B, la figure 3.10 illustre le spectre expérimental de la station 1-B :

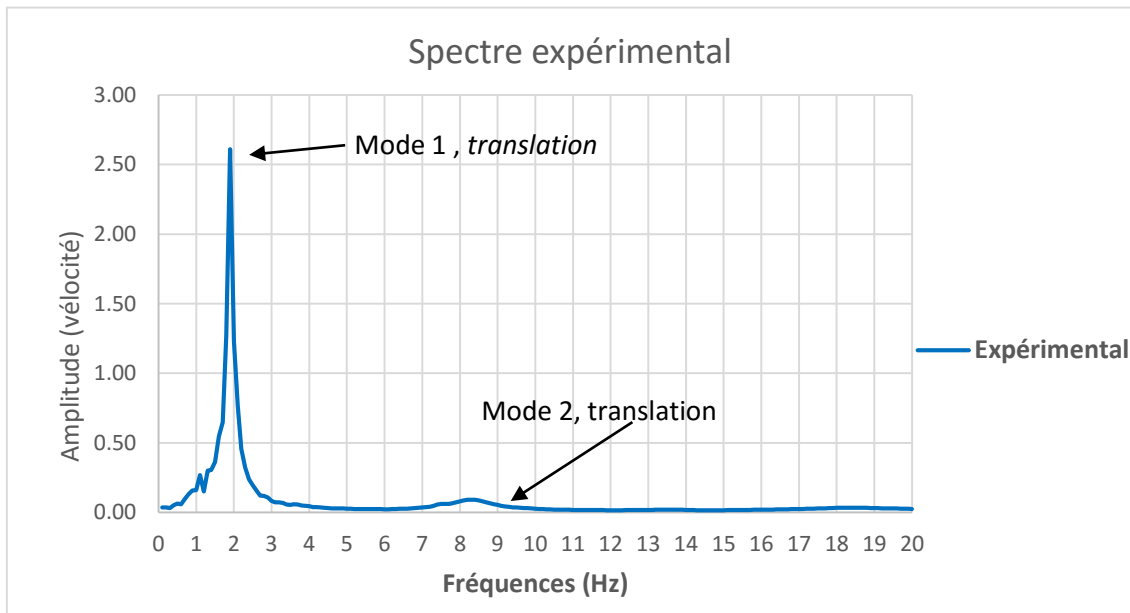


Figure 3.10 Spectre expérimental normalisé.

3.5 Corrélation des fonctions de réponse en fréquence (FRF) :

La corrélation de FRF s'appuyant sur la comparaison entre deux FRF en calculant le degré de correspondance de deux vecteurs ; celui-ci est un indicateur de pertinence ou d'erreur dans le domaine de fréquence afin de minimiser autant que possible l'incertitude. Il existe plusieurs méthodes pour vérifier la corrélation, nous adoptons les deux méthodes suivantes :

a. Corrélation de FRF par la méthode directe (calcul d'erreur en pourcentage) :

Cette méthode permet de vérifier la corrélation par un taux d'erreur calculé à partir de la formule suivante :

$$\mathcal{E}_{Hij} = \frac{|(HA)_{ij} - (Hx)_{ij}|}{|(HA)_{ij}|} * 100 \quad (1)$$

HA : Valeur expérimentale Hx : Valeur analytique

b. Corrélation de FRF par le critère d'assurance de domaine de fréquence (FDAC) :

Cette méthode permettant de déterminer le degré de corrélation dans le domaine de fréquence, Pascal et al, (1996) ont proposé l'évaluation de la correspondance à partir des mesures analytiques et expérimentales suivant cette formule :

$$FDAC(\omega_A, \omega_j) = \frac{(\{HA(\omega_A)\}^t \{HX(\omega_j)\})^2}{(\{HA(\omega_A)\}^t \{HX(\omega_A)\} \{HX(\omega_j)\}^t \{HA(\omega_j)\})} \quad (2)$$

j : Colonne de mesure de H

WA : Correspondant à la fréquence pour laquelle la valeur expérimentale est mesurée

WX : Correspondant à la fréquence pour laquelle la valeur analytique est calculée

HA : Valeur mesurée expérimentalement

HA : Valeur calculée analytiquement

$\{HA(\omega_A)\}^t \{HX(\omega_j)\}^t$: Vecteurs expérimental et analytique transposés

3.5.1 Calcul du degré de correspondance et minimisation d'erreur :

- **Premier cas** : l'amortissement est égal à 1% en 1^{er} mode et 5% en 2^{ème} mode :

$$\xi_{Hij} = \frac{\sum |(HA)_{ij} - (HX)_{ij}|}{\sum |(HA)_{ij}|} * 100 = 25.11\%$$

$$FDAC(\omega_A, \omega_j) = \frac{(\{HA(\omega_A)\}^t \{HX(\omega_j)\})^2}{(\{HA(\omega_A)\}^t \{HX(\omega_A)\} \{HX(\omega_j)\}^t \{HA(\omega_j)\})} = 0.95$$

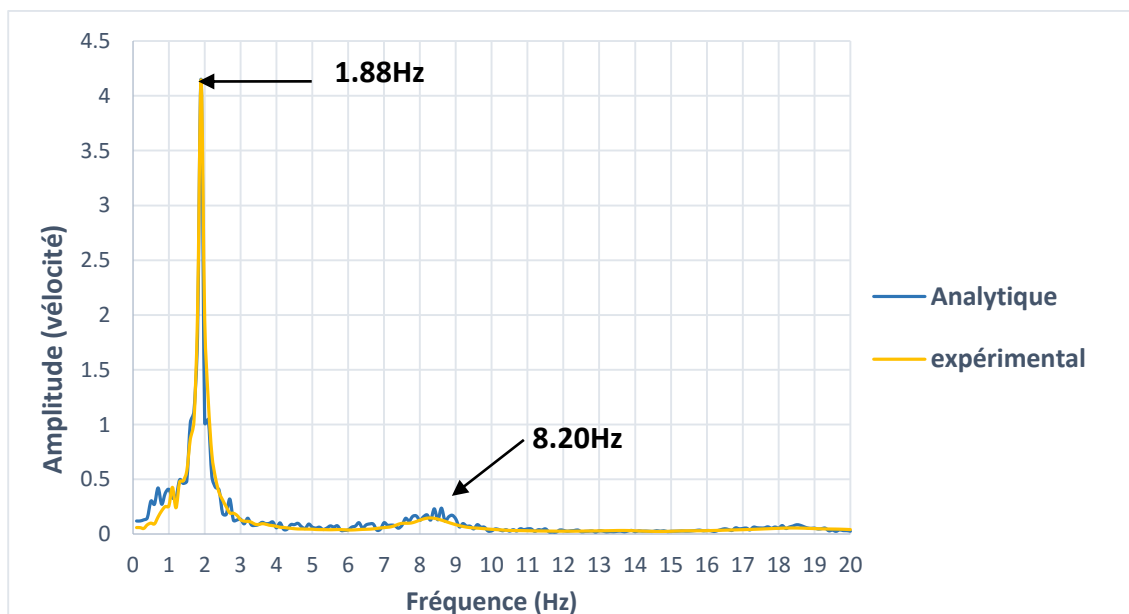


Figure 3.11 Lac correspondance entre les FRF ; 1^{er} cas d'amortissement.

- **Deuxième cas :** l'amortissement est égal à 1% en premier mode et 6 % en 2^{ème} mode :

$$\mathcal{E}_{Hij} = \frac{\sum |(HA)_{ij} - (Hx)_{ij}|}{\sum |(HA)_{ij}|} * 100 = 23\%$$

$$FDAC(\omega_A, \omega_j) = \frac{(\{HA(\omega_A)\}^t * \{HX(\omega_j)\})^2}{(HA\{\omega_A\}\}^t * \{Hx(\omega_A)\}j) * (HX\{\omega_j\}\}^t * Hx\{\omega_j\}j)} = 0.96$$

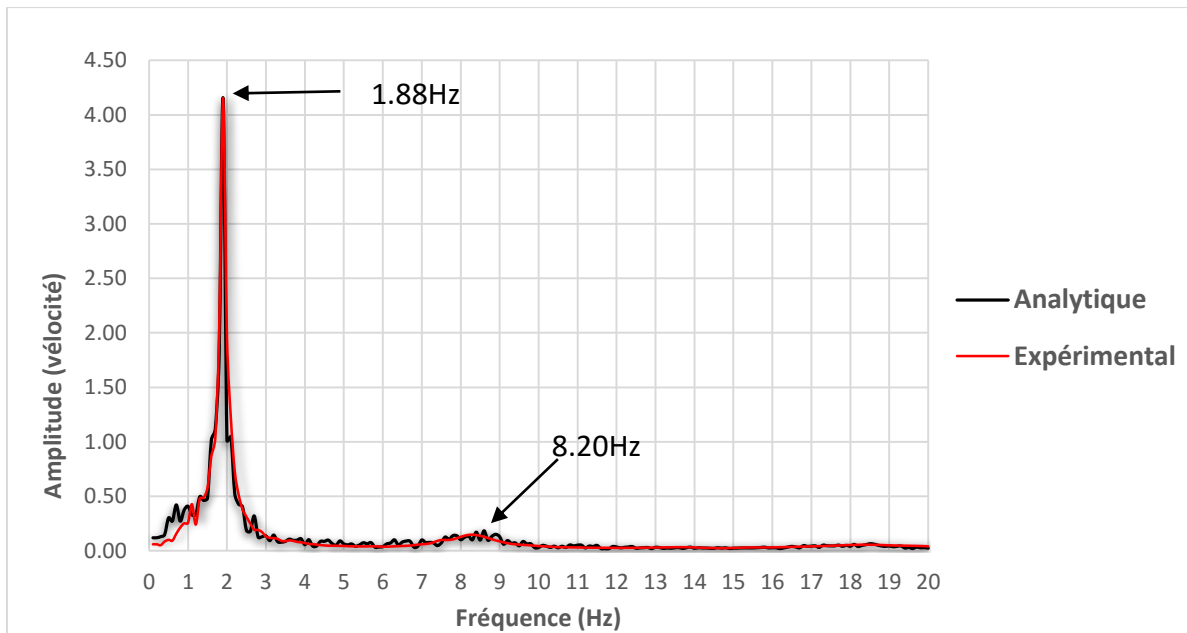


Figure 3.12 La correspondance entre les FRF ; 2^{ème} cas d'amortissement.

4. Validation du modèle en éléments finis du minaret :

La validation du modèle EF s'appuie sur la corrélation des FRF ainsi que sur la minimisation de l'incertitude en mode 1 et 2, augmentant le taux d'amortissement jusqu'à l'obtention d'une meilleure correspondance entre les FRF (expérimental et analytique). Le modèle numérique sera donc corrigé lorsque le degré de correspondance atteint une valeur proche de l'unité, ce qui permet de déterminer l'amortissement dans chaque mode.

L'ajustement du module de Young a permis le calage des fréquences propres du modèle numérique, ce qui a aidé à identifier l'élasticité ainsi que le type de maçonnerie.

4.1 Caractéristiques physiques et mécaniques de la maçonnerie après calage :

Tableau 9. Nouvelles propriétés de la maçonnerie après le calage

Maçonnerie pierre sédimentaire et chaux hydraulique	Densité (Kg/m ³)	E(MPa)	Coefficient de Poisson ν
Intervall des valeurs en litterature	[1300-2700]	[1315-3397]	0.20
Valeurs après le calage	2000	3144.88	0.20

Selon le tableau ci-dessus, nous remarquons que les valeurs corrigées appartiennent à la plage des valeurs en littérature. Il est donc possible d'identifier le type de maçonnerie constituant le minaret, à savoir un type de pierre de calcaire avec un liant à chaux hydraulique.

4.2 Valeurs propres après le calage :

Tableau 10. Comparaison des fréquences analytiques après le calage avec les valeurs expérimentales

Mode	Direction	Fréquence (Hz) Analytique après le calage	Fréquence (Hz) expérimentale	Erreur calculée par la méthode directe
1	Latérale Y	1.886	1.88	- 0.30%
2	Latérale X	1.899	1.90	0%
3	Torsion	6.276	5.20	-20.69%
4	Latérale X	8.236	8.08	-1.85%
5	Latérale Y	8.557	8.20	-4.35%

Le tableau ci-dessus indique le pourcentage d'erreur entre les nouvelles fréquences analytiques (fréquences du modèle calé) et les fréquences expérimentales.

- Dans le premier mode (mode de translation), nous pouvons remarquer une incertitude clairement négligeable dans les directions orthogonales, cela implique que les valeurs numériques correspondent parfaitement aux valeurs expérimentales.
- Contrairement au deuxième mode (mode de torsion), où le pourcentage d'erreur dépasse 20%, ce qui représente une incertitude entre ces valeurs (analytiques et expérimentales), cette différence est éventuellement liée à la position du capteur lors des essais des vibrations ambiantes dont les fréquences expérimentales du mode de torsion étaient légèrement faibles par rapport à celles des modes de translation.

- Pour le troisième mode (mode de translation supérieur), on remarque une faible incertitude dans les directions orthogonales.

5. Conclusion

L'étude modale de la structure du minaret et les essais des vibrations ambiantes nous ont permis de valider le modèle numérique en comparant les fréquences et les déformées à celles déterminées analytiquement.

La correction du modèle EF a nécessité une mise à jour des caractéristiques de la maçonnerie en ajustant son module d'élasticité afin que les fréquences analytiques atteignent les fréquences expérimentales.

Les méthodes de corrélation de FRF nous ont permis d'identifier approximativement l'amortissement de la structure pour le mode fondamental, et le modèle numérique final serait alors utilisé pour le calcul sismique dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV

Analyse dynamique temporelle

1. Introduction

L'analyse dynamique temporelle est l'une des méthodes utilisées dans le calcul sismique des structures en utilisant comme sollicitation un accélérogramme enregistré naturellement, ou généré artificiellement. La sollicitation sismique est introduite à travers trois directions principales (Nord-Sud, Est-Ouest & Verticale). Chaque instant « t » de l'accélérogramme fournit l'accélération instantanée du mouvement sismique. Le chargement sismique diffère d'un site à un autre, en tenant compte des caractéristiques sismologiques, géotechniques et de l'environnement géologique et topologique du site ainsi que de la typologie de l'édifice. Pour le cas de cette étude, le site du minaret est caractérisé par une activité sismique moyenne. Nous utilisons un ensemble d'accélérogrammes artificiels et naturels compatible avec le spectre de réponse correspondant au site, sachant qu'une analyse dynamique temporelle est conditionnée par des critères de définition de la charge, des lois de comportement des matériaux et de l'exploitation des résultats très contraignantes et dépassant le cadre de ce PFE. Nous nous limitons dans le présent chapitre à l'application de l'analyse dynamique temporelle linéaire au modèle tridimensionnel du minaret, où nous évaluons en premier lieu, la variation des déplacements moyens du minaret pour chaque cas d'accélérogramme, puis, nous évaluons les contraintes normales et tangentielles développées dans la structure du minaret. Nous comparons également les contraintes maximales avec les contraintes limites de la maçonnerie obtenues de la littérature. Et enfin, nous comparons les déplacements et les contraintes avec ceux obtenus par l'application de l'analyse modale spectrale.

2. Définition du chargement sismique

2.1 Paramètres sismologiques :

Les mouvements sismiques sont à l'origine des ondes qui se propagent dans les trois directions de l'espace. Les structures sont alors soumises aux actions dans les deux directions horizontales perpendiculaires ainsi que dans la direction verticale. Les mesures enregistrées au cours de ces événements sont des accélérations, des vitesses et des déplacements, ces derniers étant caractérisés par des paramètres significatifs : L'amplitude, la durée et le contenu fréquentiel, sachant que ces paramètres dépendent de plusieurs facteurs tels que :

- Magnitude de séisme.
- Profondeur de l'hypocentre.
- Mécanisme et direction de propagation des ondes.
- Environnement géologique de la zone.
- Caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

2.2 Importance de la sismicité dans la région de M'sila :

La sismicité de la région de M'sila est classée par le règlement parasismique algérien en deux zones ; une zone de faible sismicité (zone I) et une autre de sismicité moyenne (zone IIa). Cette région connaît depuis très longtemps de nombreux événements sismiques. La magnitude dans cette région varie entre 5 et 6.5 sur l'échelle de Richter, et l'intensité dépasse VIII sur l'échelle MSK, cela signifie l'importance de ces événements ainsi que les risques induits, comme montrés dans le tableau suivant :

Tableau.11 Sismicité historique de la région de M'sila [40]

Date	Magnitude	Intensité	Observation
03 Décembre 1885	-	-	50 morts. 17 blessés. 341/1200 maisons détruites et 284 endommagées. 1300 familles sans abri
02 Janvier 1887	-	-	-
12 Février 1946	5.5	VIII	264 victimes. plusieurs effondrement
21 Février 1960	5.6	VIII	47 victimes. 88 blessés. dégâts à Melouza
01 Janvier 1965	5.5	VIII	5 victimes. 1300 maisons détruites

2.3 Définition du mouvement sismique :

2.3.1 Définition du chargement sismique par accélérogramme :

Dans le cadre de cette étude et conformément aux recommandations de l'Eurocode8, on définit le chargement sismique temporel comme un ensemble d'accélérogrammes réels et artificiels compatibles au spectre élastique du site.

a. Type réel (naturel) :

Ce sont des données fournies par le sismographe dans une station de mesure, donnant des paramètres réels du mouvement sismique (amplitude, durée, contenu fréquentiel et localisation de l'épicentre). Ces accélérogrammes sont généralement disponibles dans plusieurs bases de données disponibles sur le net. Pour des raisons de compatibilité, on les ajuste par rapport au spectre élastique du site.

b. Type artificiel :

L'accélérogramme artificiel est généré de manière à correspondre au spectre de réponse élastique normalisé avec un amortissement visqueux équivalent de 5%.

2.3.2 Élaboration du spectre de réponse élastique normalisé pour le minaret :

L'élaboration du spectre de réponse du minaret est basée sur les conditions de l'RPA99V2003 ; il doit être adapté aux paramètres suivants :

- Le minaret est situé dans la commune de Maadid, région de M'sila, classée comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- Le site de cette zone est supposé comme un site ferme S2, (zone montagneuse).
- Le coefficient d'amortissement des bâtiments historiques construits par la maçonnerie non armée varie entre 5% à 10%. On opte pour un amortissement égal à 5%.
- Les monuments historiques et les bâtiments à caractère culturel sont classés par l'RPA99V2003 comme bâtiment à importance vitale (1A).
- Facteur de qualité : $Q = 1.25$
- Coefficient de comportement : $R=1$ (pour avoir un spectre élastique).

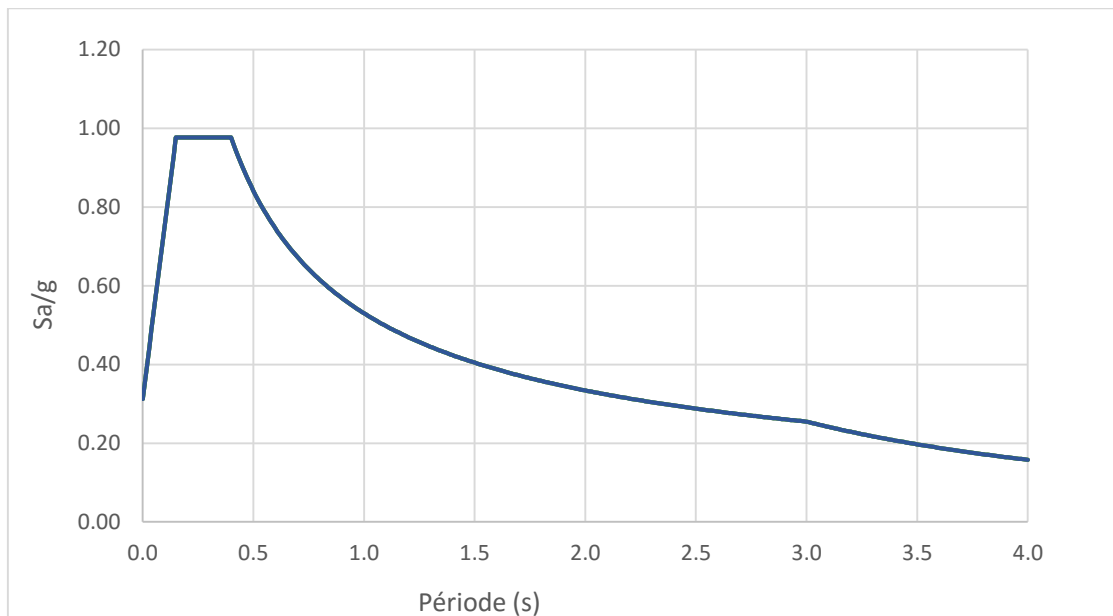


Figure 4.1 Spectre de réponse élastique selon l'RPA99V2003.

2.3.3 Accélérogrammes artificiels :

Les accélérogrammes artificiels pour le site du minaret ont été générés à l'aide du logiciel SismoArtif. Cette génération s'appuie sur le spectre élastique avec 5% d'amortissement basé sur des paramètres identiques à ceux du site cible. Pour une direction horizontale donnée, on utilisera deux accélérogrammes artificiels. Ils sont nommés comme suit :

- Artificiel proche 1 direction E-W
- Artificiel proche 2 direction E-W

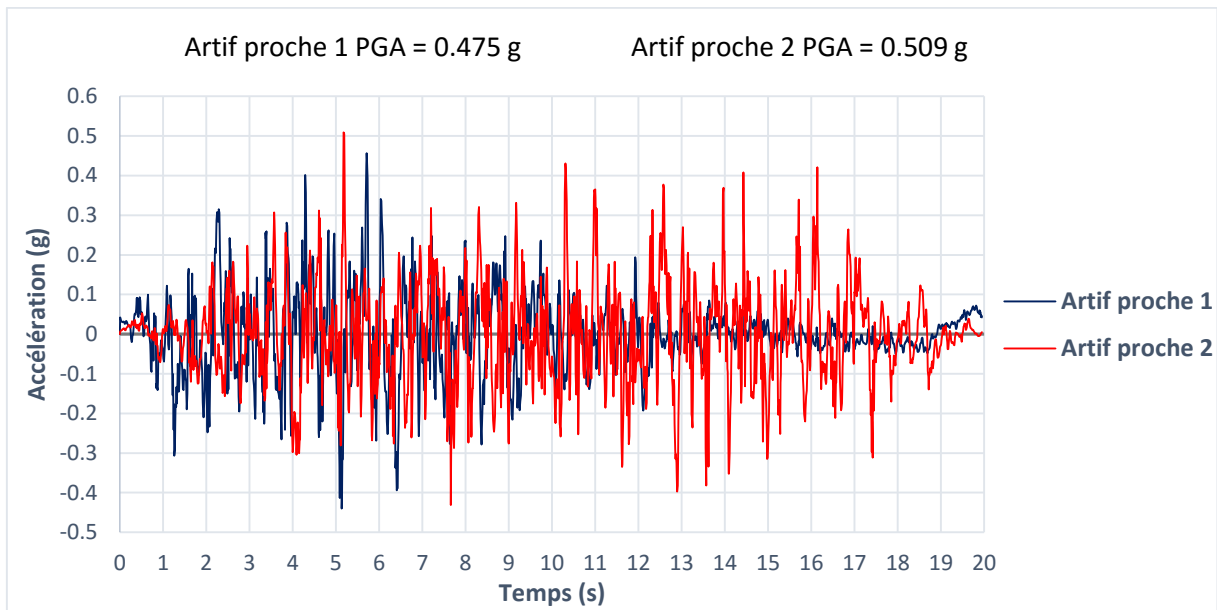


Figure 4.2 Accélérogrammes artificiels correspondant au site cible.

2.3.4 Accélérogrammes réels :

En plus des deux accélérogrammes artificiels, on utilisera quatre autres accélérogrammes réels en vue de couvrir par un spectre de réponse moyen le spectre du site élastique :

- Deux accélérogrammes réels de la direction E-W correspondent à l'enregistrement du séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003 :
 - Dar el beida direction E-W
 - Hussein dey direction E-W

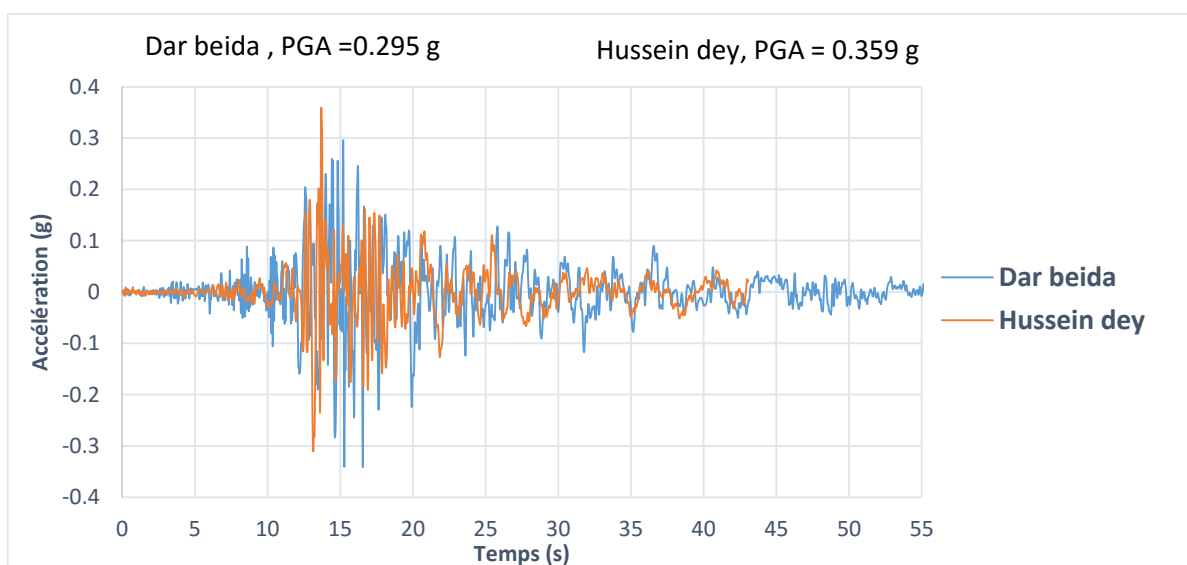


Figure 4.3 Accélérogrammes réels correspondant au séisme de Boumerdès.

- Deux accélérogrammes réels correspondant à des enregistrements en champ lointain :

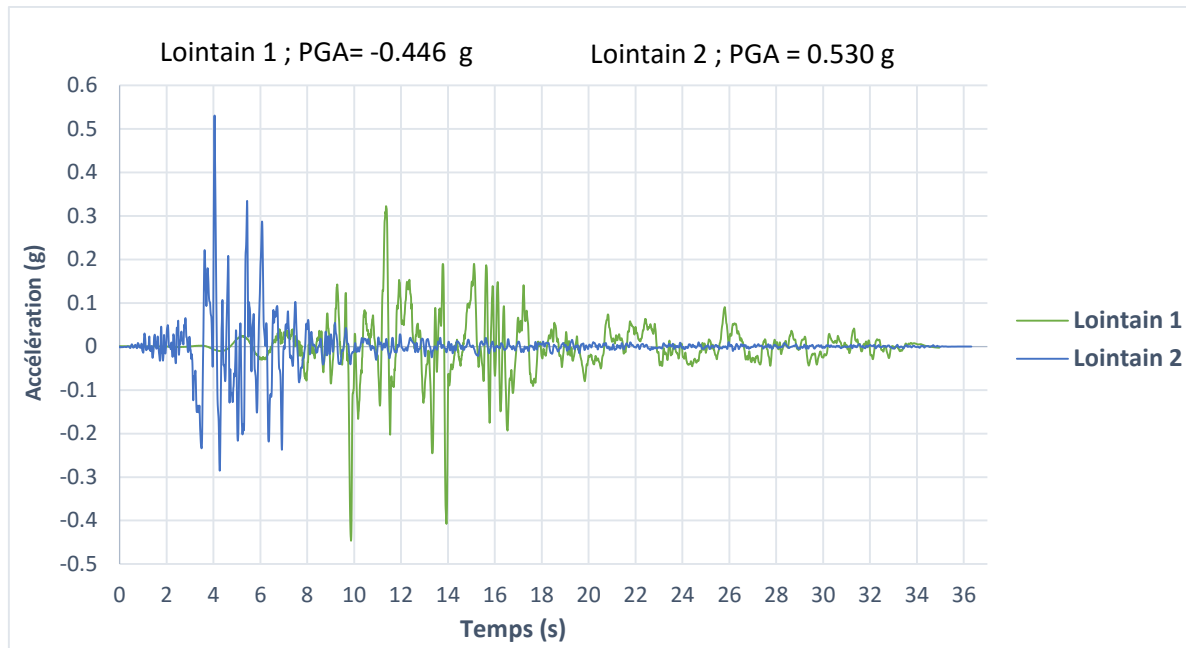


Figure 4.4 Accélérogrammes réels correspondant aux enregistrements à champ lointain.

Les 6 accélérogrammes définis précédemment ont donc été regroupés pour le calcul du spectre moyen élastique avec 5% d'amortissement à l'aide du logiciel SismoMatch. Le calcul de ce dernier doit être compatible avec le spectre élastique normalisé (spectre d'RPA) avec 5% d'amortissement, comme indiqué dans la figure suivante :

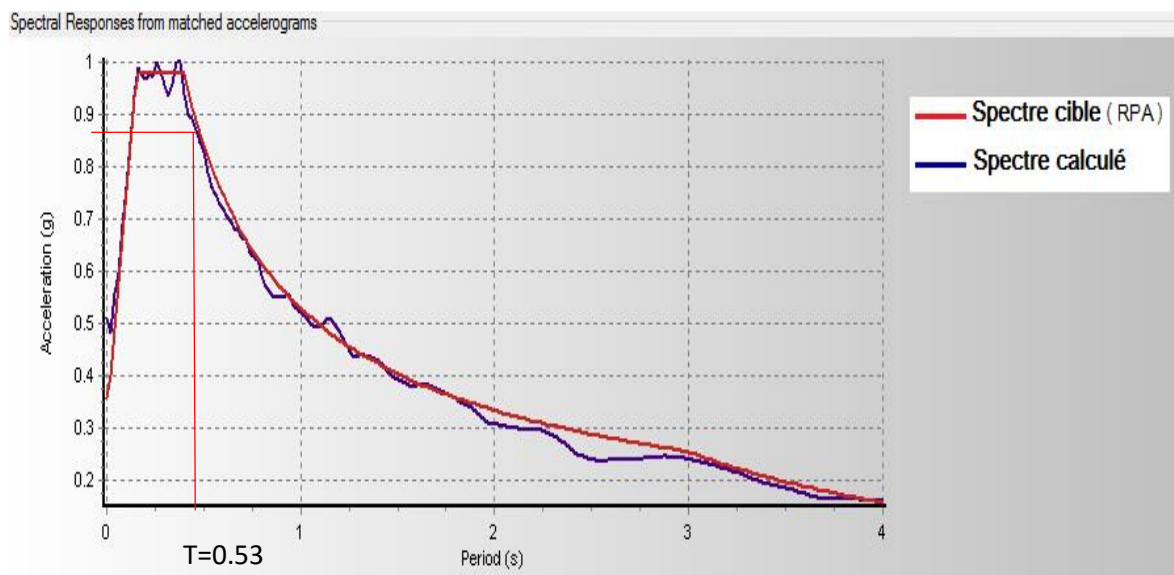


Figure 4.5 Spectre de réponse moyen calculé pour tous les accélérogrammes regroupés en correspondance avec le spectre élastique du site cible à 5% d'amortissement.

2.4 Vérification des spectres élastiques selon les conditions et les recommandations de l'Eurocode 8 : [41]

- 1- Les accélérogrammes doivent être établis de manière à correspondre au spectre de réponse élastique pour un amortissement visqueux de 5%.
- 2- La durée des accélérogrammes doit être compatible avec la magnitude et les autres caractéristiques propres à l'événement sismique servant à la définition de a_g .
- 3- Lorsqu'on ne dispose pas de données spécifiques, il convient que la durée minimale T_s de la partie stationnaire des accélérogrammes soit égale à 10s.
- 4- Il convient que la suite d'accélérogrammes artificiels respecte les règles suivantes :
 - a) Il convient d'utiliser au minimum 3 accélérogrammes.
 - b) Il convient que la moyenne des valeurs d'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) ne soit pas inférieure à la valeur de $a_g S$ pour le site en question.
 - c) Dans le domaine des périodes comprises entre $0.2T_1$ et $2T_1$, où T_1 est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, il convient qu'aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec 5% d'amortissement, calculé à partir de tous les accélérogrammes, ne soit inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique avec 5% d'amortissement.

2.4.1 Vérification de la condition (b) :

Tableau 12. Vérification des accélérations des spectres élastiques à période nulle

Période (s)	Accélération du spectre moyen $S_{a1}(g)$	Accélération du spectre élastique d'RPA $S_{a2}(g)$	Observation
0	0.531	0.313	Vérifiée

2.4.2 Vérification de la condition (c) :

- $0.2T_1 = 0.106$ s $2T_1 = 1.06$ s $T_1 = 0.53$ s (T_1 période fondamentale).
 $S_{a1}(g) > 0.9 S_{a2}(g)$
- $S_{a1}(g)$: accélération du spectre de réponse moyen élastique (calculé à partir des accélérogrammes).
- $S_{a2}(g)$: accélération du spectre de réponse élastique (Spectre d'RPA).

Tableau 13. Vérification des accélérations des deux spectres avec la condition (c) d'EC8

Période (s)	Sa1 (g)	Sa2 (g)	0.9Sa2 (g)	Observation
0	0.531	0.313	-	-
0.02	0.511	0.401	-	-
0.04	0.558	0.490	-	-
0.06	0.559	0.578	-	-
0.08	0.655	0.667	-	-
0.1	0.720	0.755	0.680	Vérifiée
0.12	0.823	0.844	0.760	Vérifiée
0.14	0.929	0.932	0.839	Vérifiée
0.16	0.959	0.977	0.879	Vérifiée
0.18	0.960	0.977	0.879	Vérifiée
0.2	0.969	0.977	0.879	Vérifiée
0.22	0.961	0.977	0.879	Vérifiée
0.24	0.982	0.977	0.879	Vérifiée
0.26	1.067	0.977	0.879	Vérifiée
0.28	0.981	0.977	0.879	Vérifiée
0.3	0.932	0.977	0.879	Vérifiée
0.32	0.965	0.977	0.879	Vérifiée
0.34	0.965	0.977	0.879	Vérifiée
0.36	0.997	0.977	0.879	Vérifiée
0.38	1.008	0.977	0.879	Vérifiée
0.4	0.967	0.977	0.879	Vérifiée
0.42	0.958	0.945	0.851	Vérifiée
0.44	0.931	0.916	0.824	Vérifiée
0.46	0.897	0.890	0.801	Vérifiée
0.48	0.849	0.865	0.779	Vérifiée
0.5	0.773	0.842	0.758	Vérifiée
0.52	0.778	0.820	0.738	Vérifiée
0.54	0.794	0.799	0.719	Vérifiée
0.56	0.805	0.780	0.702	Vérifiée
0.58	0.803	0.762	0.686	Vérifiée
0.6	0.801	0.745	0.671	Vérifiée
0.62	0.760	0.729	0.656	Vérifiée
0.64	0.713	0.714	0.643	Vérifiée
0.66	0.689	0.699	0.629	Vérifiée
0.68	0.671	0.686	0.617	Vérifiée
0.7	0.653	0.672	0.605	Vérifiée
0.72	0.643	0.660	0.594	Vérifiée
0.74	0.639	0.648	0.583	Vérifiée
0.76	0.638	0.637	0.573	Vérifiée
0.78	0.644	0.626	0.563	Vérifiée
0.8	0.632	0.615	0.554	Vérifiée
0.82	0.609	0.605	0.545	Vérifiée
0.84	0.583	0.596	0.536	Vérifiée
0.86	0.568	0.586	0.527	Vérifiée
0.88	0.562	0.577	0.519	Vérifiée

0.9	0.561	0.569	0.512	Vérifiée
0.92	0.557	0.560	0.504	Vérifiée
0.94	0.554	0.552	0.497	Vérifiée
0.96	0.543	0.545	0.491	Vérifiée
0.98	0.529	0.537	0.483	Vérifiée
1	0.525	0.530	0.477	Vérifiée
1.02	0.523	0.523	0.471	Vérifiée
1.04	0.513	0.516	0.464	Vérifiée
1.06	0.490	0.510	0.459	Vérifiée

3. Analyse dynamique temporelle

3.1 Application de la méthode dynamique temporelle linéaire :

Bien que la structure soit d'une configuration simple, nous avons opté pour une analyse dynamique temporelle au vu de l'importance historique de l'édifice. Dans la littérature, les monuments historiques similaires ont fait l'objet d'une analyse dynamique temporelle. À ce titre, on se limite à l'analyse linéaire pour déterminer les zones dangereuses et vérifier avec la méthode modale spectrale aux mêmes conditions d'intensité sismique exprimées par le spectre de conception élastique.

3.1.1 Variation des déplacements du minaret en fonction de la hauteur :

Les déplacements du minaret sont montrés ci-dessous sous forme de graphes pour chaque cas d'accélérogramme (Figure 4.7). La variation des déplacements du minaret est déterminée à partir des différents points situés le long de la hauteur (à chaque niveau) : les points ayant les déplacements max correspondent aux nœuds d'extrémité droite, comme indiqué dans la figure suivante :

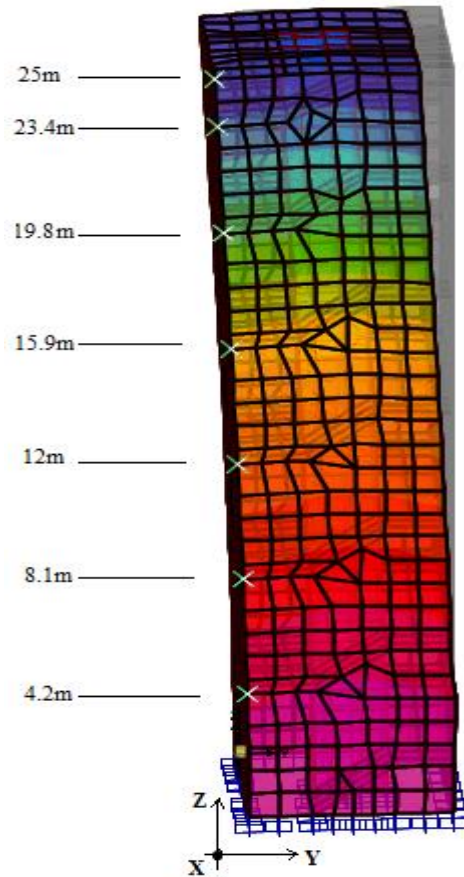


Figure 4.6 Nœuds choisis pour le calcul des déplacements maximaux.

- Variation des déplacements en fonction de la hauteur pour chaque cas d'accélérogramme :

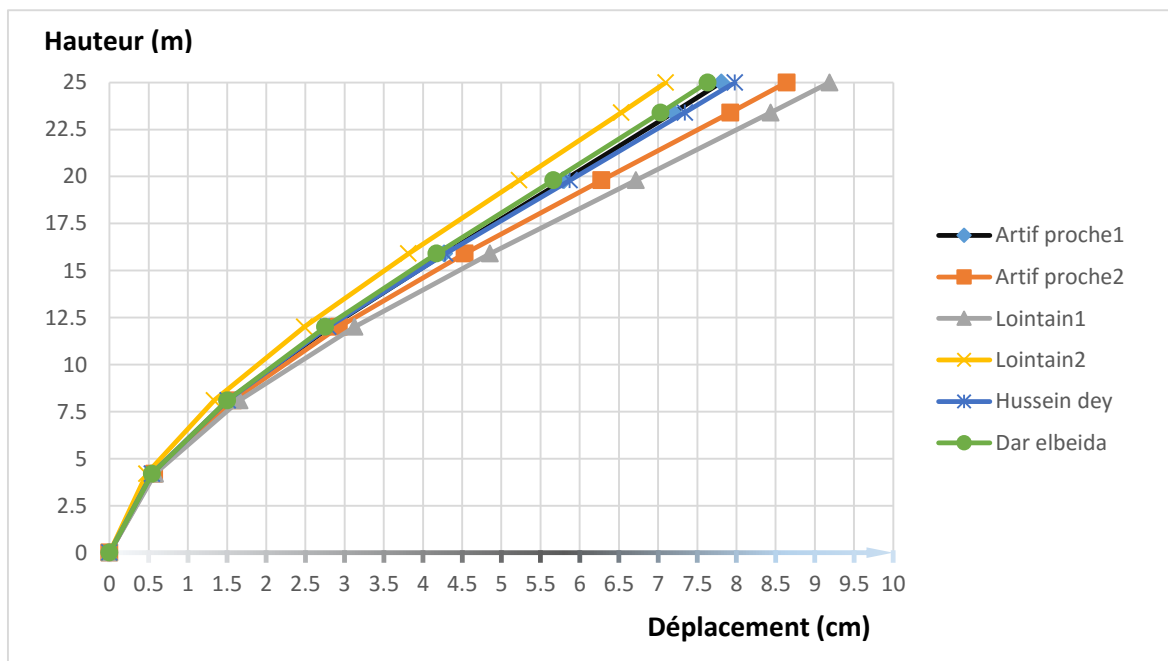


Figure 4.7 Variation des déplacements pour chaque cas d'accélérogramme.

3.1.2 Vérification des déplacements moyens :

En tenant compte du critère des déplacements latéraux des RPA99v2003, on extrapole que le déplacement moyen calculé à partir des accélérogrammes réels et artificiels ne doit pas dépasser 1% de la hauteur totale de la structure qui est égale à 25m, mesurée de la base jusqu'au sommet :

Tableau 14. Vérification des déplacements pour chaque accélérogramme

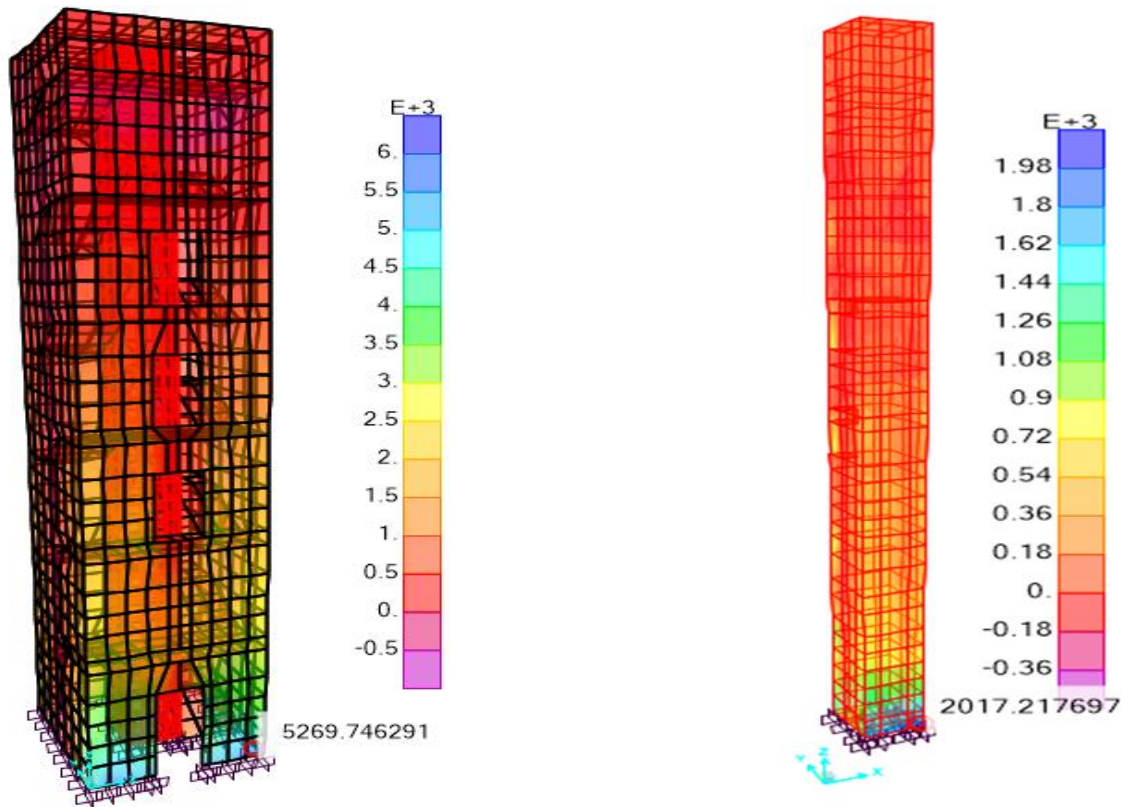
Accélérogramme	PGA (g)	Déplacement maximal (cm)
Artif proche 1	0.457	7.80
Artif proche 2	0.509	8.64
Réel Hussein dey	0.357	7.98
Réel Dar beida	0.295	7.63
Lointain 1	-0.446	9.19
Lointain 2	0.530	7.10

Déplacement moyen de tous les accélérogrammes	Critère de 1% H totale	Vérification
8.05 cm	25 cm	Vérifié

- On constate donc que les déplacements sont faibles, car la structure est très rigide.

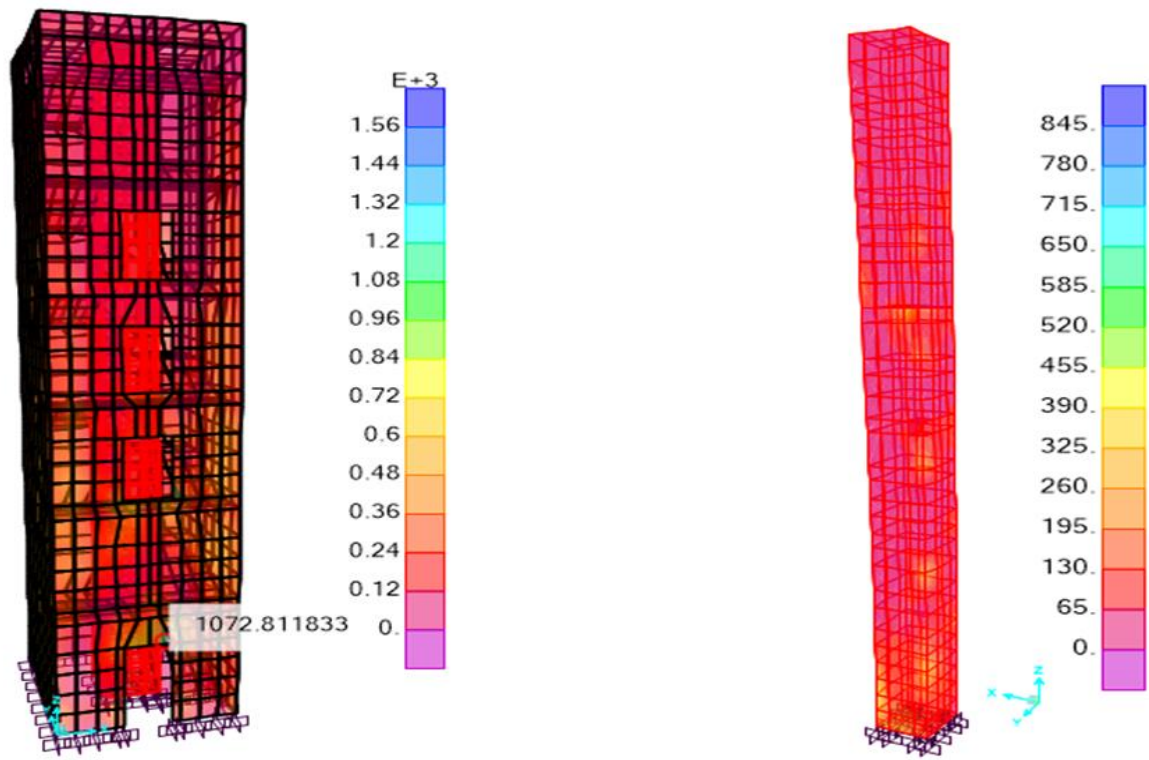
3.1.3 Analyse des contraintes par la méthode temporelle :

- Les contraintes de traction-compression et de cisaillement sont évaluées à partir de l'analyse dynamique temporelle linéaire en tenant compte du type d'élément fini (coque et solide) pour chaque cas d'accélérogramme.
- Les contraintes de traction-compression sont concentrées dans les murs extérieurs, dans le noyau central ainsi que dans les escaliers en raison des contraintes dans le plan.
- Les contraintes de cisaillement sont importantes dans la façade principale à la présence des ouvertures des niveaux inférieurs.



a) Contrainte normale dans les murs

b) Contrainte normale dans le noyau



c) Contrainte tangentielle

d) Contrainte tangentielle

Figure 4.8 Analyse des contraintes maximales dans le minaret suivant le sens y-y.

3.1.3.1 Évaluation des contraintes élastiques normales et tangentielles pour tous les accélérogrammes :

a) Valeurs des contraintes dans les murs extérieurs :

- Cas de la combinaison sismique 0.8G+E :

Tableau 15. Valeurs des contraintes maximales dans les murs extérieures cas de (0.8G+E)

Accélérogramme	Contrainte de traction- compression (Mpa)				Contrainte de cisaillement (Mpa)	
	σ_{11} max	σ_{11} min	σ_{22} max	σ_{22} min	σ_{12} max	σ_{12} min
Artif proche 1	1.952	-1.472	4.869	-6.06	0.864	-0.879
Artif proche 2	2.204	-1.895	6.132	-7.771	1.606	-1.585
Dar beida	1.864	-1.989	5.849	-5.913	1.194	-1.179
Hussein dey	2.223	-1.749	4.420	-7.133	1.460	1.438
Lointain 1	2.159	-1.730	5.060	-7.048	1.441	-1.421
Lointain 2	2.213	-1.830	6.404	-7.456	1.573	-1.553
Contraintes moyennes de tous les accélérogrammes	2.133	-1.839	5.573	-7.064	1.455	-0.86

- Cas de la combinaison sismique G+E :

Tableau 16. Valeurs des contraintes maximales dans les murs extérieures cas de (G+E)

Accélérogramme	Contrainte de traction- compression (Mpa)				Contrainte de cisaillement (Mpa)	
	σ_{11} max	σ_{11} min	σ_{22} max	σ_{22} min	σ_{12} max	σ_{12} min
Artif proche 1	2.017	-1.756	5.784	-7.153	1.449	-1.425
Artif proche 2	2.268	-1.940	5.916	-7.890	1.646	-1.625
Dar beida	1.734	-1.494	5.675	-6.085	1.233	-1.218
Hussein dey	2.034	-1.793	4.249	-7.305	1.499	-1.478
Lointain 1	2.060	-1.774	4.889	-7.220	1.480	-1.460
Lointain 2	2.197	-1.784	6.232	-7.628	1.613	-1.592
Contraintes moyennes de tous les accélérogrammes	2.051	-1.756	5.457	-7.213	1.461	-1.441

b) Valeurs des contraintes dans le noyau central :

- Cas de la combinaison sismique 0.8G+E :

Tableau 17. Valeurs des contraintes maximales dans le noyau central cas de (0.8G+E)

Accélérogramme	Contrainte de traction-compression (Mpa)				Contrainte de cisaillement (Mpa)			
	σ_{22} max	σ_{22} min	σ_{33} max	σ_{33} min	σ_{13} max	σ_{13} min	σ_{23} max	σ_{23} min
Artif proche 1	1.401	-1.123	1.985	2.852	0.694	-0.736	0.802	-0.727
Artif proche 2	1.460	-1.236	2.081	-3.113	0.731	-0.806	0.859	-0.776
Dar beida	1.377	-1.122	1.955	-2.665	0.573	-0.793	0.8	-0.522
Hussein dey	1.089	-1.196	1.842	-2.916	0.694	-0.577	0.623	-0.731
Lointain 1	1.118	-1.119	1.804	-2.877	0.675	-0.660	0.671	-0.711
Lointain 2	1.431	-1.168	2.940	-2.990	0.812	-0.732	0.689	-0.746
Contraintes moyennes de tous les accélérogrammes	1.313	-1.161	2.101	-1.952	0.697	-0.717	1.313	-1.161

- Cas de la combinaison sismique G+E :

Tableau 18. Valeurs des contraintes maximales dans le noyau central cas de (G+E)

Accélérogramme	Contrainte de traction- compression (Mpa)				Contrainte de cisaillement (Mpa)			
	σ_{22} max	σ_{22} min	σ_{33} max	σ_{33} min	σ_{13} max	σ_{13} min	σ_{23} max	σ_{23} min
Artif proche 1	1.426	-1.124	1.858	-2.985	0.692	-0.739	0.807	-0.722
Artif proche 2	1.484	-1.222	1.953	-3.240	0.729	-0.808	0.864	-0.771
Dar beida	1.402	-1.113	1.827	-2.802	0.571	-0.745	0.804	-0.593
Hussein dey	1.113	-1.121	1.748	-3.041	0.692	-0.579	0.628	-0.726
Lointain 1	1.212	-1.095	1.710	-2.810	0.529	-0.402	0.360	-0.409
Lointain 2	1.455	-1.144	1.967	-3.117	0.686	-0.749	0.817	-0.727
Contraintes moyennes de tous les accélérogrammes	1.349	-1.137	1.844	-2.999	0.650	-0.670	0.713	-0.658

3.1.3.2 Vérification des contraintes normales et tangentielles moyennes en utilisant**l'analyse dynamique temporelle par rapport aux contraintes limites élastiques :**

- Les limites des contraintes de traction-compression et de cisaillement sont référencées dans la littérature. Elles ont été obtenues à partir d'essais expérimentaux réalisés sur des échantillons de maçonnerie du type pierre-calcaire liée par la chaux hydraulique. Les contraintes ont été prises en se basant sur les mêmes propriétés des matériaux

(densité, coefficient de Poisson, module de Young) utilisés dans le modèle numérique du minaret. (Voir chapitre 1 § 2.3.5)

- Le principe de vérification consiste à limiter les contraintes normales de traction- compression ainsi que les contraintes tangentielles moyennes calculées pour tous les accélérogrammes aux contraintes admissibles prises de la littérature, ces contraintes se développent dans les murs extérieurs ainsi qu'au niveau du noyau central sous l'effet du poids propre et de la charge sismique. La vérification des contraintes est présentée dans les tableaux suivants :

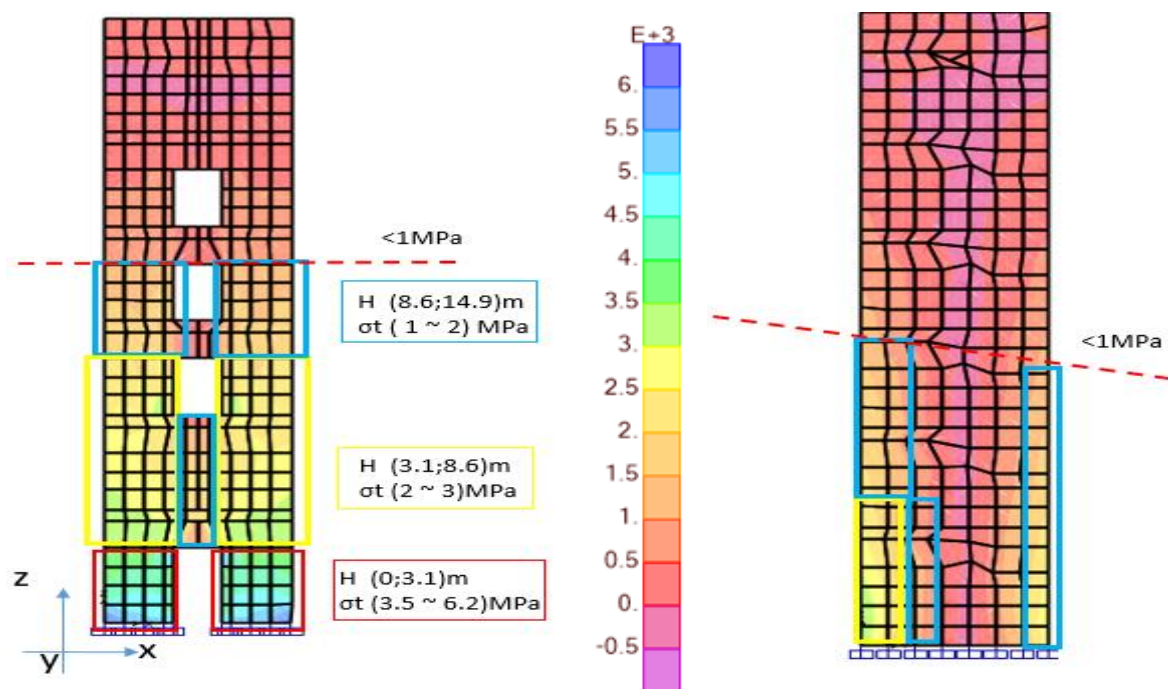
Tableau 19. Vérification des contraintes normales et tangentielles moyennes avec les contraintes limites élastiques

Combinaison sismique	Contrainte moyenne analytique de compression σ_c (Mpa)	Contraintes limites de compression $\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	Vérification
0.8G+E	7.064	10~50	Vérifiée
G+E	7.213		Vérifiée

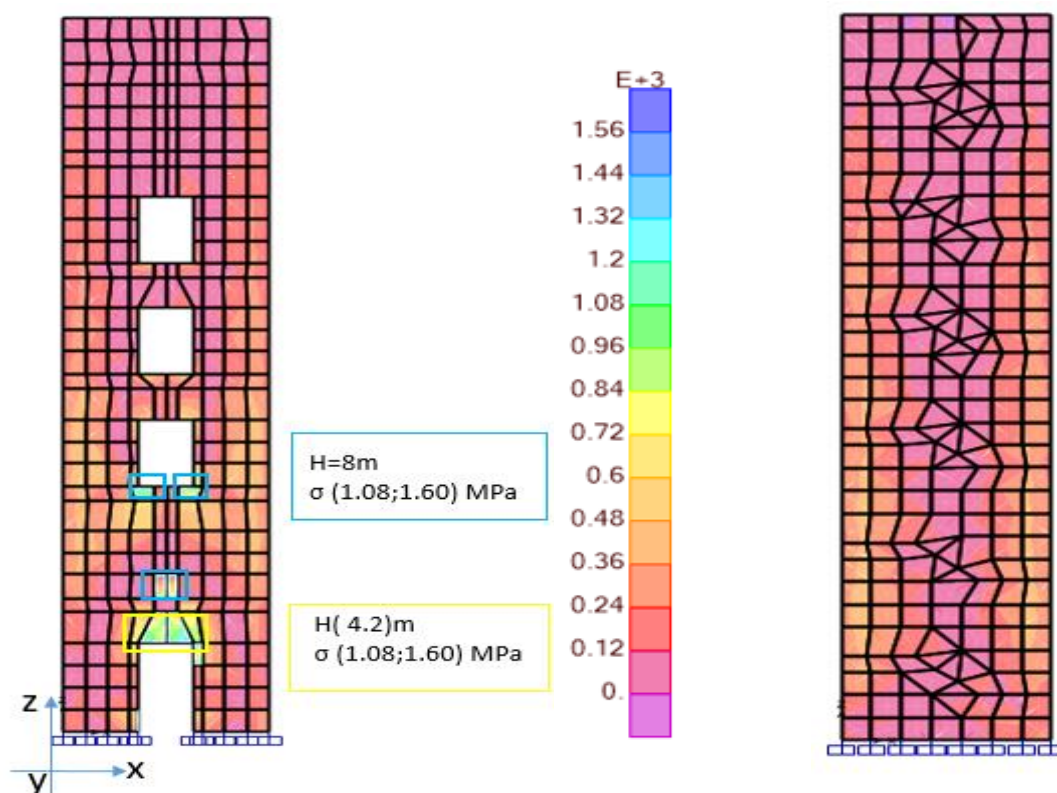
Combinaison sismique	Contrainte moyenne analytique de traction σ_t (Mpa)	Contraintes limites de traction $\bar{\sigma}_t$ (Mpa)	Vérification
0.8G+E	5.573	1.05	Non vérifiée
G+E	5.457		Non vérifiée

Combinaison sismique	Contrainte moyenne analytique de cisaillement τ (Mpa)	Contraintes limites de cisaillement $\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification
0.8G+E	1.455	0.50~1.25	Non vérifiée
G+E	1.461		Non vérifiée

- Selon ces tableaux, il est constaté que les contraintes de compression moyennes pour les deux combinaisons sismiques sont vérifiées lorsque les contraintes limites élastiques en compression simple pour une maçonnerie du type calcaire peuvent atteindre 50 MPa, alors que les contraintes de traction et de cisaillement ne sont pas vérifiées. Selon les résultats expérimentaux de la littérature (Chapitre 1, tableau 3 et figure 1.11), les valeurs analytiques de traction sont assez grandes par rapport aux contraintes limites, tandis que les contraintes de cisaillement sont plus proches de leurs contraintes limites élastiques.
- Dans ce qui suit, nous représentons graphiquement la concentration de contraintes normales et tangentielles dans les murs et le noyau central suivant la direction de l'action sismique considérée, en identifiant également les zones dangereuses où les contraintes dépassent leur valeurs limites :



a) Concentration des contraintes de traction dans les différentes zones des murs.



b) Concentration des contraintes de cisaillement dans les différentes zones des murs.

Figure 4.9 Représentation graphique des zones dangereuses dans les murs sous l'action sismique de la direction y-y.

3.2 Application de la méthode dynamique modale spectrale pour un modèle 3D :

- Cette méthode concerne la détermination des modes propres de la structure, suivie par l'introduction du spectre de réponse pour évaluer la réponse dynamique maximale de la structure.

- Les deux spectres de réponses ont été utilisés pour introduire le chargement sismique, où le premier correspond au spectre calculé à partir des accélérogrammes, et le second correspond au spectre élastique avec 5% d'amortissement. (Figure 4.1)

3.2.1 But de l'utilisation du spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique correspond à un coefficient de comportement unitaire. Il permet de conserver la réponse de la structure dans le domaine élastique. Dans le cas du minaret, le matériau constitutif (maçonnerie) est fragile et ne présente pas un caractère dissipatif.

3.2.2 Comparaison entre les résultats de l'analyse dynamique temporelle et de ceux de l'analyse modale spectrale :

3.2.2.1 Comparaison des déplacements moyens de tous les accélérogrammes avec les déplacements fournis par le spectre de réponse élastique du site (spectre d'RPA) :

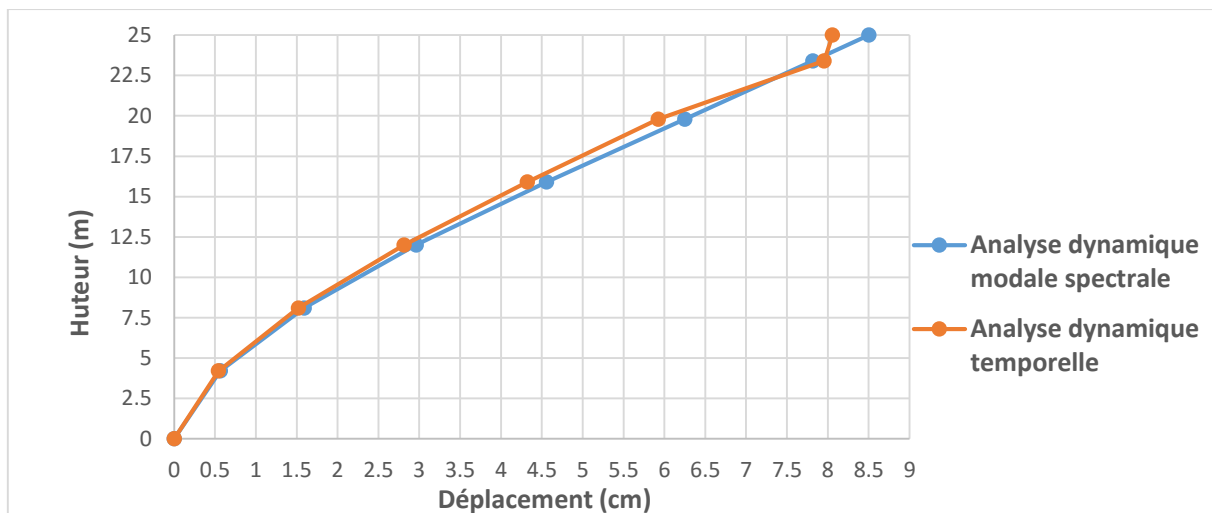


Figure 4.10 Correspondances des déplacements fournis par les deux méthodes d'analyse.

- Nous observons que les deux courbes dont le coefficient de la corrélation est égal 0.99 sont pertinentes et parfaitement corrélées, ce qui signifie que les déplacements moyens calculés pour tous les accélérogrammes en utilisant l'analyse dynamique temporelle sont systématiquement proches de ceux correspondant à l'analyse modale spectrale.

3.2.2.2 Comparaison des contraintes moyennes correspondant à l'analyse dynamique temporelle avec celles correspondant à l'analyse modale spectrale :

- Contraintes normales et tangentielles dans les murs : cas de la combinaison sismique 0.8G+E :

Tableau 20. Comparaison des contraintes de deux méthodes de calcul, cas de (0.8G+E)

Méthode de calcul	Contrainte de traction- compression (Mpa)				Contrainte de cisaillement (Mpa)	
	σ_{11} max	σ_{11} min	σ_{22} max	σ_{22} min	σ_{12} max	σ_{12} min
Analyse modale spectrale	2.185	-1.889	5.983	-7.697	1.589	-1.566
Analyse dynamique temporelle	2.051	-1.756	5.457	-7.213	1.461	-1.441
Ratio	1.065	1.076	1.096	1.067	1.065	1.076

- Contraintes normales et tangentielles dans les murs : cas de la combinaison sismique G+E :

Tableau 21. Comparaison des contraintes de deux méthodes de calcul, cas de (G+E)

Méthode de calcul	Contrainte de traction- compression (Mpa)				Contrainte de cisaillement (Mpa)	
	σ_{11} max	σ_{11} min	σ_{22} max	σ_{22} min	σ_{12} max	σ_{12} min
Analyse modale spectrale	2.121	-1.844	6.154	-7.525	1.550	-1.526
Analyse dynamique temporelle	2.133	-1.839	5.573	-7.064	1.455	-0.86
Ratio	0.994	1.003	1.104	1.065	0.994	1.003

- D'après ce tableau, nous constatons que les contraintes normales et tangentielles sont quasiment proches dans les deux cas de combinaisons. Les contraintes correspondant à l'analyse dynamique modale spectrale sont donc un peu plus grandes que celles correspondant à l'analyse temporelle dynamique. Cette corrélation peut être expliquée par la dominance du premier mode et le système se rapproche à un comportement d'un système à un seul degré de liberté.

3.2.2.3 Vérification des contraintes normales et tangentielles maximales en utilisant l'analyse modale spectrale par rapport aux contraintes limites élastiques :

Tableau 22. Vérification des contraintes par rapport aux contraintes limites élastiques en utilisant l'analyse modale spectrale

Combinaison sismique	Contrainte moyenne analytique de compression σ_c (Mpa)	Contraintes limites de compression $\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	Vérification
0.8G+E	7.064	10~50	Vérifiée
G+E	7.213		Vérifiée

Combinaison sismique	Contrainte moyenne analytique de traction σ_t (Mpa)	Contraintes limites de traction $\bar{\sigma}_t$ (Mpa)	Vérification
0.8G+E	5.573	1.05	Non vérifiée
G+E	5.457		Non vérifiée

Combinaison sismique	Contrainte moyenne analytique de cisaillement τ (Mpa)	Contraintes limites de cisaillement $\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification
0.8G+E	1.550	0.50~1.25	Non vérifiée
G+E	1.589		Non vérifiée

4. Conclusion

L'analyse dynamique temporelle nous a permis d'évaluer les déplacements de chaque point du minaret en utilisant l'ensemble des accélérogrammes artificiels et naturels dans une direction horizontale. Le chargement sismique a excité la structure du minaret : donc une réponse dynamique varie à chaque instant. Les déplacements des nœuds des extrémités droites sont ceux qui présentent les déplacements maximaux mais n'atteignent pas 1% de la hauteur totale du minaret.

L'analyse dynamique temporelle nous a permis aussi d'identifier les zones les plus sollicitées, où les contraintes de traction et du cisaillement sont systématiquement concentrées. Il a été constaté que certaines zones dont les contraintes de traction et de cisaillement dépassent les contraintes admissibles sont sur-sollicitées. Il a été également constaté que les deux méthodes du calcul sismique appliquées dans le domaine linéaire ont donné des contraintes et des déplacements quasiment identiques. On conclut alors que l'ouvrage ne présente pas d'insuffisance de rigidité, mais il présente une insuffisance de résistance. Une solution de confortement ou de renforcement s'avère nécessaire.

Le chapitre suivant sera consacré à l'identification des zones dangereuses et les éléments les plus sollicités, en donnant une solution de renforcement pour limiter la diffusion des fissures dans le domaine élasto-plastique.

CHAPITRE V

Solution de renforcement et performance
de la structure renforcée

1. Introduction

Les édifices et les monuments historiques construits en maçonnerie non armée présentent généralement une insuffisance en capacité portante gravitaire, ainsi qu'une résistance et une ductilité limitée vis-à-vis de l'action sismique. À cet effet, ces édifices doivent être renforcés afin qu'ils soient capables de subir ce genre de sollicitation sans effondrement ou endommagement de la structure. Généralement la rupture des éléments structuraux se fait au-delà du domaine élastique où les déformations seront résiduelles et l'énergie sismique ne sera pas dissipée en raison de l'absence d'un comportement dissipatif.

Durant un séisme, les éléments structuraux comme les murs sont soumis aux efforts dans leur plan. Les contraintes de traction et de cisaillement deviennent prédominantes. Dans le cas du minaret, le problème posé est un problème de manque de ductilité globale dans la structure, ce qui engendre par la suite l'endommagement des éléments structuraux. Afin de faire face à ces instabilités, plusieurs solutions de renforcement seront proposées en se basant sur l'identification des zones sur-sollicitées en traction et en cisaillement.

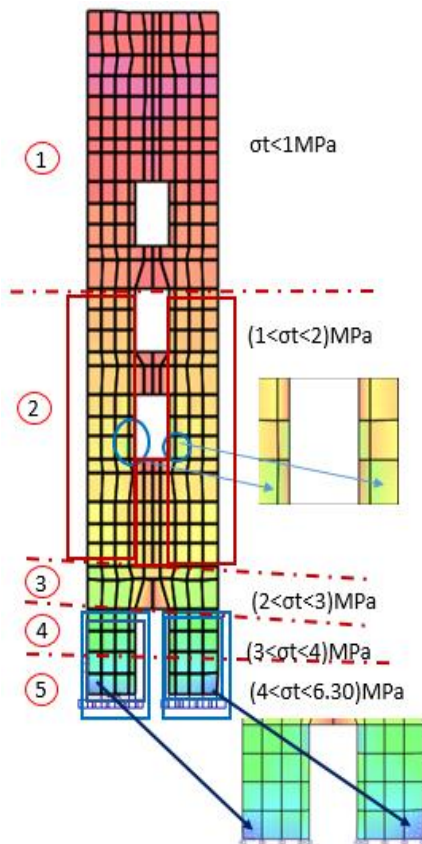
Le présent chapitre expose l'une des solutions les plus utilisées pour ce genre de structure connue sous le nom de « corsetage », afin de conserver la stabilité globale de la structure contre tout effondrement total des murs, à travers leurs désolidarisations sous l'excitation sismique. Cette solution de renforcement est principalement basée sur l'analyse des contraintes du chapitre précédent afin d'identifier les zones sur-sollicitées par la concentration des contraintes. Par la suite, nous proposons la solution de renforcement par corsetage des murs extérieurs, en ajoutant des tirants métalliques sur les quatre coins du minaret dans le but d'empêcher tout effondrement de la structure.

2. Identification des zones dangereuses dans la structure du minaret

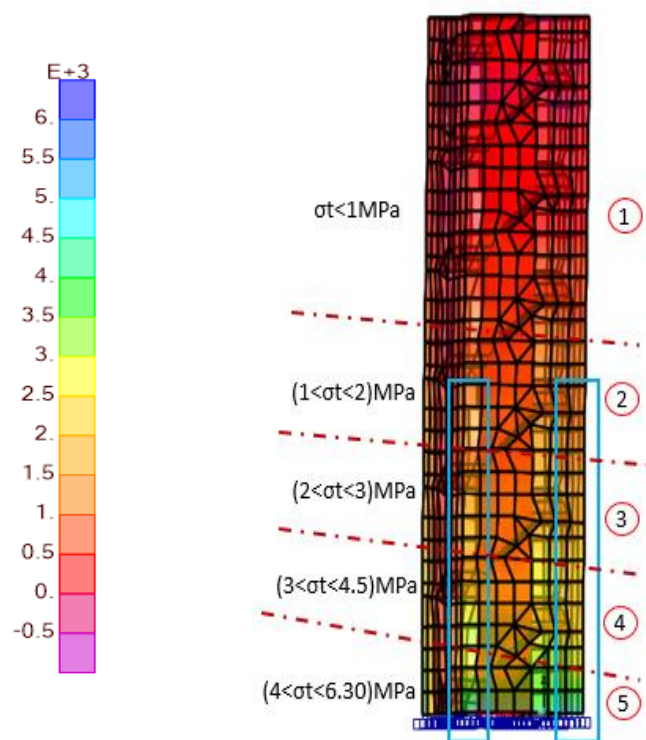
2.1 Zones dangereuses induites sous l'effet des contraintes de traction :

- L'effort de traction est prédominant dans tous les éléments de la structure, engendrant des contraintes normales dans les murs extérieurs, dans le noyau central, ainsi dans les intrados des voûtes qui supportent les escaliers.
- La valeur des contraintes de traction dépasse la limite élastique de la maçonnerie constitutive dans les murs des niveaux inférieurs en raison de la forte charge sismique exercée. Il est également constaté une concentration des contraintes importantes aux angles.
- La figure 5.1 montre les zones et les éléments sur-sollicités, celles qui représentent éventuellement les zones dangereuses :

a) Zones dangereuses dans les murs de la façade principale.



b) Zones dangereuses dans les murs et les angles du côté Nord.



c) Zones dangereuses dans le noyau central.

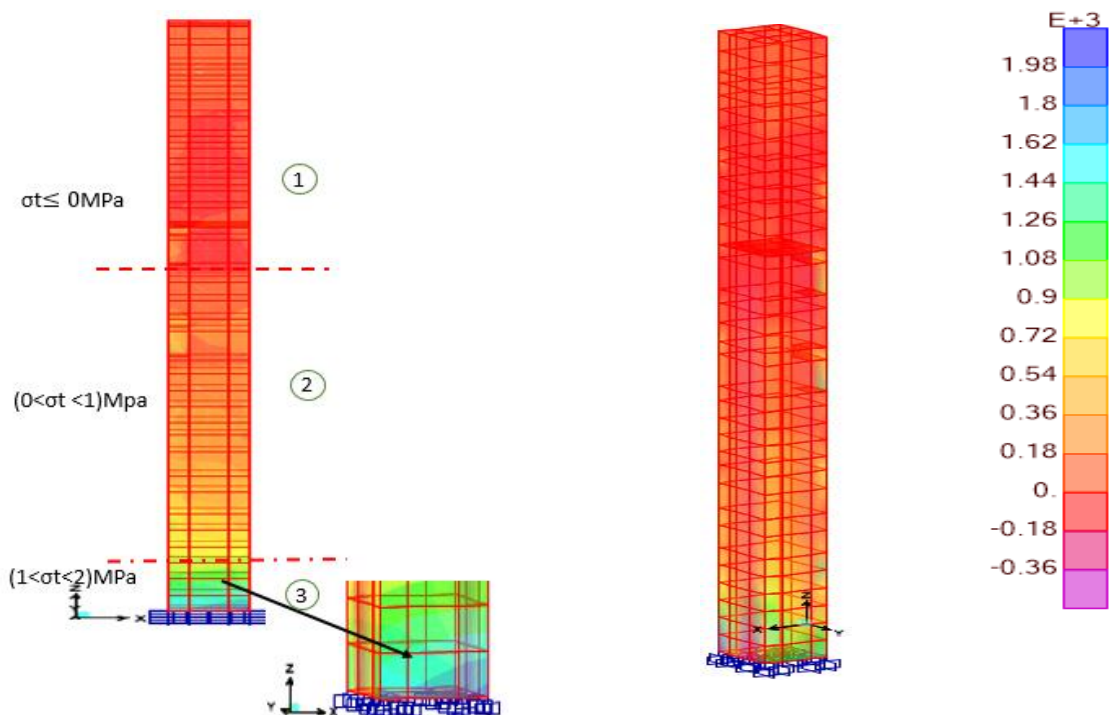


Figure 5.1 Identification des zones dangereuses dans les murs et le noyau central sous la sollicitation de traction.

- Les murs du minaret sont subdivisés en 5 zones, selon le taux de la concentration des contraintes ainsi que leurs zones critiques :
 - La zone 1 correspond à une faible contrainte, inférieure à 1MPa ; cette zone pourrait être négligeable par rapport à la contrainte limite élastique.
 - La zone 2 correspond à des contraintes normales dépassant 1.5MPa et allant jusqu'à 2MPa.
 - La zone 3 correspond à des contraintes plus importantes excédant 2.5MPa.
 - La zone 4 correspond à des contraintes élevées qui atteignent 4.3MPa.
 - La zone 5 correspond au seuil des contraintes qui dépassent 6MPa dans les zones proches de la base du minaret.
 - Il est constaté au niveau des murs du côté Nord une concentration de contraintes relativement faibles par rapport aux murs de la façade principale, où ces dernières sont fortement concentrées à l'extrémité des murs et au niveau des angles.
- Il est constaté également au niveau du noyau central des contraintes de traction moins importantes que les murs, et ces derniers sont plus élevés dans les zones inférieures du noyau au-delà de 3.5m de hauteur jusqu'à la base. Les parois du noyau sont divisées en 3 zones de concentration des contraintes :
 - La zone 1 correspond à des valeurs nulles ou négligeables au-delà de 14m de hauteur.
 - La zone 2 correspond à des valeurs faibles inférieures à 1MPa.
 - La zone 3 correspond à des valeurs peu grandes dépassant 1Mpa et n'excédant pas 2MPa au-delà de 3.5m de hauteur.

2.2 Zones dangereuses induites sous l'effet des contraintes de cisaillement :

- Les contraintes de cisaillement sont fortement concentrées dans le mur de la façade, plus précisément au niveau des ouvertures des étages inférieurs. Hors de ces ouvertures, les contraintes deviennent plus faibles : elles s'annulent dans les zones courantes des étages supérieurs.
- Le mur de la façade principale composée de deux parois à épaisseur différente. La paroi du milieu est moins épaisse que celle de l'extrémité, ce qui mène à la rupture et au glissement de cette zone à partir de la formation des fissures diagonales et verticales au niveau des linteaux.
- Le noyau central est soumis à des contraintes relativement négligeables, donc il n'existe pas de zones dangereuses. (Figure 5.2)
- Les murs de la façade principale sont divisés en 3 zones, selon les valeurs des contraintes agissantes, comme le montre la figure ci-dessous :

- Zone 1 correspondant à des contraintes nulles.
- Zone 2 correspondant à des contraintes faibles inférieures à 0.24MPa.
- Zone 3 correspondant à des contraintes concentrées au niveau des linteaux et dépassant 1.5MPa.

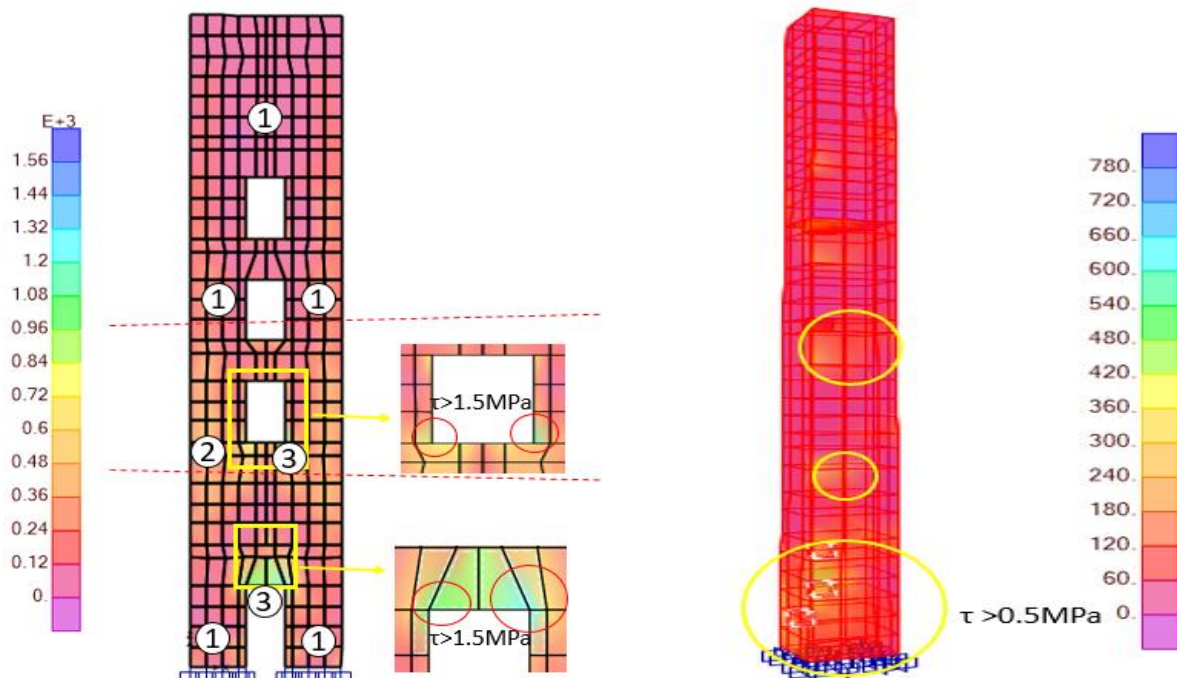


Figure 5.2 Identification des zones dangereuses dans les murs et le noyau sous sollicitation de cisaillement.

2.3 Rupture dans les zones dangereuses :

Les zones dangereuses identifiées précédemment subissent des déformations résiduelles dans le domaine post-élastique. Chaque zone se déforme différemment lorsque le comportement de la maçonnerie reste non monolithique. Les murs s'écartent les uns par rapport aux autres au niveau de l'angle entraînant ainsi leur effondrement. Cet endommagement va causer la chute des escaliers et des voûtes qui les supportent.

Des fissures verticales et horizontales apparaissent au niveau des joints sous l'effet de traction. Dans l'autre côté, des fissures en croix ou des bielles en cisaillement se développent dans les linteaux et dans les zones courantes des parois.

Des fissures en forme V apparaissent aux angles continuant jusqu'à la rupture. L'endommagement à cette zone étant dû à la désolidarisation des parois orthogonales et à l'absence des chaînages entre elles-mêmes.

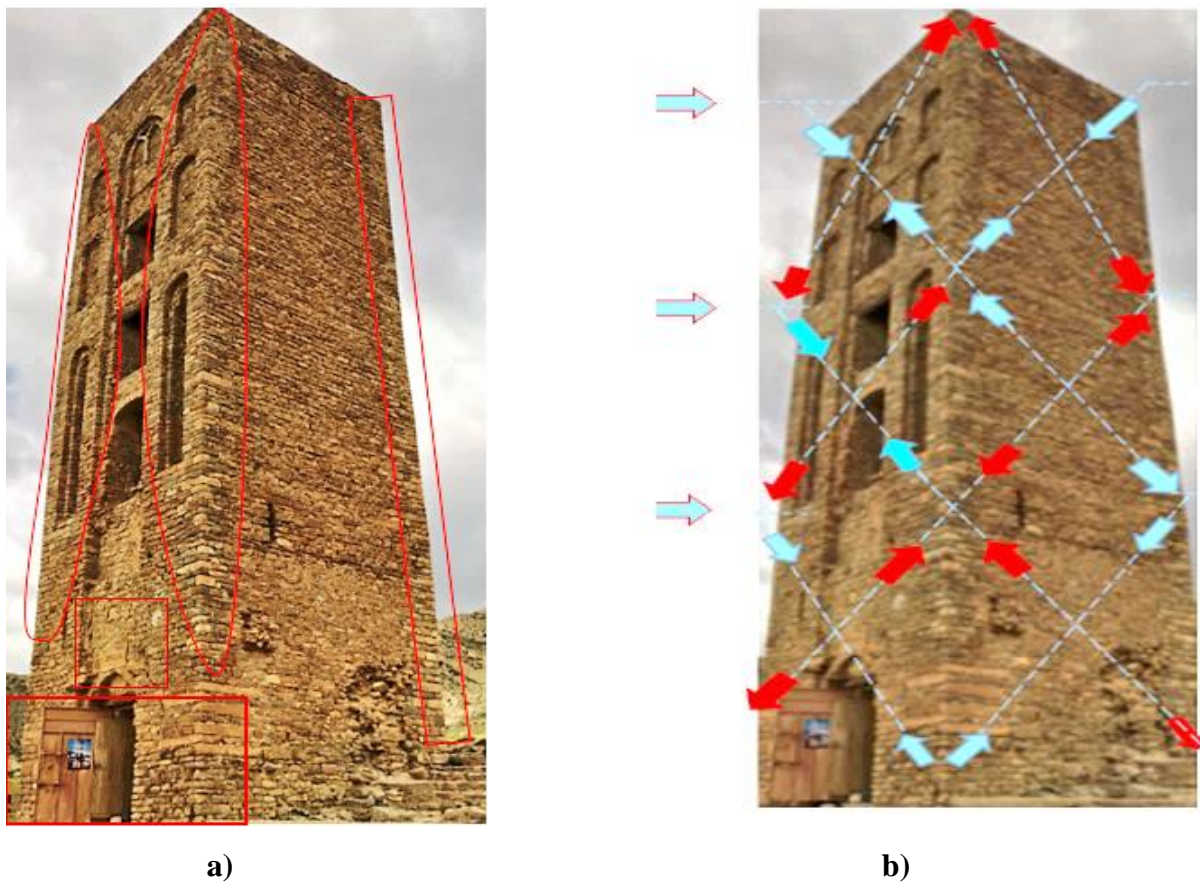


Figure 5.3 Illustration des zones dangereuses sous l'effort séismique. a) zones de rupture.
 b) Formation des bielles en cisaillement.

3. Proposition de solution de renforcement du minaret :

L'analyse des contraintes effectuée précédemment a montré que les zones les plus sollicitées sont celles des angles et celles autour des ouvertures, où lors d'une sollicitation séismique, les parois orthogonales extérieures peuvent se détacher entre elles, causant l'effondrement partiel ou total du minaret. Cette rupture est principalement due au manque d'enchaînement entre ces murs. D'autres mécanismes de ruine peuvent apparaître tel que l'effondrement des voûtes. À cet effet, un renforcement de la structure s'impose afin de prévenir tout effondrement de la structure du minaret.

Dans le cadre de ce mémoire, nous allons proposer une solution de renforcement des murs extérieurs uniquement afin d'éviter leur détachement et leur effondrement par la suite.

Cette technique est bien connue dans le domaine du renforcement des anciennes structures en maçonnerie, rentrant dans le cadre opérationnel de la réhabilitation et de la conservation du patrimoine architectural des monuments historiques.

3.1 Renforcement par la technique de corsetage : Définition et principe

Le corsetage est une technique de renforcement utilisée dans différents domaines. Cette technique est aussi appliquée en médecine, inspirée de « Corset orthopédique » qui sert à la correction de la colonne vertébrale. Dans le domaine de la réhabilitation, le corsetage vise à renforcer le bâtiment contre l'effort de traction : son principe consiste à entourer le périmètre du bâtiment par une structure additionnelle composée de ceintures connectées en s'assurant également de leur jonction avec le bâtiment existant.

- Le module élémentaire de base entourant un contour horizontal fermé doit être simple ; proche du carré, du rectangle, ou du cercle. Avec cette forme, le corset du bâtiment sera plus simple. (Figure 5.4)
- La forme de base du contour horizontal complexe présente une forte concentration des efforts de traction nés lors d'un séisme. Toute ouverture, partie saillante, partie concave va provoquer une poussée au vide appliquée à l'angle rentrant : le corset sera décomposé en modules élémentaires simples ou en boucles. (Figure 5.5)



Figure 5.4 Croquis montrant la vue du corsetage en plan pour les géométries simples.

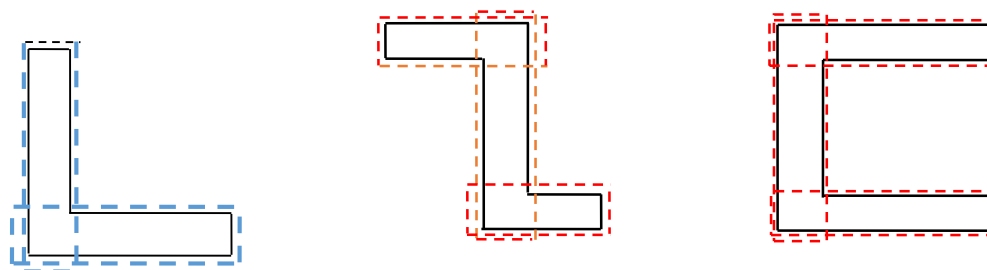


Figure 5.5 Croquis montrant la vue du corsetage en plan pour les géométries complexes.

3.2 Corsetage du minaret :

Durant une secousse sismique, les ceintures qui constituent le corsetage du bâtiment subissent horizontalement des efforts normaux venant à partir du déplacement des murs parallèles à l'action sismique, c'est-à-dire, les efforts de traction développés dans les murs parallèles à l'action sismique tendent les ceintures.

La structure additionnelle du corsetage est constituée de tirants métalliques qui sont connectés généralement aux extrémités à des platines ou des cornières afin d'assurer leur ancrage et leur assemblage.

Cependant, les corsets du minaret sont constitués des tirants connectés à des cornières métalliques placés sur les quatre angles, le long de la hauteur, afin d'assurer un mode d'appui adéquat, capable de répartir et de transmettre les efforts lors du déplacement des murs.

La pose des tirants métalliques vise à freiner ces déplacements parallèles des murs sous l'action sismique, en améliorant leur enchainement et leur solidarisation vis-à-vis des efforts de traction, tel que déjà expliquée au chapitre 1 § 3.1.1.5.

3.2.1 Dimensionnement et modélisation des tirants métalliques :

Chaque tirant doit reprendre tous les efforts de traction. Il faut donc prévoir une section d'acier suffisante capable de subir sa mise en tension et son allongement sans rupture en vue d'empêcher le déplacement des murs orthogonaux.

- La section nécessaire du tirant est calculée par le critère de résistance à la traction :

$$\sigma_t \leq \sigma_{el} \quad \sigma_t = \frac{V}{A} = \frac{F_t}{A} \quad (3)$$

σ_t : Contrainte de traction dans la section du tirant.

σ_{el} : Contrainte limite élastique de traction, $\sigma_{el}=275\text{MPa}$ (pour acier de S275).

F_t : Effort de traction maximal pour un seul tirant.

A : Section d'acier résistante.

V : effort de traction pour un seul tirant, représentant l'action sismique de la direction perpendiculaire au mur. Il est calculé suivant la formule règlementaire de la force sismique (Formule 4.1 RPA99 v2003) :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (4)$$

$(A D Q R)$: Coefficients sismiques règlementaires.

W : Poids propre du mur en question (mur choisi pour la modélisation des tirants).

▪ **Calcul analytique de l'effort de traction repris par chaque tirant :**

Pour donner une section d'acier capable de résister au maximum aux efforts de traction, il faut satisfaire le critère de résistance donnée ci-dessus en dimensionnant selon l'effort maximal engendré sous l'action sismique sur un seul mur. Nous supposons donc un nombre des tirants égal à 10 disposés à chaque 5m le long de la hauteur du mur jusqu'au sommet du minaret :

{ $T=0.52s$ (période fondamentale), $T_1=0.15s$, $T_2=0.40s$, $\xi=7\%$, $\eta=0.882$ }

$A=0.25$

$D=1.85$

$Q=1.25$

$R=2.5$ (coefficient de comportement pour le cas de maçonnerie)

$W=2727.85$ KN

D'où: $F_t=V=\frac{0.231*2727.85}{10}=63.01$ KN (effort repris par un seul tirant)

En dimensionnant selon cet effort. Nous obtenons :

$$\sigma_t \leq \sigma_{el} \quad \sigma_t = \frac{F_t}{A} D \geq \sqrt{\frac{4 F_t}{\pi * \sigma_{el}}} D \geq \sqrt{\frac{63.01 * 10^3}{\pi * 275}}$$

$D \geq 17.08$ mm

Donc un choix de $D=22$ mm pour tous les tirants.

▪ **Modélisation des tirants métalliques :**

Spectre de réponse réduit pour l'excitation du mur étudié :

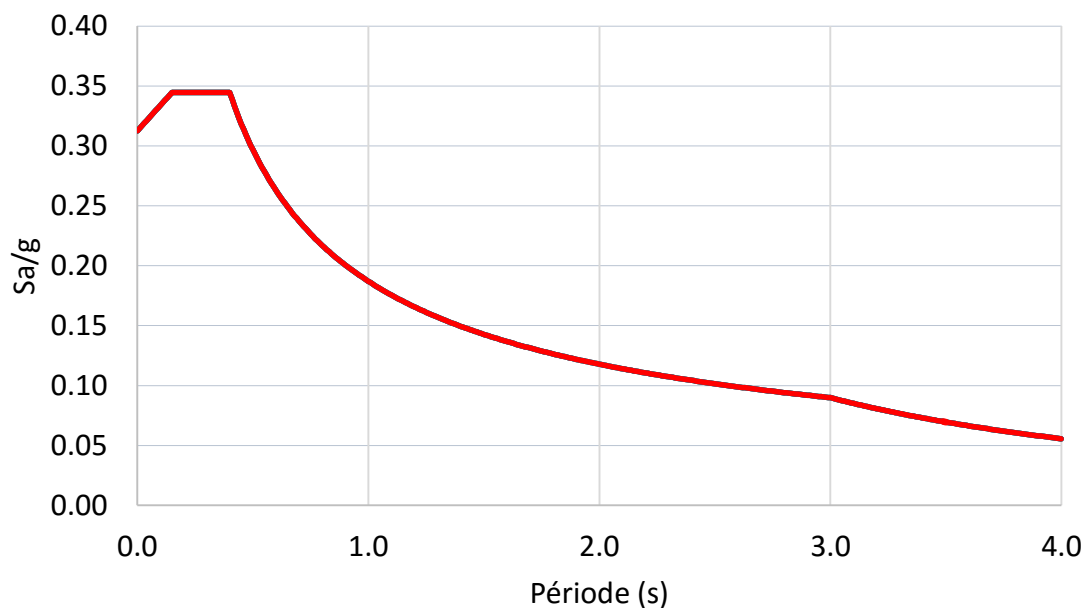


Figure 5.6 Spectre de réponse de calcul (RPA99v2003).

- Les tirants métalliques sont modélisés sur le logiciel SAP2000 en utilisant les éléments barres, connectés au mur et encastrés dans leurs extrémités, lors de l'action sismique, le détachement des murs se fait comme suit :

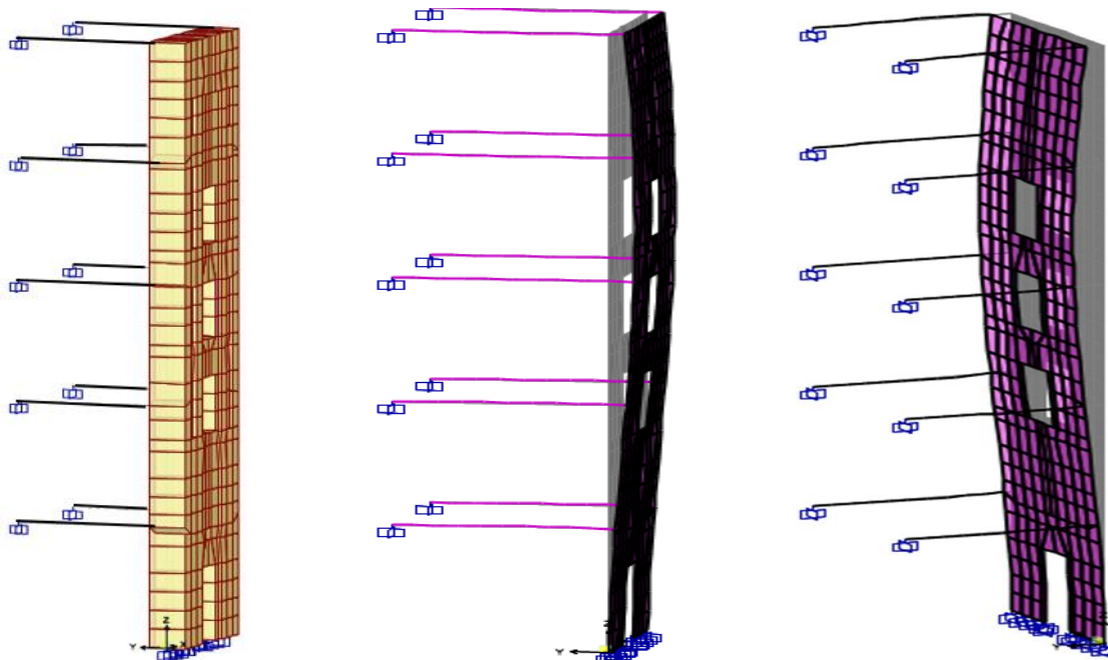
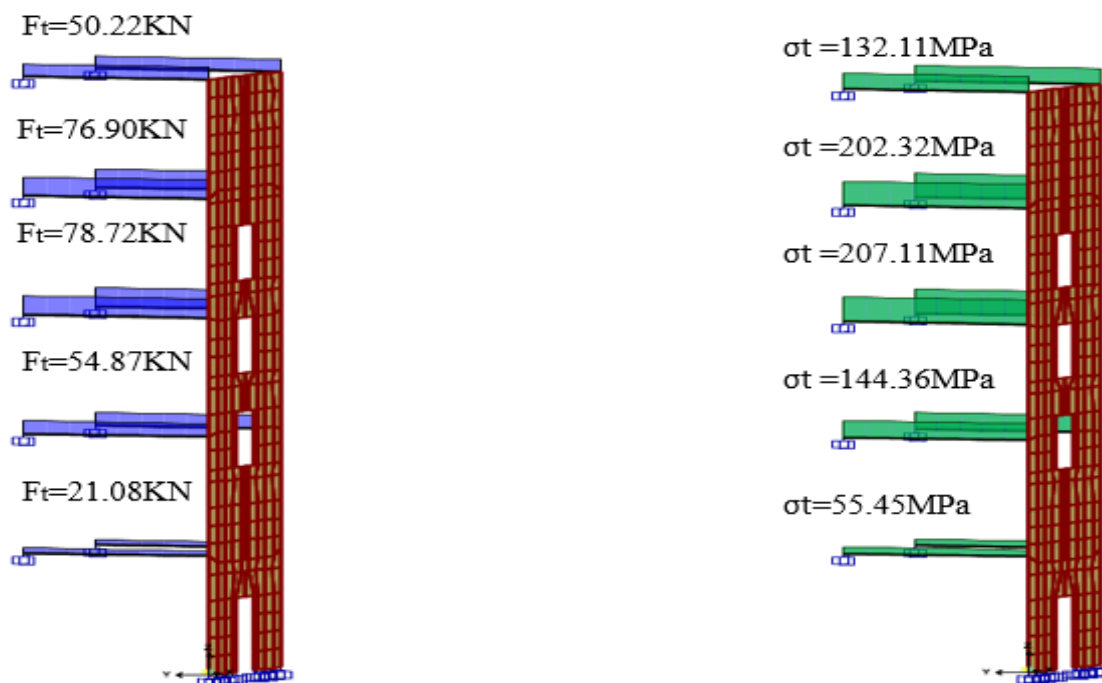


Figure 5.7 Modélisation des tirants métalliques et forme modale du mur de façade.

- **Vérification de la section du tirant par calcul numérique :**



a) Diagramme des efforts de traction.

b) Diagramme des contraintes de traction.

Figure 5.8 évaluation des efforts et des contraintes sous l'action sismique.

- Nous constatons selon les deux digrammes ci-dessus, les efforts maximaux sont pris par les tirants centraux ; à titre d'économie, il est envisageable de réduire le diamètre des tiges (Tirants) selon les efforts.
- Nous constatons également que les contraintes de traction maximales sont développées dans les sections des tirants centraux, dont la valeur maximale est égale à 207.11MPa, ce qui est inférieure à la contrainte limite élastique de traction qui est égale à 275MPa pour un acier de classe S275. Nous pouvons donc adopter un diamètre de 22mm et le nombre de 10 tiges.
- D'un point de vue pratique, le nombre et le diamètre D des tirants peuvent être réduits en fonction des efforts développés. Nous pouvons par exemple opter pour un diamètre inférieur dans les niveaux où l'effort de traction est peu important.

3.2.2 Pose des tirants :

Les tirants sont posés en plan et croisés dans les quatre angles avec un dispositif d'ancrage réglable, permettant leur contrôle ultérieur lors des effets de la fatigue et de la relaxation des tirants.

Les tirants sont assemblés aux cornières par boulonnage. Ce dispositif permet le contrôle et le réglage lors des effets du fluage et de la relaxation, comme montré dans les figures suivantes :

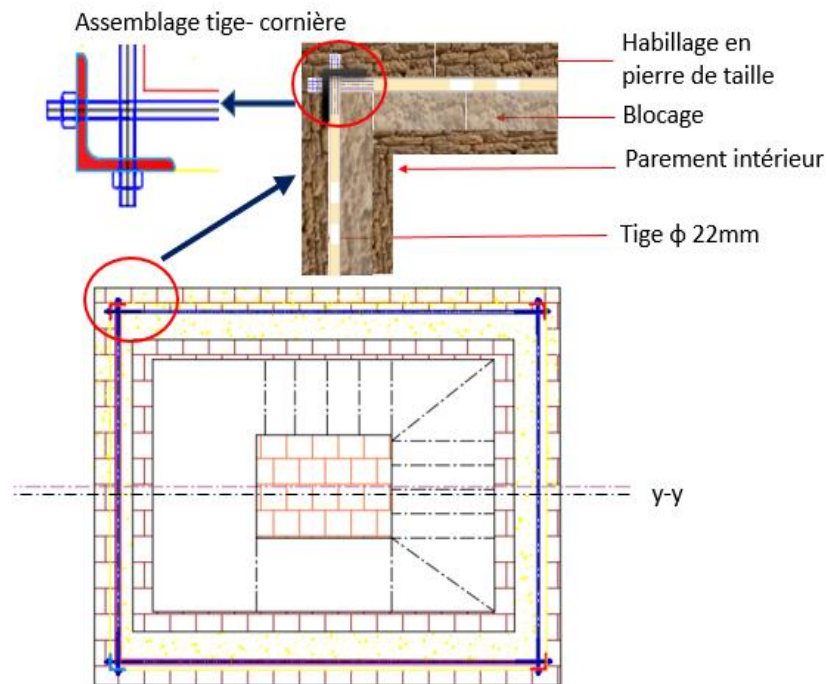


Figure 5.9 Vue en plan montrant l'emplacement du corsetage sous l'habillage.

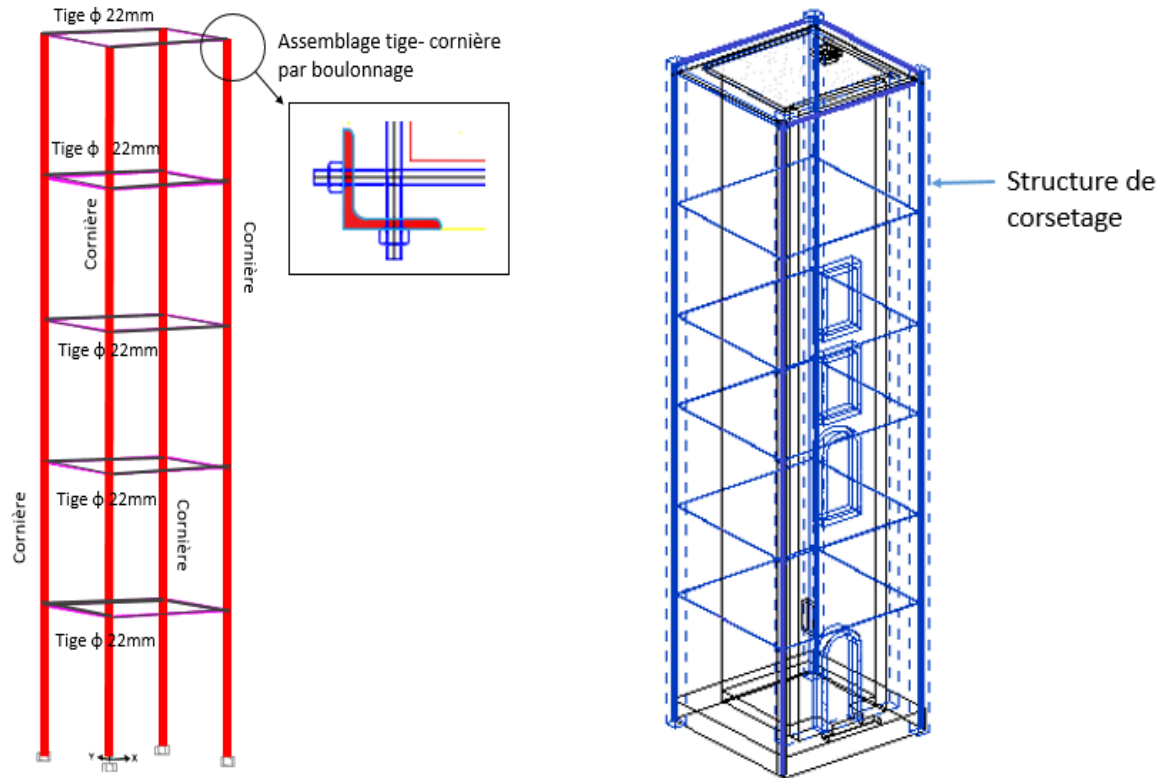
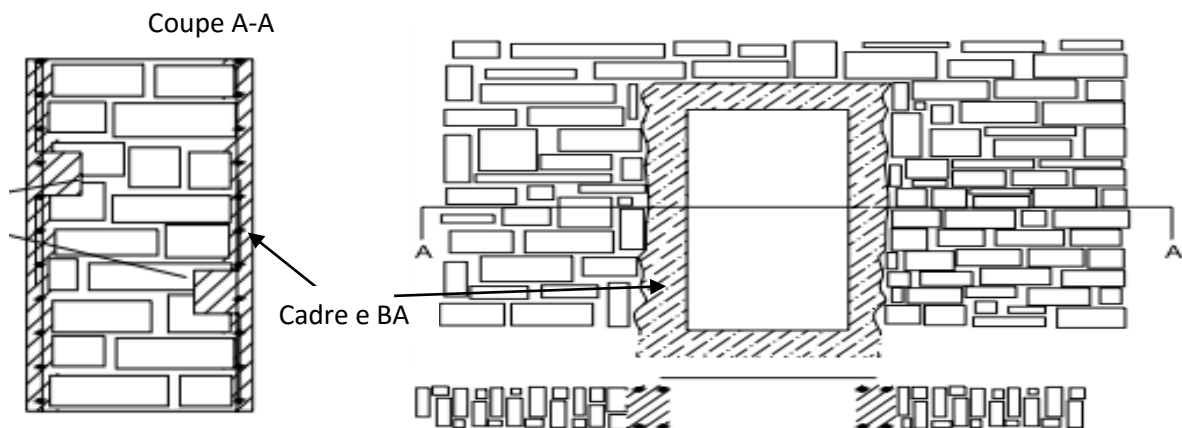


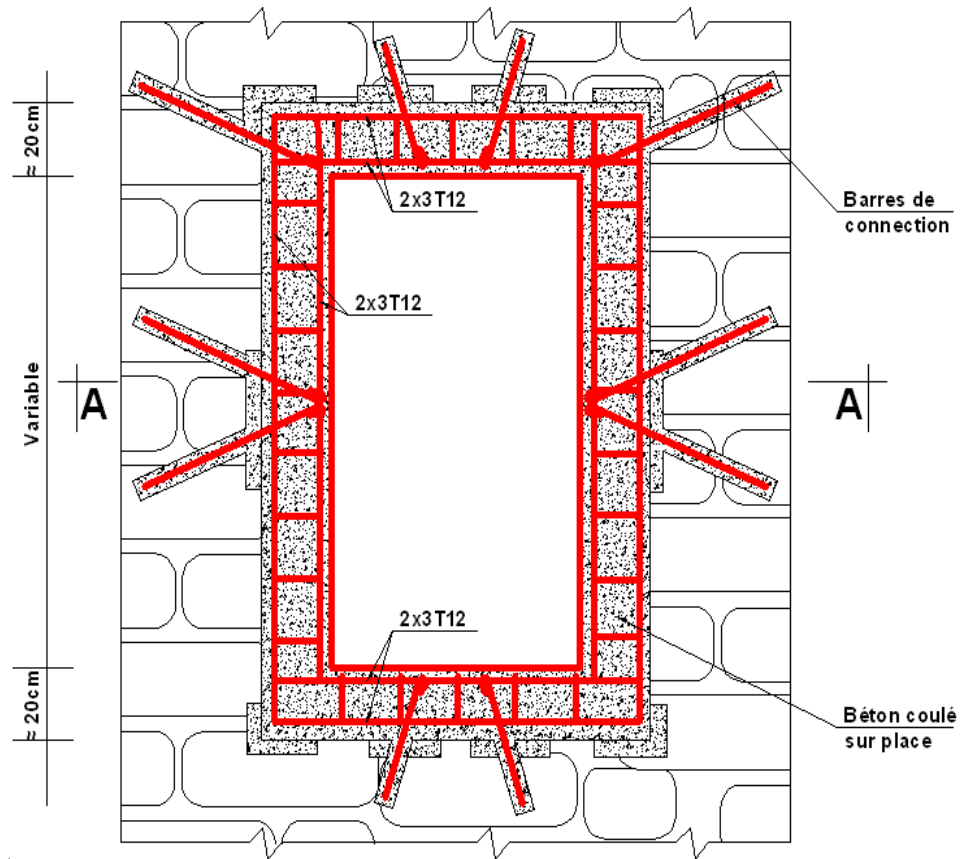
Figure 5.10 Vue en élévation du corsetage et détail d'assemblage.

3.2.3 Renforcement des linteaux :

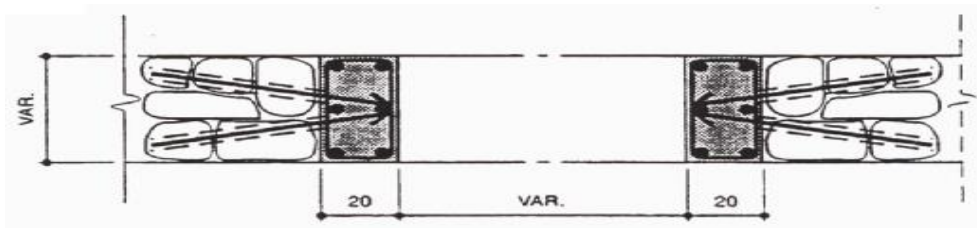
Selon l'analyse des contraintes tangentielles du modèle numérique, il est observé une concentration très importante des contraintes de cisaillement au niveau des ouvertures. Une solution de renforcement est envisageable afin d'absorber ces contraintes et de freiner la propagation des fissures sous l'effet de cisaillement. Il s'agit des cadres en béton armé ayant 20cm d'épaisseur ancrés dans le périmètre des ouvertures comme le montrent les figures suivantes :



a) Coffrage des cadres en BA au périmètre des ouvertures.



b) Vue de face montrant le coffrage, le ferrailage et l'ancrage.



a) Vue en coupe montrant les armatures transversales et l'ancrage dans les pierres.

Figure 5.11 Détail du renforcement des ouvertures par les cadres en BA.

4. Conclusion

Les efforts de traction produits lors de l'action sismique provoquent un état de dommage très avancé, surtout au niveau des angles où les murs orthogonaux se croisent, ce qui peut engendrer le détachement des murs dans la direction de l'action sismique, provoquant l'effondrement du minaret.

Une solution est donc proposée par la technique du corsetage afin de reprendre ces efforts de traction. Cette solution est largement répandue dans le domaine du renforcement des structures en maçonneries non armées et non chaînées.

Les tirants métalliques (corsetage) doivent être modélisés et sollicités par l'action du séisme dans la direction sismique en question. La section d'acier dimensionnée doit résister systématiquement à tous les efforts de traction ; elle subit des déformations résiduelles sans perte significative de la résistance.

Les tirants sont ancrés dans les murs avec une profondeur suffisante pour assurer leur bon fonctionnement à travers un dispositif d'ancrage qui permet leur réglage ultérieur de leur prise en charge proportionnelle aux effets de fluage et de relaxation. Le nombre et le diamètre des tirants sont dépendants, à savoir : on réduit le diamètre en augmentant le nombre ou bien l'inverse.

Nous avons proposé également à titre de protection des linteaux, un renfort par des cadres en béton armé disposés au périmètre des ouvertures afin de limiter la diffusion des fissures et la formation des ruptures sous les efforts tangentiels.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Conclusion générale et perspectives

L'étude de génie civil des édifices et monuments historiques exige une attention et une importance particulières, et cela au vu de la complexité dans l'identification et la détermination de leur système structurel, de leur forme géométrique, ainsi que de leurs matériaux constitutifs. La méconnaissance de ces caractéristiques nécessite généralement une investigation in-situ très avancée ainsi que des études d'engineering adéquates à ce genre d'ouvrages très vulnérables vis-à-vis des sollicitations dynamiques tels que les séismes, tout cela afin d'éviter leur endommagement et d'assurer leur conservation dans le patrimoine historique.

Les monuments historiques sont souvent construits en maçonnerie non armée et non chaînée. Ce matériau est hétérogène et anisotrope, chaque direction dans l'espace étant caractérisée par des propriétés physiques et mécaniques différentes. L'étude du comportement structurel dynamique d'un bâtiment en maçonnerie se fait en premier lieu par la reconnaissance des propriétés mécaniques et physiques de la maçonnerie, ainsi que par l'identification des paramètres dynamiques de la structure à travers l'élaboration des essais dynamiques telles que les vibrations ambiantes, afin de se rapprocher autant que possible du comportement réel de la structure étudiée. Car la réponse dynamique de ce type de structure est généralement plus complexe et difficile à étudier, notamment dans leur modélisation numérique par les éléments finis.

En terme de résistance, les structures en maçonnerie non armée et non chaînée sont connues par leur bonne résistance à la compression et par leur faiblesse en traction et en cisaillement, liée à l'impact des joints sur le comportement des éléments face aux efforts appliqués.

Ce mémoire vise à mettre en œuvre une approche globale basée sur les outils technologiques récents pour l'étude des monuments historiques vis-à-vis de l'action sismique en identifiant leur comportement dynamique, les dommages et les mécanismes de rupture ainsi que les solutions de renforcement appropriées.

Nous avons opté pour le cas du minaret de la Kalaa des Béni Hammad situé à M'sila et classé patrimoine mondial. L'étude consiste à évaluer l'état de la structure actuel et de proposer une solution de renforcement fiable, capable de protéger l'édifice, lors d'un séisme important dans la région, contre tout effondrement partiel ou total.

Cette étude a été d'abord entamée par l'identification de l'état des lieux du minaret, en utilisant un scanner 3D pour déterminer les caractéristiques géométriques correspondantes sous forme de nuages de points. Ces données ont été utilisées pour élaborer le modèle en

éléments finis validé par la suite par les essais de vibrations ambiantes à travers la corrélation des FRF en s'assurant de la correspondance des résultats analytiques et dynamiques, ce qui nous a permis également d'identifier et de valider le type du matériau utilisé en le comparant à ce qui est proposé en bibliographie.

Une fois le modèle numérique validé, il a été utilisé pour le calcul sismique par une analyse dynamique temporelle, en utilisant un ensemble d'accélérogrammes artificiels et naturels afin d'évaluer la réponse moyenne de la structure et les contraintes correspondantes. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux de l'analyse modale spectrale.

L'évaluation des contraintes de traction et de cisaillement nous a permis d'identifier les zones critiques ainsi que les mécanismes de rupture probables.

Nous avons proposé à titre de protection de l'ouvrage, une solution de renforcement contre les efforts de traction avec un système de corsetage constitué de tirants métalliques connectés aux cornières. Nous avons également proposé une solution de renforcement des linteaux par des cadres en béton armé capables de résister aux contraintes de cisaillement.

Bien que ce travail de mémoire ait été achevé à travers cette étude avec les différentes méthodes et approches adoptées, il serait intéressant de le compléter au futur en apportant plus de détails et d'améliorations sur le comportement complexe de ce genre de structure afin de se rapprocher autant que possible du cas réel.

Cependant, nous formulons en ce qui suit quelques recommandations afin qu'elles soient prises en charge dans des études et des recherches futures :

- Réaliser des essais expérimentaux sur l'échantillon du matériau en question afin d'avoir les caractéristiques réelles de la maçonnerie.
- Élaborer un modèle numérique en se basant sur la maquette numérique 3D et ce en utilisant les formats d'échange des données tel que le format IFC.
- Faire un calcul sismique par les méthodes non-linéaires afin de se rapprocher du comportement plus réaliste de la structure et de prendre en compte l'effet de la non linéarité telle que la variation de rigidité et d'amortissement.
- D'autres solutions de renforcement peuvent être investies, tout en gardant l'aspect architectural ainsi que l'état d'origine de la structure.

Références bibliographiques

- [1] Site de Ministère de la culture française : Les monument historiques, consulté sur : <http://www.culture.gouv.fr/Thematiques/Monuments-historiques-Sites-patrimoniaux-remarquables/Presentation/Monuments-historiques>
- [2] Site de Ministère de la culture algérienne: Liste, sites et monuments classés en Algérie : <https://www.m-culture.gov.dz/mc2/fr/sitesetmonuments.php>
- [3] F. Magnen : Proposition de méthodologie pour la conservation des murs anciens en maçonnerie de pierre. Mémoire. CNAM PARIS.2013.
- [4] Le Service de l'urbanisme en collaboration avec le Service des communications : Guide technique de la maçonnerie.
- [5] C. Limoge : Méthode de diagnostic à grande échelle de la vulnérabilité sismique des monuments historiques : Chapelles et églises baroques des hautes vallées de Savoie. Thèse de doctorat, université de Paris-Saclay.2016.
- [6] M. Bisoffi-Sauve : Étude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints Thèse de doctorat de l'université de Boudreau. Avril 2016.
- [7] UNTEC, CTMNC : le guide pratique de la pierre naturelle.
- [8] CAUE : La Fiche technique 2, Les techniques constructives traditionnelles.
- [9] M.M. Sorour, G.A. Parsekian, D. Duchesne, J. Paquette, A. Mufti, L. Jaeger, et Shrive : Evaluation of Young's modulus for stone masonry under compression, The 11th Canadian symposium, Toronto Ontario, Mai 31 au 3 Juin 2009.
- [10] Combien ça porte ? Comprendre la structure des monuments anciens : Plateforme électronique, calcaires poids et résistance, consulté sur le lien suivant : <http://combiencaporte.blogspot.com/2013/01/calcaires-poids-et-resistance.html>
- [11] Hakan Başaran, Ali Demir, Emre Ercan, Halil Nohutçu, Emin Hökelekli and Celalettin Kozanoğlu : Investigation of seismic safety of a masonry minaret using its dynamic characteristics, Department of Civil Engineering, Celal Bayar University, Manisa, Turkey, Department of Civil Engineering, Ege University, İzmir, Turkey, Bolvadin Vocational School, Afyon Kocatepe University, Afyon, Turkey, (Received May 29, 2015, Revised November 17, 2015, Accepted November 18, 2015), download from research gate.
- [12] V. Davidovicki, D. Corvez, A. Capra, S. Gavamian, V. Le Corvec et C. Saint jean : Pratique du calcul sismique, guide de l'application de l'Eurocode8, ISBN Afnor : 978-2-12-465401-7, ISBN Eyrolles : 978-2-212-13582-42013.

- [13] Papa et G. D. Pasquale : Manuale per la compilazione della scheda per il rilievo del danno ai beni culturali, chiese, 2013. (acura di).
- [14] Carocci : Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic area. In III International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions - SAHC03, p. 145–165, Guimarães, Portugal, 7-9 November 2001.
- [15] M. Tomašević : Earthquake-resistant design of masonry buildings. 1999.
- [16] V. Davidovici : La construction en zone sismique, moniteur référence technique, publié par le moniteur, 1990.
- [17] Vintzileou et T. P. Tassios : Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts. *Journal of Structural Engineering*, 121(5):848–856, 1995b.
- [18] E. Toumbakari et D. van Gemert : Lime pozzolan cement injection grouts for the repair and strengthening of three leaf masonry structures. In 4th International conference on the conservation of monuments in the Mediterranean Basin, p. 385–394, Rhodes, Greece, 1997.
- [19] Binda, G. Cardani, A. Saisi et M. Valluzzi : Vulnerability analysis of the historical buildings in seismic area by a multilevel approach. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 7(4):343–357, 2006.
- [20] Modena, M. R. Valluzzi, F. da Porto et F. Casarin : Structural aspects of the conservation of historic masonry constructions in seismic areas: remedial measures and emergency actions. *IJCH International Journal of Architectural Heritage*, 5 (Special Issue) :539–558, 4-5 July 2011.
- [21] K. Roumane-Amri, A. Ayadi, A. Derradji Et F. Chemrik : Effets des séismes sur les sites et monuments archéologiques, Cas des sites antiques de Tipasa, Institut d'Archéologie - Sidi Bennour nouvelle ville Sidi Abdallah- Zéralda-Alger, Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique – CRAAG d'Alger.
- [22] Méthode de RehabiMed : Guide pratique de réhabilitation des bâtiments
ISBN : 84-87104-73-8 DL : B33976, Chapitre 8, page 297~306.
- [23] Loi monument historique : Réhabilitation ou restauration d'un monument historique publié le 12 mars 2015. Lien de publication : <https://www.defiscalisation-monuments-historiques.info/rehabilitation-ou-restauration-d-un-monument-historique-379.php>
- [24] S. Boutemedjet : Politiques de conservation du patrimoine archéologique cas du site archéologique de Madaure. Mémoire de Magistère. Université de Badji Mokhtar Annaba.2010/2011.
- [25] SOLTECHNIC groupe. Suivant ce lien :
<http://www.soltechnic.com/nous-connaître/54-presentation.html>

- [26] Shrestha, S. Pradhan et R. Guragain : Experiences on retrofitting of low strength masonry buildings by different retrofitting techniques in nepal. In 15th World Conference of Earthquak Engineering, Lisbon, 2012.
- [27] Penazzi, M.-R. Valluzzi, A, Saisi, L. Binda et C. Modena : Repair and strengthening of historic masonry buildings in seismic areas. In International congress, more than two thousand years in the history of architecture safeguarding the structure of our architectural heritage, p.1–6, Bethlehem, Palestine, 2001.
- [28] L. De Beylié : La Kalaa des Béni-Hammad, une capitale de Berbère de l’Afrique du Nord au XIe siècle Chapitre 3, éditeur E. LE ROUX, Paris 1909,
- [29] Algérie terre : Le Patrimoine Mondial Classé à l’UNESCO, consulté sur : <file:///D:/PFE%202019/MON%20PFE%202019/sites-classes-au-patrimoine-mondial.html>
- [30] Qantara : Patrimoine méditerranéen, consulté sur : https://www.qantara-med.org/public/show_document.php?do_id=457
- [31] YouTube. (30 Mai 2011) : Kalâa Béni Hammad et Kalâa Beni Abbes. [Vidéo file]. Retrouvée sur le site suivant : <https://fr.wikihow.com/r%C3%A9f%C3%A9rencer-une-vid%C3%A9o-Youtube#/Image:Cite-a-YouTube-Video-Step-3-Version-2.jpg>
- [32] Librairie du moniteur.com : Livre de Châteaux Forts Du Moyen Age les Savoirs Du Bâtitseur, page 15, Consulté en ligne sur le lien suivant : https://www.librairiedumoniteur.com/chateaux-forts-du-moyen-age-savoirs-du-batisseur,fr,4,9782864040804.cfm?fbclid=IwAR1K6fmLPeLbgL6A3zZHu3c_qAk4h1i1POSIpT2z7bkFSSiY_gE0QgFd3zg
- [33] ENSAGE 2012 : Quelques précisions sur les arcs et les voûtes, Dessin d’observation : Y. Brès.
- [34] A. Heinz : Rapport technique de la restauration de la Kalâa des Bani Hammad, N° de série : FMR/CC/OPS176/142, UNESCO, Paris, 1976.
- [35] M. Roumain De La Touche : L’intégration du scanner 3D dans le processus BIM (Réhabilitation), Mémoire présenté en vue d’obtention le diplôme d’ingénieur CNAM, école supérieure des géomètres et topographes. Soutenu le Juillet.2014.
- [36] L. Gendre : Quelques types d’éléments finis, École normale supérieure de paris-saclay.11.01.2013 Ressource publiée sur EDUSCOL-STI : <http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay>
- [37] SAP2000 V20.2.0: HELP: Sign conventions
- [38] C. Michel : Vulnérabilité Sismique de l’échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ - Application à Grenoble, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble I, soutenu le 22 octobre 2007.

- [39] Yu Hong a, b, Xi Liu b, Xinjun Dong b, Yang Wang* b, Qianhui Pu: Experimental model updating using frequency response functions, a. School of Civil Eng., Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China.
b. School of Civil and Environmental Eng., Georgia Inst. of Technology, Atlanta, GA 30332, USA,2016.
- [40] Base de donnée CRAAG : centre de recherche en astronomie astrophysique et géophysique, d'Alger, site de consultation : https://www.craag.dz/r_sismologique.php
- [41] NF EN 1998-1 : partie 1. Page 37. Septembre 2005.

Annexes

Annexe A :

Calcul modal et validation du modèle en éléments finis par les essais de vibrations ambiantes :

A-1) Spectre de Fourier (fréquence-amplitude) correspondant aux mesures de la station7 (H=8.1m) :

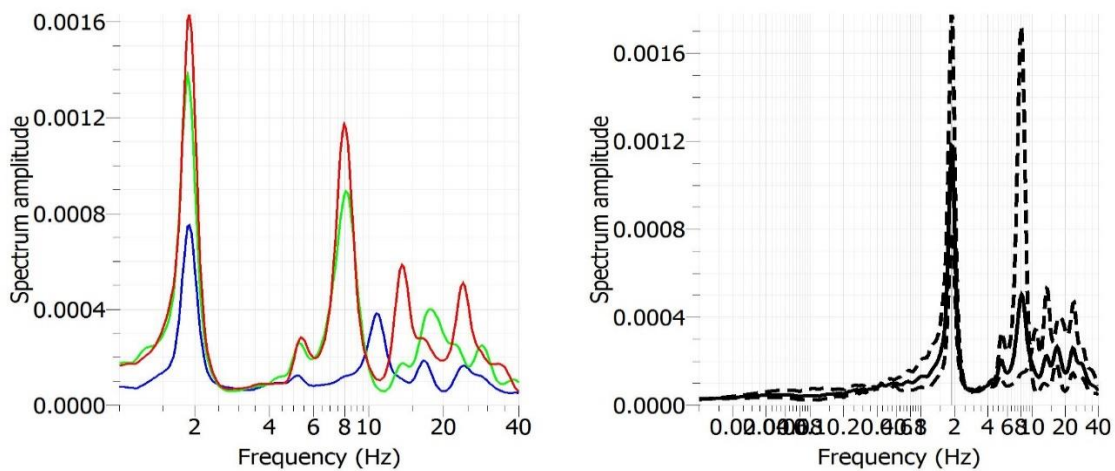


Figure A-2 Spectre de fréquences amplitude correspondant aux mesures de la station7 (H=8.1m).

A-2) Corrélation des FRF : Cas d'amortissement égale à 1% en 1^{er} mode et à 5% en 2^{ème} mode :

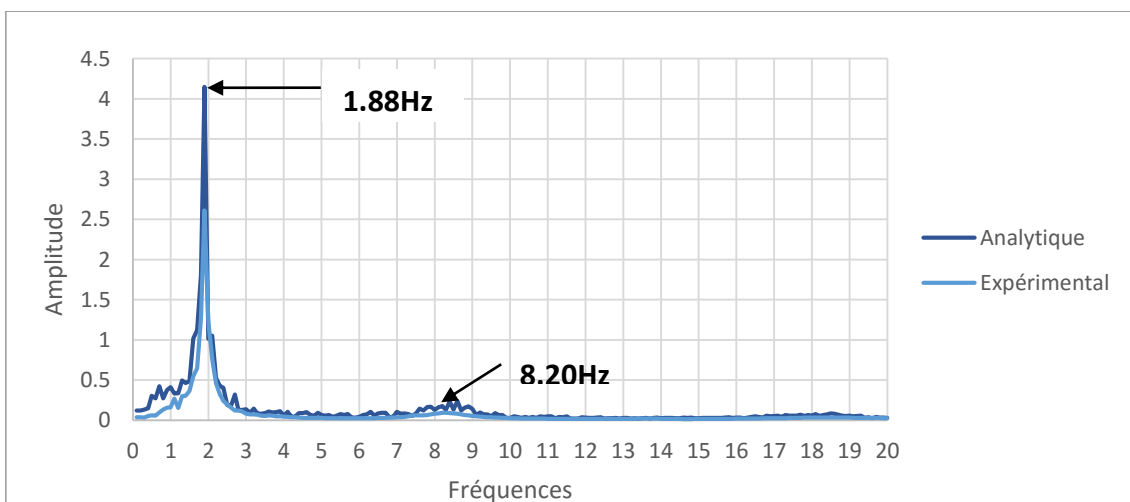


Figure A-2 Corrélation et correspondance des spectres analytique et expérimental.

$$FDAC(\omega_A, \omega_j) = \frac{(\{HA(\omega_A)\}^t j * \{HX(\omega_x)\})^2}{(HA\{(\omega_A)\}^t j * \{Hx(\omega_A)\}j) * (HX\{(\omega_x)\}^t j * Hx\{(\omega_x)\}j)} = 0.956$$

$$\epsilon_{Hij} = \frac{\sum |(HA)_{ij} - (Hx)_{ij}|}{\sum |(HA)_{ij}|} * 100 = 25.11\%$$

A-3) Corrélation des FRF : Cas d'amortissement égale à 2% en 1^{er} mode et à 6 % en 2^{ème} mode :

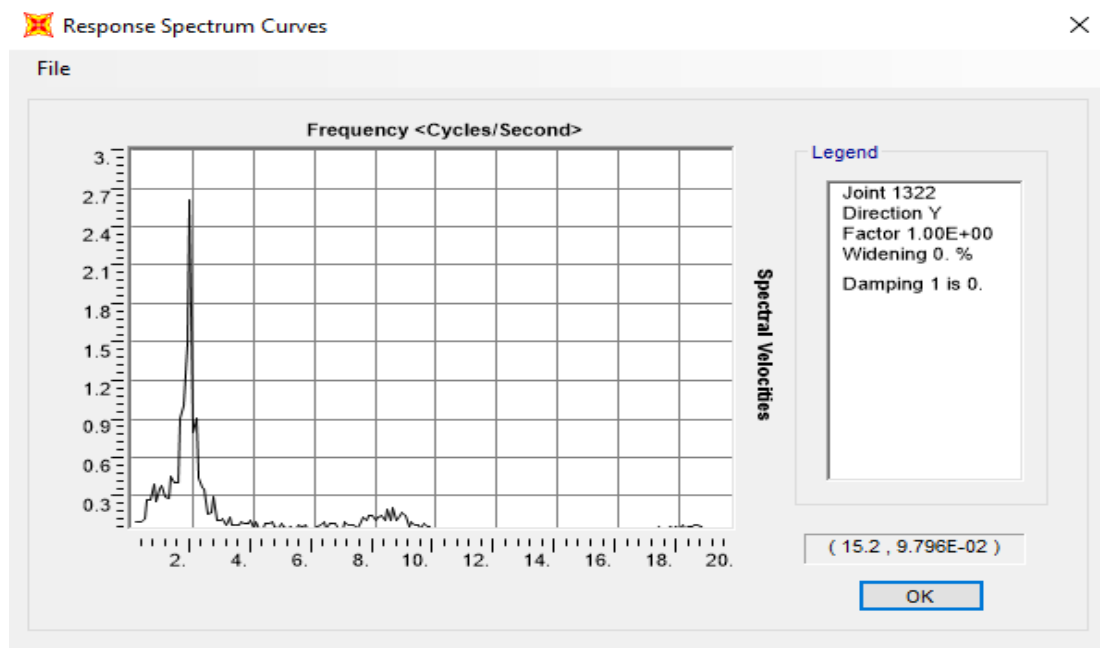


Figure A-3 Spectre expérimental fourni par le logiciel SAP2000, cas d'amortissement égale à 2% en 1^{er} mode et à 6% en 2^{ème} mode.

FDAC= 0.93

ϵ_{Hij} =50%

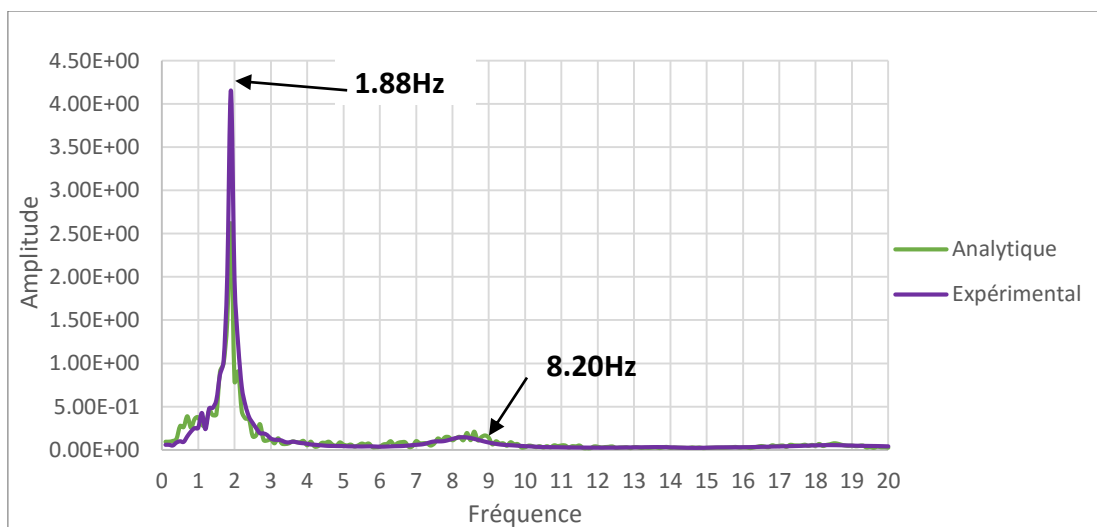


Figure A-4 Corrélation et correspondance des spectres analytique et expérimental.

A-4) Corrélation des FRF : Cas d'amortissement égale à 1% en 1^{er} mode et à 8% en 2^{ème} mode :

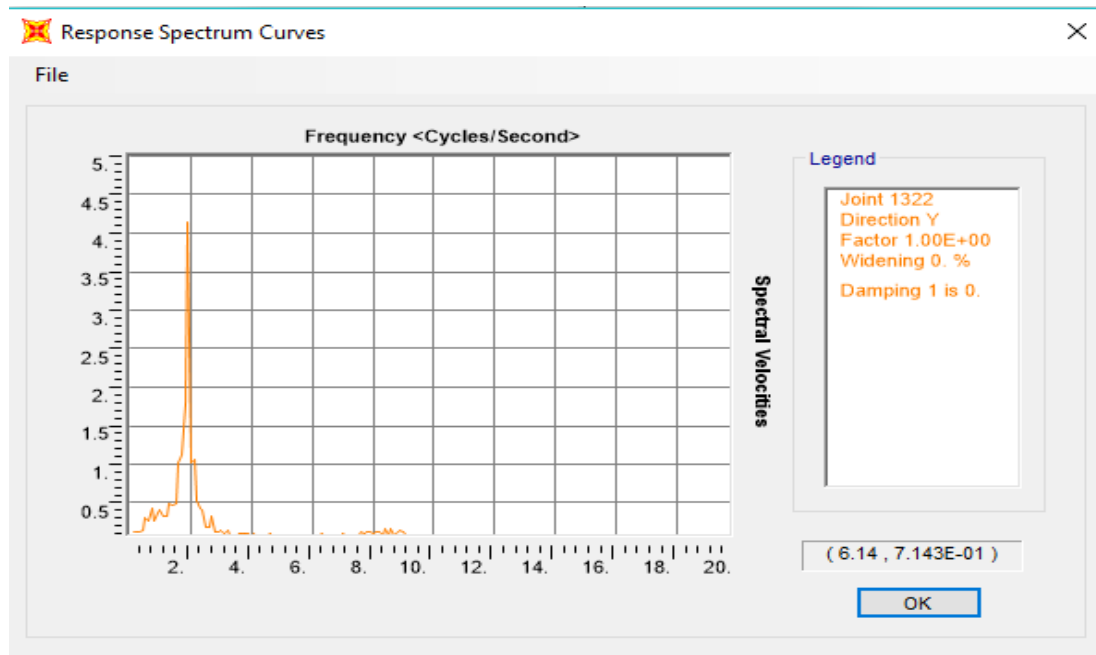


Figure A-5 Spectre expérimental fourni par le logiciel SAP2000, cas d'amortissement égale à 2% en 1^{er} mode et à 8% en 2^{ème} mode.

FDAC= 0.95

ϵ_{Hij} =23.83%

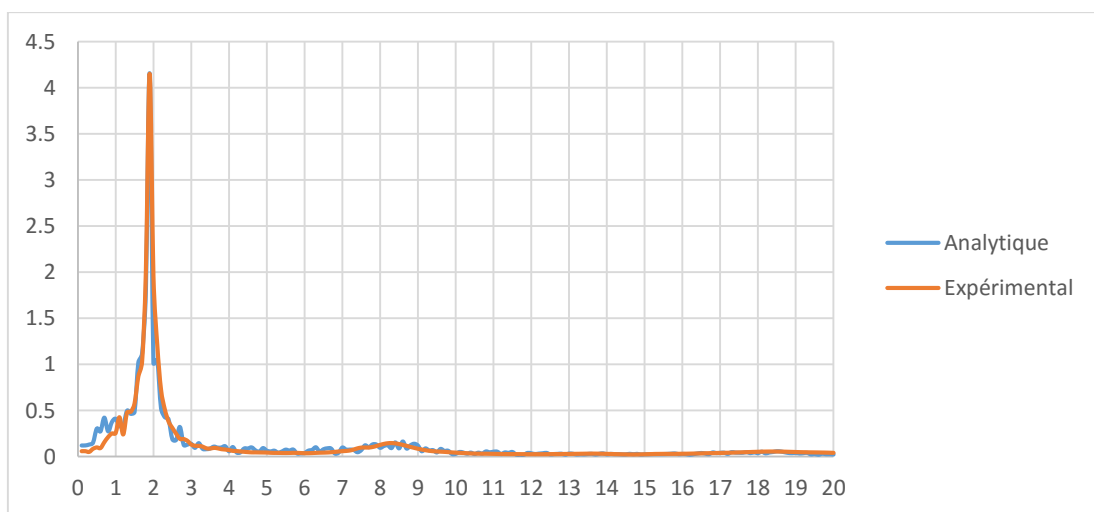


Figure A-6 Corrélation et correspondance des spectres analytiques et expérimental.

A-5) Résultats dynamiques du modèle du minaret après la mise à jour de son module d'élasticité :

Tableau 1. Résultats dynamiques du modèle du minaret après le calage

Mode	Période (s)	Fréquence (Hz)	Ux (%)	Uy (%)	SumUx (%)	SumUy (%)
1	0.530	1.887	0.52	63.26	0.53	63.26
2	0.527	1.899	64.10	0.52	64.63	63.78
3	0.159	6.276	0.05	0	64.68	63.78
4	0.121	8.236	21.90	0.02	86.58	63.80
5	0.117	8.557	0.02	21.50	86.60	85.31
6	0.088	11.425	0	0.02	86.60	85.33
7	0.062	16.178	3.69	0	90.29	85.33
8	0.055	18.343	0	5.87	90.29	91.20
9	0.053	19.039	1.94	0	92.23	91.20
10	0.043	23.441	0.20	0.02	92.43	91.22

A-6) Déformée modale après le calage du modèle :

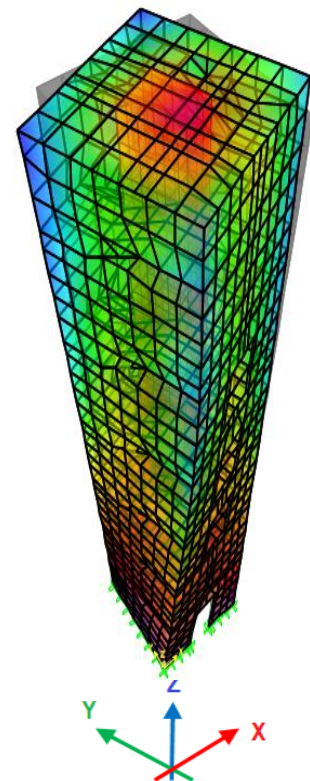
Mode 1-Translation
suivant x



Mode 2- Translation
suivant y



Mode 3- Rotation



Mode 4- translation suivant x

Mode 5- translation suivant y

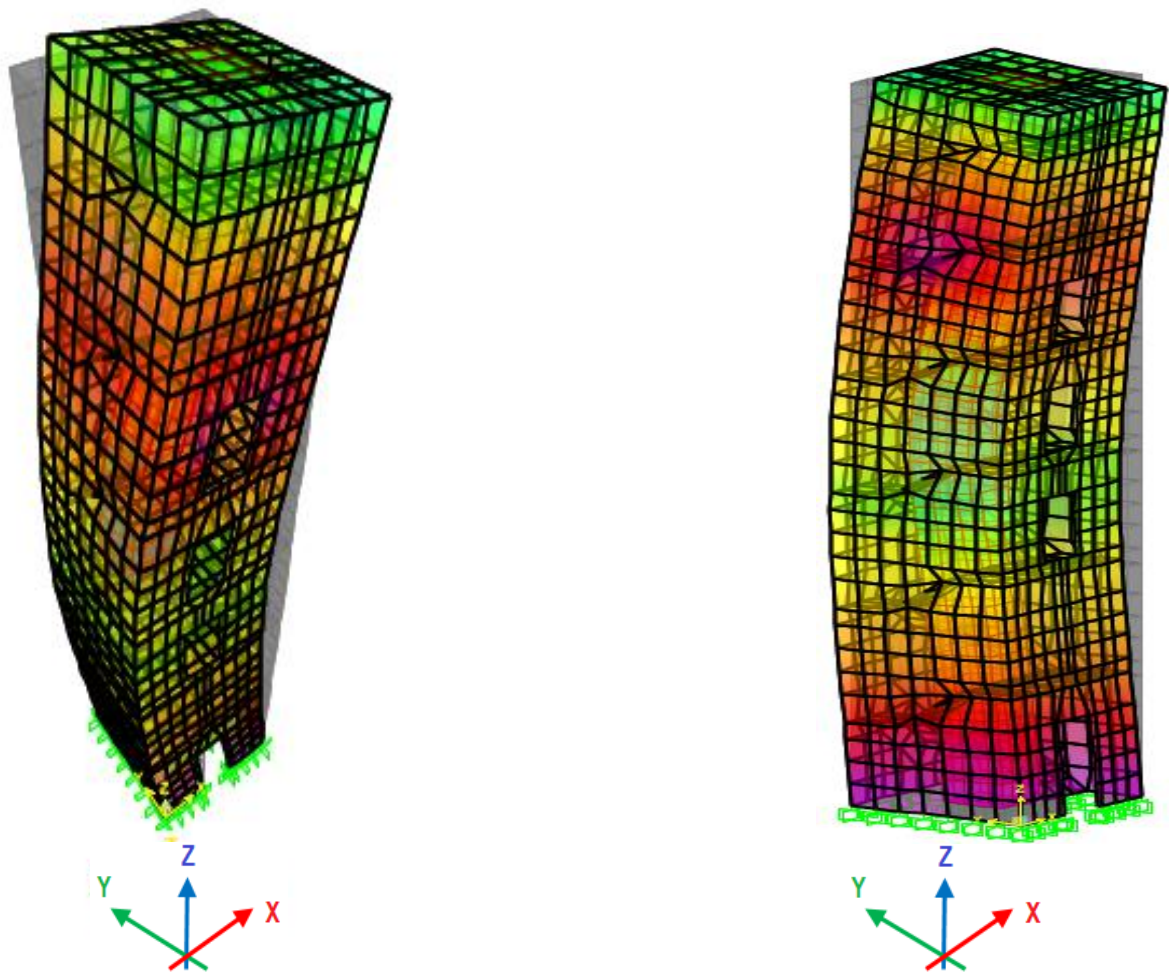


Figure A-7 Déformée modale du minaret après le calage.

Annexe B :

Analyse dynamique temporelle :

B-1) Génération du spectre calculé à travers six accélérogrammes de sorte qu'il soit compatible avec le spectre de réponse élastique d'RPA avec 5% d'amortissement :

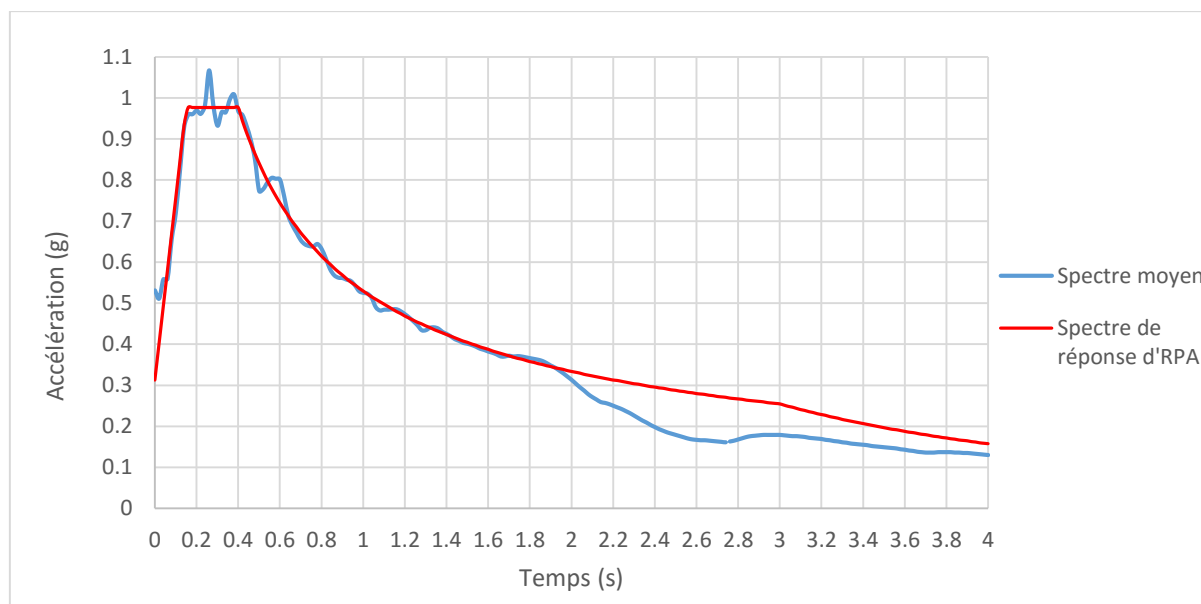


Figure B-1 Génération du spectre moyen compatible avec le spectre d'RPA du site (Matching Spectrum).

B-2) Calcul des déplacements à partir de spectre moyen calculé de tous les accélérogrammes :

Tableau 2. Variation de déplacements en fonction de la hauteur

Hauteur (m)	Déplacement (cm)
25	8.253088
23.4	7.59031
19.8	6.069789
15.9	4.425052
12	2.876938
8.1	1.544424
4.2	0.547583
0	0

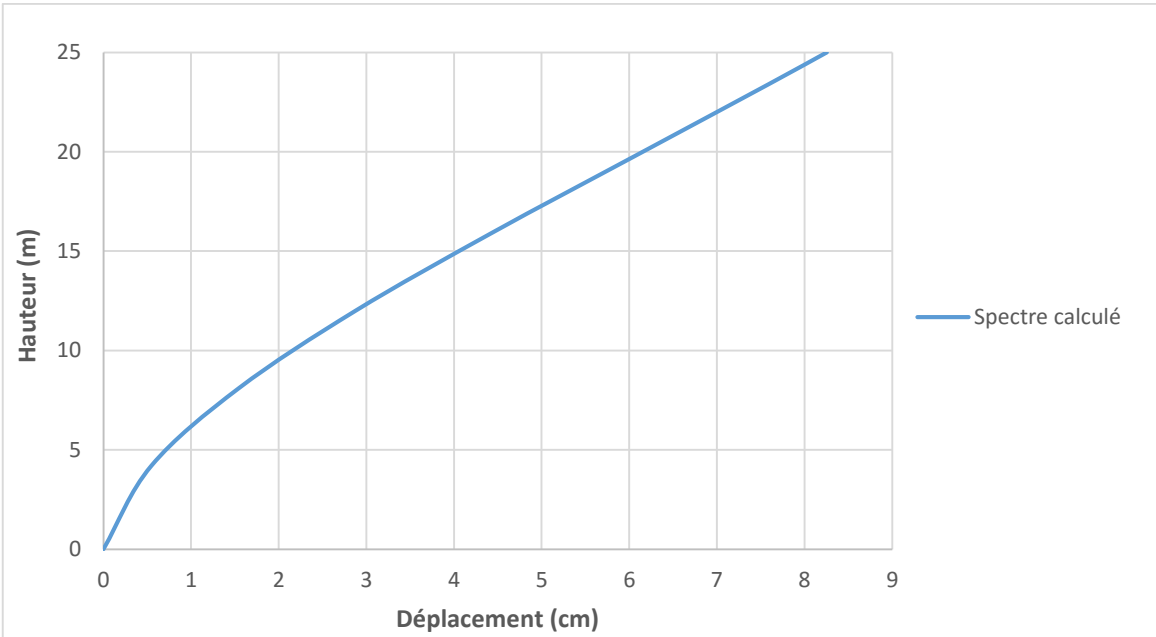


Figure B-2 Variation de déplacement ; cas de spectre calculé.