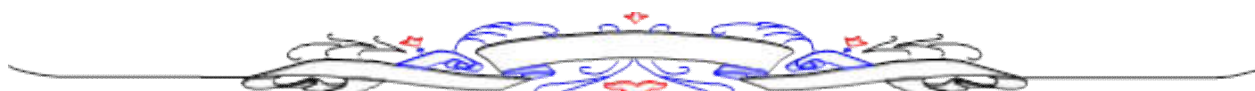


N° D'ORDRE : D-SCIENCE...../2022

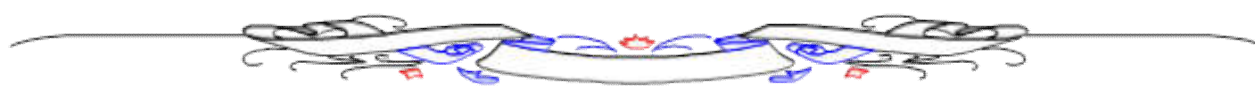
THESE

Pour l'obtention du diplôme de
DOCTORAT EN SCIENCES
EN GENIE CIVIL

Présenté par :
ZELMAT Yassine



Vulnérabilité et réhabilitation sismique des anciennes mosquées de la vieille ville du Ténès à Chlef



Soutenue le 06/07/2022, devant le jury composé de :

Président	BENANANE Abdelkader	Professeur U-Mostaganem
Examineur	DJEDID Abdelkader	Professeur U- Tlemcen
Examineur	BRANCI Taïeb	Professeur U-Chlef
Directeur de thèse	BOURDIM Sidi. Mohammed El-Amine	M C A U-Mostaganem
Co-directeur de thèse	VARUM Humberto	Professeur U-Porto
Invité	RODRIGUES Hugo	Asso-Prof U-Aveiro

A ma famille

A tous mes amis

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le Clément et le Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier Monsieur BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine, Directeur de cette thèse, de m'avoir accueilli, encadré tout au long de ce parcours. J'ai beaucoup apprécié son soutien et sa rigueur scientifique durant l'encadrement.

Je voudrais exprimer mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur Humberto VARUM pour l'honneur de Co-directeur cette thèse, en plus des orientations et des conseils qu'il m'a prodigués tout au long de la période de recherche.

Je tiens à remercier le Professeur BENANANE Abdelkader d'avoir accepté la présidence du jury.

Mes remerciements s'adressent aussi aux Professeur DJEDID Abdelkader et Professeur BRANCI Taieb de l'honneur qu'ils ont fait en acceptant d'examiner ce travail.

Mes remerciements s'adressent aux membres du Laboratoire L M P C pour leurs aides et soutiens.

Enfin, je remercie chaleureusement ma Mère, mon Père et ma femme pour leurs sollicitudes, soutien et la confiance qu'ils m'ont donné au cours de ces longues années. Un grand merci à toute ma famille.

Je voudrais ici exprimer ma reconnaissance envers les personnes qui m'ont aidé et soutenu durant la période de la réalisation de ce mémoire. Avec l'expression de ma profonde gratitude. Je tiens à remercier pour cela les collègues et les amis croisés au cours de ces années ; je m'excuse de ne pouvoir les citer tous ici.

Résumé

Le patrimoine immobilier des anciens édifices en maçonnerie ne cesse d'être réhabilité, avec les matériaux de construction qui font une meilleure amélioration pour avoir une meilleure durée de vie particulièrement en zones sismiques. Cette thèse est essentiellement structurée en deux parties principales. La première présente quelques notions essentielles sur le risque sismique et sur la vulnérabilité des structures. Ensuite les approches proposées par les différents auteurs ont été décrites, et il a été possible de regrouper de manière rationnelle, les différentes méthodes existantes pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures, à travers des caractéristiques communes mises en évidence par celles-ci. Pour le cas concret des anciens édifices en maçonnerie, en sélectionnant l'approche considérée comme la plus appropriée pour le groupe et ayant choisi une approche analytique, la performance sismique des mosquées de la vieille ville de Ténès a été évaluée. L'étude a été réalisée par la méthode GNTD II. Après avoir analysé les caractéristiques des édifices et évalué leurs comportements sismique, les courbes de capacité et de fragilité ont été réalisées selon les répartitions dommages.

Dans la deuxième partie, la confection d'une brique d'argile rouge à base d'ajout de sable introduit dans le procédé de fabrication de la brique sous différentes granulométries et dosages dans le but de déterminer son comportement sous l'effet de la pression du moulage, la température de cuisson, la teneur en eau de façonnage, la masse volumique apparente et réelle, la porosité, la résistance mécanique à la compression et à la flexion. Les résultats obtenus montrent que les valeurs optimales de granulométrie et de dosage sont respectivement 0,1mm de diamètre (sable fin) et 4% de son poids de la matière première argile-Kaolinite. Par rapport aux normes internationales, la résistance à la compression d'une brique rouge pleine et sans ajouts est de 150 kgf/cm² (produit control). La résistance mécanique du produit obtenu par ajout de sable enregistre une augmentation de 19%, ce qui permet non seulement d'améliorer la qualité de résistance de la brique mais aussi de valoriser le sable par recyclage sans recours à l'opération de broyage de chamotte qui est moins économique mais juste un calibrage de quantité de sable.

Mots-clés: vulnérabilité sismique, courbes de fragilité, courbes de capacité, édifices en maçonnerie, kaolinite, brique, sable, patrimoine immobilier, rénovation, réhabilitation.

المخلص

تستمر عملية إعادة تأهيل التراث العقاري القديم، بمواد بناء تعمل على تحسين أفضل للمباني للحصول على عمر أفضل، لا سيما في المناطق الزلزالية. تنقسم هذه الأطروحة أساساً من جزأين رئيسيين. يقدم الجزء الأول بعض المفاهيم الأساسية حول مخاطر الزلازل وهشاشة الهياكل. ثم يتم وصف الأساليب لتقييم الضعف الزلزالي للهياكل التي اقترحها المؤلفون، وحيث تمكنا من تجميع الأساليب المختلفة معاً بشكل عقلائي، من خلال الخصائص المشتركة بينها. بالنسبة للحالة المدروسة للمباني القديمة، تم تقييم الأداء الزلزالي لمساجد مدينة تنس القديمة من خلال اختيار النهج الذي يعتبر الأنسب للمجموعة. تم إجراء الدراسة بواسطة طريقة GNTD II. بعد تحليل خصائص المباني وتقييم سلوكها الزلزالي، تم رسم منحنيات السعة والهشاشة وفقاً لتوزيعات الأضرار.

في الجزء الثاني، يتم صنع الطوب الطيني الأحمر بناءً على إضافة الرمل الذي يتم إدخاله في عملية تصنيع الطوب بأحجام وجرعات مختلفة من الحبوب من أجل تحديد سلوكها تحت تأثير الضغط. الكثافة الظاهرية والحقيقية، المسامية، المقاومة الميكانيكية للضغط والانحناء. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن القيم المثلى لقياس الحبيبات والجرعة هي على التوالي 0.1 مم في القطر (الرمل الناعم) و4٪ من وزنها من المادة الخام الطينية الكاولينية. بالمقارنة مع المعايير الدولية، فإن قوة الضغط للقرميد الأحمر الصلب بدون إضافات هي 150 كجم / سم² (منتج التحكم). تم الحصول على المقاومة الميكانيكية للمنتج عن طريق إضافة مسجلات الرمل بنسبة 19٪، وهو ما لا يحسن فقط من جودة مقاومة الطوب ولكن أيضاً لتأمين الرمل عن طريق إعادة التدوير.

الكلمات المفتاحية: الضعف الزلزالي، منحنيات الهشاشة، منحنيات السعة، مباني البناء،

الكاولين، الطوب، الرمل، التراث العقاري، التجديد، إعادة التأهيل

Abstract

The real estate heritage of old masonry buildings continues to be rehabilitated, with building materials that make a better improvement to have a better lifespan, particularly in seismic zones. This thesis is essentially structured in two main parts. The first presents some essential notions on seismic risk and on the vulnerability of structures. Then the approaches proposed by the different authors were described, and it was possible to rationally group together the different existing methods to assess the seismic vulnerability of structures, through common characteristics highlighted by them. For the concrete case of the old masonry buildings, by selecting the approach considered to be the most appropriate for the group and having chosen an analytical approach, the seismic performance of the mosques of the old town of Ténès was evaluated. The study was carried out by the GNTD II method. After analyzing the characteristics of the buildings and evaluating their seismic behavior, the capacity and fragility curves were produced according to the damage distributions.

In the second part, the making of a red clay brick based on the addition of sand introduced into the brick manufacturing process in different grain sizes and dosages in order to determine its behavior under the effect of pressure. molding, firing temperature, shaping water content, apparent and real density, porosity, mechanical resistance to compression and bending. The results obtained show that the optimal values of granulometry and dosage are respectively 0.1 mm in diameter (fine sand) and 4% of its weight of the clay-Kaolinite raw material. Compared to international standards, the compressive strength of a solid red brick without additions is 150 kgf/cm² (control product). The mechanical resistance of the product obtained by adding sand registers an increase of 19%, which not only improves the quality of resistance of the brick but also to valorize the sand by recycling without resorting to the grinding operation of fireclay. Which is less economical but just a sand quantity calibration.

Keywords: seismic vulnerability, fragility curves, capacity curves, masonry buildings, kaolinite, brick, sand, real estate heritage, renovation, rehabilitation.

SOMMAIRE

RESUME	i
SOMMAIRE	v
LISTE DES FIGURES	vii
LISTE DES TABLEAUX	x
SYMBOLE ET ABREVIATION	xi
Introduction Générale	1
1. Problématique	2
2. Objectifs	5
3. Structure de la thèse	6
CHAPITRE 1 - Modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique	7
1. Notion du risque sismique	8
1.1. Risque sismique	9
1.2. Vulnérabilité	10
1.3. Exposition	11
2. Mesures d'atténuation des risques sismiques	11
3. Modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique	12
3.1. Différentes approches	12
3.2. Méthodes empiriques	15
3.3. Matrices de probabilité de dommages	16
3.4. Méthode de l'indice de vulnérabilité	21
3.5. Autres méthodes empiriques	27
3.6. Méthodes analytiques	28
3.7. Courbes de fragilité	29
CHAPITRE 2 - Evaluation de la vulnérabilité sismique cas d'étude	35
1. Introduction	36
2. Méthodologie simplifiée proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité	38
3. Présentation de la ville du Ténès	39
4. Les mosquées des la vieille ville du Ténès	41
4.1. La Mosquée de Sidi Maiza	42
4.3. Transformation de la mosquée Sidi Maiza	45
4.2.1. La mosquée avant 1954	45
4.2.2. La mosquée après 1954	46
4.2.3. L'enveloppe extérieure de la mosquée	47
4.3. La Mosquée de Lalla Aziza	49

4.4. La Mosquée de Sidi Bel Abbas	51
5. L'approche GNDT II et methode macroseismique	53
6. La vulnérabilité des mosquées	54
6.1. Évaluation de la vulnérabilité sismique	54
6.2. Analyse des paramètres évalués pour l'indice de vulnérabilité calculé	55
6.3. Courbes de vulnérabilité	56
6.4. Répartition des dommages physiques et scénario	58
6.5. Estimation des effondrements et des structures inutilisables	60
7. Comparaison de la vulnérabilité et des pertes sismiques : état d'origine et rénove	61
7.1. Propositions d'interventions de réparation et de renforcement	61
7.2. Résultats des actions de rénovation proposées dans l'évaluation de la vulnérabilité et l'estimation des pertes	64
8. Conclusions	66
CHAPITRE 3 - Les Caracteristiques du Materiau à proposer pour la réhabilitation	68
1. Introduction	69
2. Aperçu historique sur les briques d'argile rouge	69
3. Processus de fabrication de la brique d'argile rouge	71
3.1. Extraction de la matière première	71
3.2. Préparation de la matière première	71
3.3. Conformation	72
3.4. Séchage	73
3.5. Cuisson	73
3.6. Emballage	74
3.7. Autres caractéristiques	74
4. Les produits brique en terre cuite	76
4.1. Brique perforé	76
4.2. Briques creuses	76
4.3. Brique silico-calcaire	76
5. Classification générale des murs	77
6. Pathologie dans les murs en maçonnerie de brique	79
6.1. Phénomènes de Fissuration	79
6.2. Déformabilité du support mural	80
7. Conclusions	81

CHAPITRE 4 - Essais sur la brique utilisée, resultats et interpretations.	82
1. Introduction.	83
2. Matériaux utilisés	83
2.1. L'argile	83
2.2. Caractéristiques des matériaux	84
2.2.1. <i>Composition granulaire</i>	84
2.2.2. <i>La masse volumique</i>	85
2.2.3. <i>Classification géotechnique</i>	85
2.2.4. <i>Limites d'Atterberg</i>	86
2.2.5. <i>Densités et porosité</i>	87
2.2.6. <i>Absorption totale</i>	88
2.2.7. <i>Analyse chimique et minéralogique</i>	88
2.2.8. <i>Analyse physico-chimique</i>	89
2.2.8.1 <i>Mesure de pH</i>	89
2.2.8.2 <i>Essai au bleu de méthylène dit essai à la tache (ANF P 18 -592)</i>	90
2.3. Ciment	90
2.4. L'eau	91
2.5. La confection des briques	91
2.5.1. <i>Matériel spécifique</i>	91
2.5.2. <i>Mélanges</i>	91
2.5.3. <i>Préparation des mélanges</i>	92
2.6. Conservation au laboratoire et cure à l'étuve	92
3. Propriétés mécaniques	93
3.1. Essai de compression mécanique	93
3.2. Comportement mécanique	94
3. Conclusions	95
Conclusions Générales	96
Conclusions	97
Recommandations	100
Références Bibliographiques	101

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1 - Composantes du risque sismique et aspects à prendre en compte dans leur évaluation (Vicente, 2008).....	08
Fig. 1.2 - Première approche mentionnée (Vicente, 2008 ; Vicente et al, 2014).....	13
Fig. 1.3 - Deuxième approche mentionnée. Approche proposée par (Corsanego et Petrin, 1990)	13
Fig. 1.4 - Troisième approche référée.....	15
Fig. 1.5 - Différenciation du type de bâtiments dans les classes de vulnérabilité, selon l'échelle macrosismique EMS-98 (Grüntal, 1998).....	18
Fig. 1.6 - Plage de valeurs pour chacun des niveaux de quantité définis par l'EMS-98 (Grüntal, 1998).	20
Fig. 1.7 - Fonctions de vulnérabilité pour relier l'accélération maximale du sol avec le facteur de dommage (d) en utilisant l'indice de vulnérabilité (Calvi et al, 2006).....	22
Fig. 1.8 - Facteurs de modification (Vicente et al, 2008).....	24
Fig. 1.9 - Courbes de vulnérabilité définie en fonction du niveau moyen de dommage et de l'intensité macrosismique (Vicente et al, 2014).....	26
Fig. 1.10 - Courbe de fragilité (Vicente et al, 2014).....	27
Fig. 1.11 - L'organigramme des composantes du calcul des courbes de fragilité et la matrice probabilité de dommages à l'aide d'une procédure analytique (Calvi et al, 2006).....	29
Fig. 1.12 - Courbes de fragilité de chaque probabilité pour un décalage spectral X donné (Vicente, Varum et Costa, 2009).....	34
Fig. 2.1 - Carte administrative de Chlef.....	40
Fig. 2.2 - Vu sur la vieille ville de Ténès.....	41
Fig. 2.3 - Plan de situation de la mosquée Sidi Maïza.....	43
Fig. 2.4 - La Mosquée Sidi Maïza du Vieux Ténès daterait du 9 ^{ème} Siècle.....	44
Fig. 2.5 - La Mosquée Sidi Maïza du Vieux Ténès.....	45
Fig. 2.6 - Plan et coupe initiale de la mosquée Sidi Maïza.....	45
Fig. 2.7 - Plan de masse de la mosquée.....	46
Fig. 2.8 - plan de la mosquée Sidi Maïza.....	47
Fig. 2.9 - Plan de coup de la mosquée Sidi Maïza.....	47
Fig. 2.10 - Façades extérieures de la mosquée Sidi Maïza.....	48
Fig. 2.11 - Vues d'intérieures de la mosquée Sidi Maïza.....	48
Fig. 2.12 - Vus de la toiture de la mosquée Sidi Maïza.....	48
Fig. 2.13 - Plan de la mosquée Lalla Aziza.....	49
Fig. 2.14 - Plan de façade principale de la mosquée Lalla Aziza.....	50
Fig. 2.15 - Façades extérieures de la mosquée Lalla Aziza.....	50
Fig. 2.16 - Vues d'intérieures de la mosquée Lalla Aziza.....	50

Fig. 2.17 - Vus de la toiture de la mosquée Lalla Aziza.....	50
Fig. 2.18 - Plan de masse mosquée Sidi Bel Abbas.....	51
Fig. 2.19 - Plan de la mosquée Sidi Bel Abbas.....	52
Fig. 2.20 - Plan de façade principale de la mosquée Sidi Bel Abbas.....	52
Fig. 2.21 - Façades extérieures de la mosquée Sidi Bel Abbas.....	53
Fig. 2.22 - Vues d'intérieures de la mosquée Sidi Bel Abbas.....	53
Fig. 2.23 - Vus de la toiture de la mosquée Sidi Bel Abbas.....	53
Fig. 2.24 - <i>Corrélation entre les courbes de vulnérabilité pour la valeur maximale, moyenne et minimale d'I_v</i>	57
Fig. 2.25 - Courbe de vulnérabilité des mosquées.....	58
Fig. 2.26 - Probabilité d'effondrement et inutilisables pour différents indices de vulnérabilité, a) une probabilité d'effondrement; b) probabilité d'inutilisable.....	61
Fig. 2.27 - Comparaison des courbes de fragilité pour $I_{v,mean(Original)}=40,89$ et $I_{v,mean(Retrofitted)}=23,92$ 0.....	65
Fig. 3.1 - Dispositif manuel pour façonner de la brique.....	73
Fig. 3.2 - Fabrication des produits de terre cuite.....	75
Fig. 3.3 - Brique pleine et perforée et Brique creuse.....	76
Fig. 3.4 - Fissure dans un mur de maçonnerie.....	79
Fig. 3.5 - Efflorescences sur le mur d'une cuisine, Taches et moisissures dues à une mauvaise finition ou cloquage de l'enduit sur le mur par remontée capillaire.....	80
Fig. 3.6 - Fissures horizontales causées par la déformation de la chaussée.....	81
Fig. 4.1 - Emplacement des sites d'argile et de sable.....	83
Fig. 4.2 - Distribution granulométrique du sable et de l'argile.....	85
Fig. 4.3 - Diagramme de plasticité (la norme XP P 13-901).....	87
Fig. 4.4 - Densités absolue et apparente de la brique en fonction de la dose et de la granulométrie du sable.....	87
Fig. 4.5 - Porosité de la brique en fonction de la dose et de la granulométrie du sable.....	88
Fig. 4.6 - Le schéma du moule utilisé pour la fabrication.....	91
Fig. 4.7 - Cure à l'étuve.....	92
Fig. 4.8 - Coupe du bloc en deux demi-blocs et superposition de ces derniers.....	93
Fig. 4.9 - Le bloc après écrasement.....	93
Fig. 4.10 - Schéma de principe du dispositif de mesure des déformations.....	94
Fig. 4.11 - Résistances à la compression et à la flexion en fonction de la dose et de la granulométrie du sable.....	95

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 - Matrice de probabilité de dommages proposée par Whitman (Calvi et al, 2006)	17
Tableau 1.2 - Exemple de matrice de probabilité de dommages pour la classe de vulnérabilité B définie à l'aide de l'échelle EMS-98 (Barbat et al, 2008).....	19
Tableau 1.3 - Classification et description des dommages pour les bâtiments en maçonnerie, d'après [EMS98].....	19
Tableau 1.4 - Échelle de vulnérabilité définie par Benedetti et Petrini (adapté de Barbat et al, 1995).....	22
Tableau 1.5 - Paramètres proposés et indice de vulnérabilité (Vicente et al, 2008).....	23
Tableau 2.1 - Indice de vulnérabilité (I_v)	39
Tableau 2.2 - Interpretation des dommages, D_k (Giovinazzi 2005).....	54
Tableau 3.1 - Caractéristiques des briques creuses, briques pleines et perforés.....	74
Tableau 4.1 - Composition chimique de l'argile.....	84
Tableau 4.2 - Les caractéristiques physiques du sol.....	84
Tableau 4.3 - Les masses volumiques du sol.....	85
Tableau 4.4 - Granularité du sol.....	85
Tableau 4.5 - Résultats des limites d'Atterberg (IP) des mélanges.....	86
Tableau 4.6 - La composition chimique du sol (%).....	89
Tableau 4.7 - La composition minéralogique du sol.....	89
Tableau 4.8 - Valeur du bleu de méthylène.....	90
Tableau 4.9 - La composition chimique du clinker (%).....	90
Tableau 4.10 - La composition minéralogique du clinker (%).....	90
Tableau 4.11 - Les masses volumiques du ciment utilisé.....	91

SYMBOLE ET ABREVIATION

\otimes : Convolution mathématique

Γ : Fonction distribution gamma ;

β_{ds} : écart type du logarithme népérien.

ds_k : Etat des dommages de référence

σ_x^2 : Variance

μ_D : Degré de dommage moyen ;

μ_x : Valeur moyenne ;

a, b, t et r : Les paramètres de la fonction distribution gamma ;

ATC : Conseil de la technologie appliquée ;

CPA-CEM I 42.5 ES: Ciment Portland;

CRS : Ciment résistant aux sulfates ;

D_k : Degrés de dommages ;

DPM : Matrices de probabilité de dommages ;

E : Exposition ;

EMS-98 : Échelle macrosismique européenne ;

ES - Equivalent de sable ;

F : Charge maximale ;

FEMA : L'agence fédérale de gestion des urgences ;

GNDT : Gruppo Nazionale per le Difesa dai Terremoti 'Groupement national de défense contre les tremblements de terre' ;

I : Intensités sismiques 'l'aléa sismique' ;

IM : Mesure d'intensité ;

INRA : L'Institut national de la recherche agronomique ;

IP : L'indice de plasticité ;

I_v : Indice de vulnérabilité ;

K_i : Classe de vulnérabilité ;

M_f - Module de finesse ;

MM : L'échelle de Mercalli modifié ;

MSK : L'échelle Medvedev - Karnik - Sponheuer Exposition ;

M_{Vabs} - Masse volumique absolue ;

M_{Vapp} - Masse volumique apparente ;
 P : Probabilité ;
 $P(D_k)$: Probabilité de dommages ;
PDF : Fonction de densité de probabilité bêta continue ;
PGA : l'accélération maximale du sol ;
PGD : déplacement maximal du sol ;
PGV : la vitesse maximale du sol ;
 P_h : Poids à l'état humide ;
PMF : Fonction de masse de probabilité de la distribution binomiale ;
 P_s : Poids à l'état sec ;
 Q : Facteur de ductilité ;
 R : Risque ;
RC : Béton arme ;
 R_c : Résistances mécaniques à la compression ;
 R_f : Résistances mécaniques à la flexion ;
 S : Surface moyenne des faces d'essai en cm^2 ;
 S_a : Accélération spectrale ;
 S_d : Déplacements spectraux ;
SIG : Système d'information géographique ;
 S_v : Vitesse spectrale ;
 $T. V$: temps return ;
 V : Vulnérabilité ;
 W_i : Poids ;
 W_L : Limite de liquidité ;
 W_P : Limite de plasticité ;
 x : Variable continue ;

Introduction générale

1. Problématique

Malgré le grand progrès technologique de la société actuelle, la préservation des monuments historiques en maçonnerie tout au long de leur vie représentant un héritage culturel, artistique et scientifique fut un grand défi. Ils subissent des endommagements, des fissurations, ou des fragilités liées aux chargements appliqués.

Le patrimoine immobilier de l'ancienne construction en maçonnerie ne cesse d'être réhabilité, avec des matériaux de construction qui font une meilleure amélioration pour augmenter sa durée de vie. La préservation et la rénovation de ces monuments dépend de leur niveau de vulnérabilité, qui peut être un problème de matériaux ou de structure. Les problèmes de structures se caractérisent par l'endommagement dû aux charges excessives, effondrement de sol, forces sismiques et de vent. Ces problèmes doivent être traités pour assurer la stabilité de ces monuments.

L'analyse des anciens édifices, nécessite une méthodologie d'intervention pour réduire le niveau d'endommagement et nécessite des informations précises sur sa géométrie, les détails des sections et les techniques de construction de l'époque. Il importe aussi d'analyser les comportements et les propriétés des matériaux et de leur évolution et d'analyser le comportement mécanique des éléments de structure.

Outre la valeur inestimable de la vie humaine, les éventuelles catastrophes peuvent également avoir des conséquences profondes sur l'économie nationale d'un pays, s'il doit supporter intégralement les pertes qui en résultent (Calvi et al, 2006).

Il convient de noter que les dommages ne sont pas directement liés à l'ampleur du mouvement sismique mais aussi aux caractéristiques intrinsèques du site affecté et du parc immobilier existant.

Pour les tremblements de terre de magnitude considérable, les pertes peuvent ne pas se produire ou se produire à petite échelle, dans les endroits où il y a un souci de concevoir des bâtiments capables de résister à l'action sismique, (par exemple, en appliquant les méthodologies recommandées par L'EUROCODE 8 (CEN, 2004)) ; renforcer les bâtiments existants qui n'ont pas la capacité de résister à l'action sismique ; préparer des plans d'urgence et réaliser une bonne planification du réseau urbain des villes (en accordant une attention particulière aux zones du centre historique).

Inversement, dans les zones où les mesures précitées n'ont pas été mises en œuvre, dans la même mesure, les conséquences peuvent se traduire par d'énormes pertes, tant en termes

de dommages aux structures que de vies humaines.

Pour les raisons exposées ci-dessus, il est extrêmement important de disposer d'un modèle précis et fiable en déterminant le risque sismique, ce qui permet :

- 1) d'effectuer une évaluation minutieuse de l'impact économique dû à un tremblement de terre spécifique ;
- 2) de déterminer les zones les plus vulnérables permettant l'élaboration de l'urgence et connaître les lieux où les interventions doivent être effectuées, afin de réduire le risque référé (Calvi et al, 2006).

Ce modèle devrait également pouvoir être utilisé pour calibrer la réglementation sismique, permettant ainsi :

- aux nouveaux bâtiments à concevoir afin d'avoir une performance adéquate en cas de séisme prévu ;
- l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants, identifier les zones où le renforcement sismique doit être effectué et le type à mettre en œuvre, qui est économiquement viable et qui améliore considérablement les performances sismiques de la structure.

Le risque sismique est associé à l'aléa local, à la vulnérabilité de la bâtisse et au degré d'exposition. La principale composante du risque sismique est la vulnérabilité, non seulement en raison des conséquences physiques évidentes sur la bâtisse en cas d'événement sismique. En intervenant avec des solutions de renforcement adéquates, il est possible d'améliorer les conditions de sécurité des personnes et le comportement structurel des bâtisses pour réduire le niveau de vulnérabilité sismique et, par conséquent, le niveau des dommages et pertes physiques possibles.

Afin d'obtenir un modèle permettant une évaluation correcte du risque sismique, et comme la vulnérabilité sismique est sa principale composante, il est impératif de disposer de méthodes suffisamment fiables pour évaluer cette composante. Ces méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique font une partie d'une étude dans cette thèse. Celles-ci ont été développées au cours des 40 à 50 dernières années, avec plusieurs méthodologies allant d'empirique plus faillible et rapide, à l'analytique, plus fiable, coûteuse et longue. Bien que certaines méthodologies développées prévoient leur application à n'importe quelle structure, quel que soit le matériau qui les constitue, d'autres ont été développées essentiellement pour un type particulier de bâtiments.

Ce ne sera que sur les méthodologies applicables aux bâtiments en maçonnerie que cette thèse sera couverte. Ces méthodologies sont considérées comme un sujet d'actualité et intéressant. À ce facteur, s'ajoute la forte récession économique que traverse le pays, qui a déclenché, au cours de la dernière décennie, un ralentissement prononcé de la construction de nouveaux bâtiments, au détriment d'un investissement accru dans la réhabilitation et le renforcement des structures existantes, l'importance de développer des 'méthodes/modèles' qui permettent d'estimer avec précision et confiance la probabilité de survenance de certains dommages lorsque les structures sont soumises à une action sismique, afin de permettre une intervention plus concrète et efficace, visant à garantir la sécurité des structures les plus vulnérables.

D'autre part, la brique en terre cuite considérée comme céramique écologique, est un isolant thermique et phonique, fait partie de cette rénovation et le but de notre étude consiste en l'amélioration de sa résistance en valorisant le sable du sud algérien qui représente une abondance de matière première, qui est présentée comme ajout dans le processus de fabrication de la brique de terre cuite d'Aïn-Nouïssy dans la wilaya de Mostaganem en Algérie.

L'utilisation de cet ajout dans la fabrication de la brique, est soumise aux effets de sa granulométrie et de son dosage sur les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques du produit final. Le sable, comme ajout est introduit dans un but de déterminer ses effets sur les paramètres de qualité du produit final à savoir : la pression du moulage, la température de cuisson, la teneur en eau de façonnage, la masse volumique apparente et réelle, la porosité, la résistance mécanique à la compression et à la flexion.

Les résultats de cette étude montrent que les valeurs optimales de granulométrie et de dosage sont respectivement : 0,1mm de diamètre (sable fin) et 4% de son poids de la matière première argile-Kaolinite.

Par rapport aux normes internationales, la résistance à la compression d'une brique rouge pleine et sans ajouts est de 150kgf/cm² (produit control). La résistance mécanique du produit obtenu par ajout de sable enregistre une augmentation de 19%, ce qui permet non seulement d'améliorer la qualité de résistance de la brique mais aussi de valoriser le sable par recyclage sans recours à l'opération de broyage de chamotte qui est moins économique mais juste un calibrage au sable. Ceci permet également de diminuer à l'avenir le pourcentage de casse de brique dans la capacité de production.

Les réserves de gisements de kaolin en Algérie sont relativement faibles par rapport aux besoins de l'industrie céramique qui est en perpétuel développement. En effet, il y a 700ha dans la région de Jijel et Guelma situées respectivement à 320 et 490km à l'Est d'Alger et 150ha dans la région de Mostaganem à 350km à l'Ouest d'Alger. Les sols sablonneux représentent une superficie de près de 95% du territoire caractérisé par un climat aride et semi-aride. De plus, l'industrie de la céramique dans le pays se développe rapidement et en particulier pour les matériaux de différentes tailles basés sur le principe de la consolidation du kaolin avec un matériau additif. Au cours des deux dernières décennies, le développement dans le domaine de la construction en Algérie incite à une production très importante des matériaux céramiques et particulièrement de briques en terre cuite. Par ailleurs, la production de l'industrie céramique est passée de 700 000 à 1 200 000t/an. La région nord-ouest algérienne produit environ un rythme de 300 000t/an.

La briqueterie d'Aïn-Nouïssy Mostaganem (nord-ouest algérien) est située à proximité d'un gisement de kaolinite dont les réserves sont en déclin. Par conséquent, il est intéressant d'ajouter un additif à la matière première pour améliorer la qualité de la résistance de la brique. Dans ces conditions, le sable est le matériau le plus adapté, d'autant plus qu'il est abondant sur le plateau de Mostaganem et en bord de mer. Le sable peut être ajouté à l'état brut et est suspecté d'affecter les propriétés qualitatives de la brique sous réserve de déterminer la taille des particules et la dose à laquelle il est appliqué.

2. Objectifs

L'un des objectifs de ce travail c'est la détermination du couple (granulométrie-dose du sable) à ajouter à la pâte de kaolin afin d'optimiser les paramètres qualitatifs de la brique Aïn-Nouïssy Mostaganem. Les paramètres qualitatifs étudiés sont la porosité, les masses volumiques apparente et absolue, les limites de liquidité et de plasticité, l'indice de plasticité, les résistances à la compression et à la flexion. L'utilisation de sable permettra de réduire la quantité d'argile utilisée et donc de la préserver. D'autre part, le sable existe sous de nombreuses formes et tailles et peut être utilisé comme matériau de renforcement naturel et local pour réduire le prix et augmenter la résistance.

Dans une première phase, l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une ancienne mosquée en maçonnerie de la vieille ville de Ténès, représentatif d'un type de monument caractéristique, est réalisée en utilisant l'une des approches décrites dans cette thèse.

Dans une seconde phase, nous allons confectionner une brique à base d'ajout de sable (BAS), dont il serait le principal constituant. La méthode expérimentale de formulation de cette brique est basée principalement sur l'optimisation des proportions des différents constituants. Ceci dans un but d'obtenir une brique de bonne résistance mécanique et par conséquent la diminution de la vulnérabilité sismique de notre cas d'étude représenté par la mosquée de Ténès.

3. Structure de la thèse

La thèse est structurée en quatre chapitres traitant.

Une introduction générale porte sur la problématique globale de cette étude.

Dans le premier chapitre, nous présentons les concepts généraux du risque sismique aussi bien sur les programmes et les techniques de modélisation utilisées. Les valeurs et les critères de sélection des différents cas considérés dans l'étude paramétrique sont identifiés.

Le second chapitre présente de l'édifice à étudier, les résultats sont analysés et des conclusions sont tirées concernant l'influence des changements dans les valeurs des propriétés mécaniques, sur la capacité de résistance et sur les performances sismiques de l'édifice. Enfin, les courbes de capacité obtenues à partir de la méthode GNTD II.

Dans le troisième chapitre nous présentons les différents types de brique existante ainsi que les techniques et processus de fabrication d'une brique de terre cuite. Nous visualisons aussi les caractéristiques mécaniques et physiques des briques.

Le quatrième chapitre, relate l'étape expérimentale aussi que les résultats de notre travail qui consiste à confectionner des briques à base d'ajout du sable, et procéder à leurs essais : résistance à la compression et à la flexion, la porosité et la densité ...etc.

Enfin dans la conclusion générale on offre une réponse claire sur la problématique compte tenu des résultats obtenus dont on dégage des conclusions pertinentes sur la vulnérabilité et la réhabilitation avec la brique à base d'ajout de sable. Aussi on donne des recommandations pour des futurs travaux de recherche dans des sujets similaires.

Modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique

1. Notion du risque sismique :

Le risque sismique représente une mesure des pertes attendues résultant de la survenance d'un séisme qui pourrait se produire dans le futur, dans une période de temps et dans une zone. Cela permet d'évaluer/estimer les conséquences économiques, sociales et environnementales de cet événement donné.

Le risque absolu, résulte de l'interaction complexe entre trois composantes (figure 1.1) : l'aléa local, la vulnérabilité du bâtiment et le degré d'exposition (Vicente et al, 2005). Il peut être défini par l'expression mathématique suivante :

$$R_{ie/T} = |(H_i \otimes V_E \otimes E)|_T \quad (1.1)$$

Puisque R représente la probabilité de dépasser un certain niveau de perte d'un élément exposé e , en raison de la survenue d'un séisme d'intensité i , H correspond à la probabilité de dépasser un certain niveau d'activité sismique d'intensité i , pendant un temps return T . V représente la vulnérabilité et E définit l'exposition des éléments à risque, reflétant la valeur des éléments exposés. La vulnérabilité V peut être définie comme la prédisposition intrinsèque d'un élément particulier à subir des dommages dus à un séisme d'intensité i (par exemple Lazzali et Farsi, 2012).

Notez : que le risque sismique ne résulte pas du produit des trois composantes définies ci-dessus, mais de leur convolution mathématique \otimes dans l'équation 1.1, il représente l'opération de convolution.

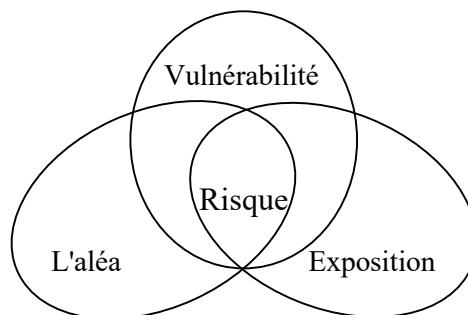


Fig. 1.1 – Composantes du risque sismique et aspects à prendre en compte dans leur évaluation (Vicente, 2008)

Après avoir présenté les concepts qui constituent le risque sismique, il est jugé intéressant de faire quelques réflexions sur la relation entre eux.

Comme mentionné pour que le risque sismique soit élevé, les trois composantes qui le définissent doivent être élevées. Afin de mieux comprendre ce phénomène, imaginez une zone où il y a très peu de maisons, par conséquent les structures existantes seront peu nombreuses (éléments exposés) et les impacts facilement minimisés.

Même si cette zone est soumise à des séismes de forte intensité, le risque sismique sera réduit. L'exemple d'un cas extrême qui permet de clarifier facilement cette situation est la survenue d'un séisme dans le désert.

Il n'en va plus de même si un séisme de même gravité atteint un endroit où il y a plusieurs bâtiments avec des éléments vulnérables et surtout s'ils sont importants, tant en termes de culture que de prestation de services. Dans ce cas, imaginez un endroit où il y a une énorme concentration de bâtiments avec des éléments ayant peu de résistance sismique (grande vulnérabilité) ou des endroits où il y a, par exemple, des hôpitaux et des quartiers de pompiers qui, en raison de dommages, ne peuvent plus fournir leurs services (forte exposition).

1.1. Risque sismique

Comme le terme l'indique, l'aléa sismique fait référence à un danger ou à une menace et est directement lié à l'événement sismique. De préférence, cela devrait décrire l'exposition d'un emplacement donné à tous les effets résultant d'un événement sismique tels que la liquéfaction, les glissements de terrain, les tsunamis, la survenue de failles et les vibrations du sol. Cependant, dans les modèles de perte, seul le dernier phénomène est pris en compte car il s'agit généralement du phénomène de conditionnement qui caractérise l'action sismique. L'aléa sismique est quantifié en termes probabilistes et correspond à la probabilité qu'un niveau donné d'un paramètre sismique (intensité, accélération ou vitesse) soit dépassé d'un certain niveau pour un temps de retour donné, comme mentionné précédemment (Calvi et al, 2006 ; Ferreira, 2012).

Il convient de noter que dans la littérature trouvée en anglais, le terme utilisé pour décrire le danger ou la menace est «Hazard».

L'intensité d'un séisme à un endroit donné peut être mesurée en utilisant un certain nombre de paramètres sismiques différents, comme mentionné précédemment. Ces paramètres peuvent être divisés en deux types principaux :

- l'intensité définie à partir des observations (également connue sous le nom d'intensité macrosismique) ;
- l'intensité mesurée à partir d'instruments, tels que les accélérographes ou les sismographes.

Les paramètres qui sont essentiellement basés sur les observations faites à un endroit donné, après qu'un séisme donné se produit, ne sont pas vraiment une mesure de la dimension du séisme (comme c'est la magnitude) mais de l'effet, dans un endroit donné, du mouvement du sol.

Les échelles d'intensité ont été créées au début du 19e siècle. L'évolution historique des échelles d'intensité est décrite par Coburn & Spence (2002). Les échelles principales, encore utilisées, sont l'échelle de Mercalli modifié (MM), utilisée sur le continent américain, et l'échelle Medvedev - Karnik - Sponheuer (MSK) utilisée dans la plupart des pays européens.

L'échelle MSK a récemment été remplacée par l'échelle macrosismique européenne (Grünthal, 1998), connue sous l'acronyme EMS-98. Les échelles MM, MSK et EMS-98, ainsi que d'autres échelles, définissent les différents niveaux d'intensité à partir de:

- i) la vibration ressentie par l'homme,
- ii) Le mouvement des objets,
- iii) Les dommages observés dans les bâtiments,
- iv) Des changements dans le sol.

1.2. Vulnérabilité

La vulnérabilité sismique est définie comme la prédisposition intrinsèque d'une structure à subir des dommages lorsqu'elle est touchée par un séisme, c'est-à-dire qu'elle quantifie le degré de dommages et l'étendue des dommages causés aux éléments. Cela dépend des caractéristiques de la structure telles que la typologie de construction (maçonnerie, béton, etc.), la configuration des systèmes structurels (nombre d'étages, dimensions et forme dans le plan, disposition en hauteur, distribution de masse), les dispositions de dimensionnement de la conception, la qualité de la construction, les matériaux et les techniques de construction appliqués au moment de la construction de la structure.

Parmi les trois composantes qui permettent de définir le risque sismique, la vulnérabilité sismique est celle qui assume un rôle plus important car c'est principalement sur celle-ci que l'ingénierie peut avoir une intervention prépondérante dans l'atténuation du risque sismique.

1.3. Exposition

L'exposition représente la valeur économique ou humaine des éléments exposés à l'action sismique.

Il tient compte des coûts directs des éléments physiques (structurels et non structurels), des coûts indirects causés par l'interruption des services et des communications, des coûts sociaux et des coûts de temps. Pour le parc bâti, la détermination de ces coûts dépend de plusieurs caractéristiques, telles que, par exemple, l'emplacement des éléments, l'accessibilité, le niveau et le type d'occupation, l'existence de biens économiques et la valeur historique / culturelle (Vicente, 2008).

À titre d'exemple, on peut mentionner que, dans le centre-ville de Lisbonne, une valeur d'exposition élevée sera associée, car il s'agit d'une zone d'activité et de services commerciaux élevés ainsi que d'une valeur patrimoniale et culturelle élevée.

2. Mesures d'atténuation des risques sismiques

En général, dans le but de contextualiser le sujet du risque sismique et de démontrer l'importance de son évaluation adéquate, certaines des solutions dans lesquelles l'ingénierie peut agir, visant à l'atténuation du risque sismique, dont il sera question ici. Maintenant, et puisque les trois composantes principales qui constituent le risque sismique (aléa, vulnérabilité et exposition) ont déjà été succinctement définies, les actions possibles et souhaitables sont présentées pour chacune d'elles. Comme ça :

- En termes de danger, il n'est pas possible d'améliorer les conditions du sol dans les endroits où il y a déjà des constructions, mais d'agir au niveau de la planification, en évitant la construction de nouveaux bâtiments dans des endroits où ils sont sensibles à la liquéfaction, aux glissements de terrain et aux implantations, ainsi qu'aux zones où il y a une forte probabilité de tremblements de terre, par exemple près des endroits où il y a des failles actives.
- En termes de vulnérabilité, pour les bâtiments anciens, une évaluation des dommages attendus pour une intensité sismique donnée peut et doit être réalisée et déterminer quels bâtiments sont les plus vulnérables afin de les renforcer. Pour les nouvelles constructions, elles doivent être conçues et exécutées conformément aux réglementations sismiques en vigueur.

- En termes d'exposition, le seul élément de perte qui peut être atténué de manière efficace est la perte de vies humaines, grâce à la promotion de campagnes visant à sensibiliser et à informer les citoyens sur les procédures et les comportements à adopter avant, pendant et après un séisme de haute intensité.

3. Modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique

Les différentes approches développées afin de regrouper les modèles/méthodes à travers des caractéristiques communes partagées entre elles seront présentées dans une première phase. Par la suite, en fonction de l'approche jugée la plus appropriée pour le cas particulier des bâtiments anciens en maçonnerie, les étapes essentielles des principales méthodologies de chaque groupe seront décrites. Dans la mesure du possible, une tentative sera faite de présenter l'évolution des méthodes au fil des ans. Il convient de noter que les modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique présentés dans ce chapitre incluent uniquement ceux qui ont été développés pour l'évaluation des bâtiments en maçonnerie ou lorsqu'ils ont été développés pour évaluer divers types de structures, parmi lesquels le type mentionné qui fait l'objet d'étude de cette thèse. En plus des modèles présentés, il y en a d'autres qui, parce qu'ils n'ont pas les caractéristiques mentionnées ci-dessus, ne seront pas abordés, comme la méthode japonaise de l'indice sismique (JBDPA, 1990), DBELA (Pinho et al, 2002) ou la méthode développée par Cosenza et al, (2005), entre autres.

Les modèles d'évaluation de la vulnérabilité sismique sont des méthodes qui corrélient la gravité du séisme avec ses effets, c'est-à-dire qui constituent des corrélations de cause à effet dans lesquelles le séisme est la cause et les dommages subis en sont l'effet.

3.1. Différentes approches

Différents auteurs ont présenté différentes approches en ce qui concerne la classification des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Il est important de faire un choix approprié par rapport à la méthodologie à utiliser pour évaluer la vulnérabilité d'une zone donnée, et ce choix doit être fait en fonction de l'échelle (par exemple, un bâtiment, un bloc ou une ville), la nature et la fonction des bâtiments (par exemple, s'il s'agit d'un bâtiment en maçonnerie et s'il a une valeur culturelle élevée ou non) et en termes de temps, en fonction de la disponibilité des ressources économiques et humaines et du niveau de rigueur recherché.

La première approche de classification en regroupant les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique est basée sur le niveau de détail, l'échelle d'évaluation et l'utilisation des données. Cette forme de différenciation méthodologique comprend trois niveaux (figure 1.2) (Vicente, 2008 ; Vicente et al, 2014).

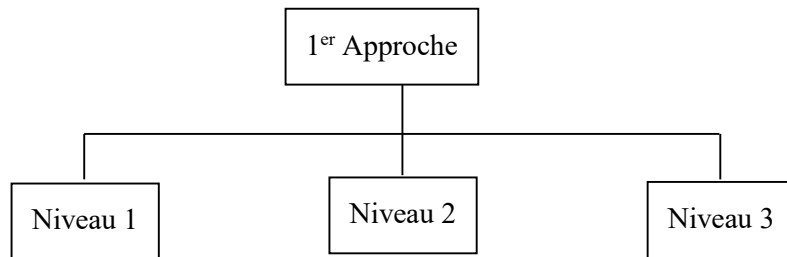


Fig. 1.2 - Première approche mentionnée (Vicente, 2008 ; Vicente et al, 2014).

Le premier niveau (niveau 1) fait référence à des méthodologies qui permettent d'évaluer la vulnérabilité sismique à grande échelle, comme une ville, en utilisant une quantité considérable d'informations.

Le deuxième niveau de méthodologies (niveau 2), qui sont appliquées aux agrégats de bâtiments, tels que les blocs, est basé sur des modèles mécaniques caractérisés par des informations sur la géométrie des bâtiments et les propriétés mécaniques, de haute qualité.

Enfin, le troisième niveau (niveau 3) regroupe les méthodologies appliquées aux bâtiments isolés, qui sont des méthodologies qui utilisent des données issues de recherches approfondies sur les caractéristiques de ce même bâtiment puis appliquées dans des techniques de modélisation numérique.

La seconde approche de la classification par le regroupement des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, proposée par Corsanego et Petrini (1990), est basée sur le fait que les méthodologies permettent de déterminer directement ou non la vulnérabilité, c'est-à-dire qu'elles dirigent directement l'action sismique vers les dommages subis par la structure (figure 1.3). On distingue quatre catégories de méthodes différentes.

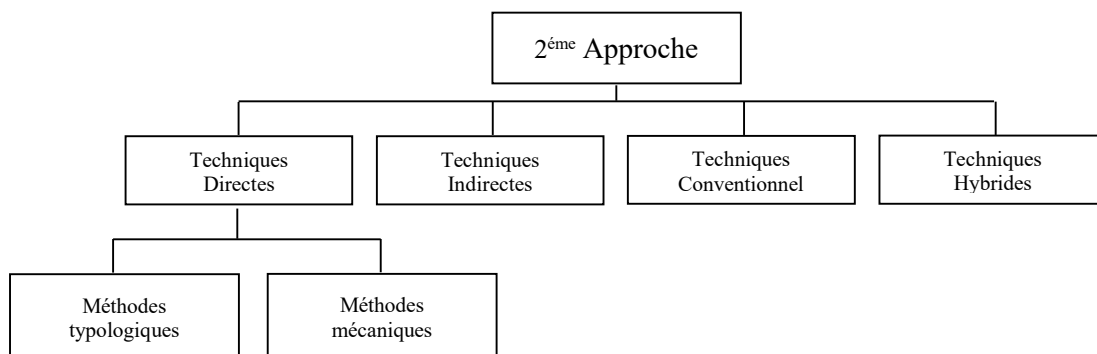


Fig. 1.3 - Deuxième approche mentionnée. Approche proposée par (Corsanego et Petrini, 1990).

La première catégorie de méthodes, connue sous le nom de Techniques directes, regroupe les méthodes qui permettent d'estimer directement les dommages causés aux bâtiments, en se subdivisant en deux catégories différentes, les méthodes typologiques et les méthodes mécaniques. Les méthodes typologiques identifient les bâtiments comme appartenant à une classe typologique en fonction des caractéristiques qui influencent la réponse sismique de ces structures. A travers les dégâts observés et enregistrés dans les enquêtes réalisées après un séisme, la probabilité que chaque type de bâtiment subisse un certain niveau de dégâts est évaluée. Les méthodes mécaniques permettent de prédire l'effet du séisme sur les structures grâce à l'utilisation de modèles mécaniques.

La deuxième catégorie de méthodes, appelées Techniques indirectes, regroupe des méthodes qui ne relient pas directement le paramètre utilisé pour caractériser les vibrations du sol (par exemple, Peak Accélération - PGA) avec les dommages causés à la structure. La relation entre eux se fait à travers une étape intermédiaire, le calcul d'un indice de vulnérabilité.

La troisième catégorie de méthodes, connues sous le nom de techniques conventionnelles, regroupe des méthodes basées sur des avis d'experts, avec la prédiction du niveau de dommages prédits par un indice de vulnérabilité.

Enfin, la quatrième catégorie de méthodes, appelées Techniques Hybrides, comme son nom l'indique, consiste en l'utilisation conjointe de méthodes appartenant aux autres groupes.

La dernière approche de classification des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique (figure 1.4) présentée dans ce texte est la plus appropriée pour distinguer les méthodologies des bâtiments situés dans les centres historiques (Vicente et al, 2014), c'est-à-dire les endroits où il y a un grand nombre d'anciens bâtiments en maçonnerie, comme c'est le cas dans la ville de Lisbonne. Le critère utilisé dans cette approche est basé sur la façon dont les estimations des dommages sont obtenues, que ce soit à travers les dommages observés et les avis d'experts ou à travers des modèles structurels.

Ainsi, trois catégories différentes sont distinguées : les méthodes empiriques, les méthodes analytiques et les méthodes hybrides. Plus loin dans ce texte, les méthodes hybrides seront traitées plus en détail. Pour chacune des catégories, une brève présentation des méthodes les plus importantes sera faite, par ordre chronologique, dont certaines seront choisies pour une description plus approfondie.

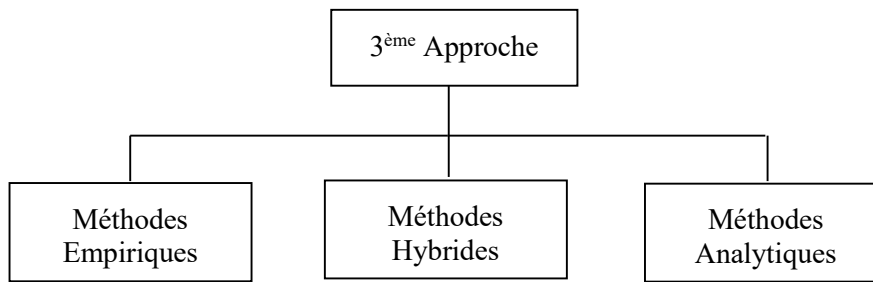


Fig. 1.4 - Troisième approche référée.

En général, le paramètre utilisé pour caractériser le mouvement du sol (c.-à-d. L'action sismique) est, dans le cas des méthodes empiriques (ou des statistiques basées sur l'observation des dommages et des jugements d'experts), l'intensité macrosismique ou l'accélération du sol (PGA), alors que dans le cas de méthodes analytiques (ou théoriques basées sur des calculs structurels), le spectre de réponse est utilisé (Calvi et al, 2006 ; Lang, 2012).

En plus des approches de classification présentées, qui permettent de regrouper les différentes méthodes existantes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, d'autres ont également été proposées, comme celle développée par Dolce et al, (1994) comme mentionné dans Vicente (2008).

3.2. Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques ont été les premières méthodes utilisées pour évaluer la vulnérabilité sismique. Ces méthodes sont basées sur des données recueillies en observant les dommages aux bâtiments existants causés par des tremblements de terre dans le passé. Ce type de méthodes est particulièrement adapté aux endroits où l'enregistrement des tremblements de terre et des dommages causés aux bâtiments a été effectué de manière systématique au fil des ans, c'est-à-dire où les connaissances sur ces questions sont étendues, ce qui permet d'avoir confiance dans les valeurs attendues, calculées à partir de ces méthodes (Vicente et al, 2014).

Le paramètre utilisé pour caractériser le mouvement vibratoire du sol, dans ce type de méthodes, est dans la grande majorité des cas, l'intensité macrosismique. Plus récemment, dans certaines situations, Accélération du sol (PGA) a également commencé à être utilisé (Lang, 2012). On distingue deux principaux types de méthodes empiriques, les matrices de probabilité de dommages et les fonctions de vulnérabilité, qui sont décrites ci-dessous.

3.3. Matrices de probabilité de dommages

Les matrices de probabilité de dommages sont le type de méthodes empiriques les plus utilisées pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments lorsque l'aléa sismique est défini en fonction de l'intensité. Ces matrices (tableau 1.1) servent à exprimer discrètement la probabilité conditionnelle que, pour chaque classe de vulnérabilité, un certain niveau de dommage j soit obtenu, du fait d'une intensité sismique i , $P[D = j|i]$ (Calvi et al, 2006; Lang, 2012). Les bâtiments, en fonction de leurs caractéristiques par rapport à la typologie structurale, sont associés à une classe de vulnérabilité, comme le montre la figure 1.5.

Pour une meilleure compréhension du processus de construction de la matrice, consultez l'exemple suivant :

P_{32} représente la probabilité d'atteindre le niveau d'endommagement D3 dans la structure en cas de séisme I_l .

Pour tout séisme d'intensité i (chaque colonne), l'équation (1.2) est vérifiée (OPS, 1998).

$$P_{1i} + P_{2i} + P_{3i} + P_{4i} = 100\% \quad (1.2)$$

Dans cet exemple (tableau 1.1), seuls quatre niveaux de dommages ont été pris en compte, mais les niveaux de dommages souhaités peuvent être pris en compte.

Les échelles d'intensité les plus largement utilisées sont l'échelle de Mercalli modifiée (Wood et Neumann, 1931), l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik, MSK (Medvedev et Sponheuer, 1969) et l'échelle macrosismique européenne, EMS - 98 (Grünthal, 1998).

Après avoir défini le concept de matrice de probabilité de dommages, les principales utilisations de cette méthodologie sont présentées dans le temps.

Ce type de matrices a été utilisé pour la première fois il y a environ 40 ans, aux États-Unis d'Amérique, dans le but de prévoir la probabilité de dommages subis dans les bâtiments par l'action sismique. Whitman et coll. (1973) ont élaboré des matrices pour différentes typologies structurales, basées sur des données relatives aux dommages observés dans les bâtiments, causés par le séisme de San Fernando en 1971 (Calvi et al, 2006).

Tableau 1.1 - Matrice de probabilité de dommages proposée par Whitman (Calvi et al, 2006)

Degré de dommages	Dommages structuraux	Dommages non structuraux	Ratio de dommages (%)	Intensité sismique			
				V	VI	VII	VIII
0	Aucun	Aucun	0 – 0.05	---	---	---	---
1	Aucun	Mineurs	0.05 – 0.3	---	---	---	---
2	Aucun	Localisés	0.3 – 1.25	---	---	---	---
3	Non observables	Etendus	1.25 – 3.5	---	---	---	---
4	Mineurs	Substantiels	3.5 – 4.5	---	---	---	---
5	Substantiels	Majeurs	7.5 – 20	---	---	---	---
6	Majeurs	Presque totaux	20 – 65	---	---	---	---
7	Bâtiment condamné		100	---	---	---	---
8	Effondrement		100	---	---	---	---
Pourcentage cumulatif				100%	100%	100%	100%
Ratios de dommages moyens (MDF)				---	---	---	---

En Europe, Braga et al, (1982) ont été parmi les premiers à utiliser ces matrices sur la base des données collectées concernant les dommages causés aux bâtiments, dus au séisme d'Irpinia, en adoptant une distribution binomiale pour le calcul des probabilités, en utilisant l'échelle d'intensité MSK et en adoptant seulement trois classes de vulnérabilité. L'utilisation de cette distribution a l'avantage de ne nécessiter qu'un seul paramètre, qui varie entre 0 et 1, mais elle a l'inconvénient que la moyenne et l'écart-type dépendent tous deux de ce paramètre unique (Calvi et al, 2006).

En 2005, Di Pasquale et al, (2005) ont mis à jour les matrices définies selon l'échelle MSK et ont commencé à être définies par l'échelle Mercalli-Cancani-Sieberg. En 2003, Dolce et al, (2003) ont mis à jour les matrices initialement proposées par Braga et al, (1982), en utilisant l'échelle EMS-98 et en ajoutant aux classes de vulnérabilité A, B, C, qui avaient été définies dans la version originale, une nouvelle classe D pour envisager des bâtiments à renfort sismique ou déjà conçus avec des codes sismiques (Calvi et al, 2006).

En 1985, le Conseil de la technologie appliquée (ATC), parrainé par l'Agence fédérale de gestion des urgences (FEMA), a présenté des matrices de probabilité de dommages basées sur des opinions et des opinions fournies par des experts. Ces spécialistes ont été invités à fournir des estimations de qualité "inférieure" (faible), "moyenne" (meilleure) et "supérieure" (élevée) du facteur de dommage (quotient entre les pertes et le coût de réparation, exprimé en pourcentage) pour les intensités. De Mercalli Modifié des niveaux VI à XII et pour les bâtiments de 36 classes différentes. Avec ces valeurs et en utilisant une distribution log-normale, il a été possible de définir les matrices pour chaque niveau d'intensité et pour chaque classe de bâtiment (ATC, 1985).

Giovanazzi et Lagomarsino (2001, 2004) ont proposé une méthode macrosismique qui a conduit à la définition de fonctions de probabilité de dommages sur la base de l'échelle EMS-98. Pour cinq niveaux de dommages et pour les intensités entre les niveaux V et XII, les descriptions quantitatives sont attribuées «Peu» (Peu), «Beaucoup» (Beaucoup) et «La plupart» (La plupart), pour six classes de vulnérabilité différentes (classe A à les plus vulnérables, classe F les moins vulnérables). (Calvi et al, 2006). Il est à noter que les différents types de bâtiments en maçonnerie, à l'échelle EMS-98, appartiennent aux classes de vulnérabilité illustrées à la figure 1.5 et le tableau 1.2 montre un exemple de matrice de probabilité de dommages pour la classe de vulnérabilité B, définie à l'aide de l'échelle EMS-98.

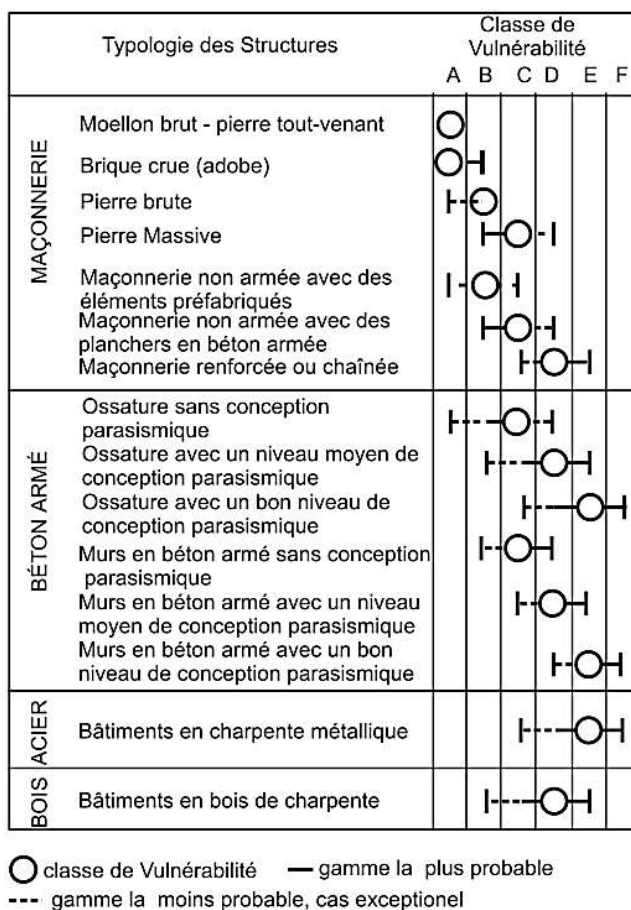







Fig. 1.5 - Différenciation du type de bâtiments dans les classes de vulnérabilité, selon l'échelle macrosismique EMS-98 (Grüntal, 1998).

Tableau 1.2 - Exemple de matrice de probabilité de dommages pour la classe de vulnérabilité B définie à l'aide de l'échelle EMS-98 (Barbat et al, 2008).

Class B					
Degré de dommages	1	2	3	4	5
Intensité					
V	Peu				
VI	Beaucoup	Peu			
VII		Beaucoup	Peu		
VIII			Beaucoup	Peu	
IX				Beaucoup	Peu
X					Beaucoup
XI					Plus
XII					

L'échelle EMS 98 comprend 5 degrés de dommage. Le tableau 1.3 donnent la définition de ces 5 degrés de dommage pour les bâtiments en maçonnerie. Purement qualitative, elle décrit la nature des dommages observables.

Tableau 1.3 - Classification et description des dommages pour les bâtiments en maçonnerie, d'après [EMS98].

Classification des dégâts aux bâtiments en MAÇONNERIE	
	Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structuraux) Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rare cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
	Degré 2 : Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grand morceau de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
	Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants) Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles se détachent du toit. Fracture des cheminées à la jonction avec le toit. Défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons).
	Degré 4 : Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Défaillance sérieuse des murs, défaillance structurale partielle des toits et planchers.
	Degré 5 : Destruction (Dégâts structuraux importants) Effondrement total ou presque total.

La définition du montant des dommages est donnée par l'échelle quantitative mentionnée ci-dessous et est assez subjective, n'étant pas caractérisée par une seule valeur pour chacun des trois niveaux, mais plutôt par des plages de pourcentages continus, comme le montre la figure 1.6, sous la forme de régime (Lang, 2012).

Cependant, l'utilisation de cette méthodologie pose des problèmes du fait qu'elle est vague et incomplète.

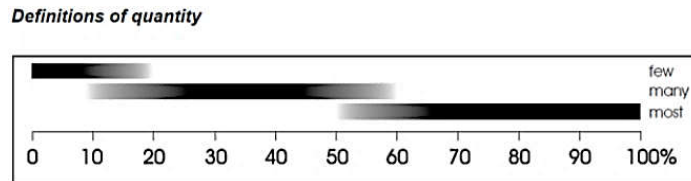


Fig. 1.6 - Plage de valeurs pour chacun des niveaux de quantité définis par l'EMS-98 (Grüntal, 1998).

Pour résoudre le manque d'informations sur la totalité des niveaux de dommages pour un niveau d'intensité donné, une distribution des dommages bêta a été supposée, définie par l'équation 1.3 (Calvi et al, 2006 ; Barbat et al, 2008).

$$PDF: P_{\beta}(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\Gamma(t-r)} \frac{(x-a)^{r-t}(b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad (1.3)$$

$$\mu_x = a + \frac{r}{t}(b-a)$$

Où (PDF) fonction de densité de probabilité bêta continue, a, b, t et r représentent les paramètres de distribution ; est la valeur moyenne de la variable continue x, qui varie entre a et b et $\Gamma(r)$ est la fonction gamma.

Ensuite, nous allons illustrer pour un bâtiment en pierre simple, dont la classe de vulnérabilité devrait être B figure 1.5 et le tableau 1.2 montre que pour un séisme d'intensité VI, «de nombreux» bâtiments subiront des dommages de type léger (léger), correspondant au niveau 1 de l'échelle de dégâts et «peu» subiront des dommages de type modéré. , correspondant au niveau 1. Cela signifie que le pourcentage de dommages survenant au niveau 1 est de 20% à 50% et le niveau 2 est inférieur à 10% (Giovanazzi et Lagomarsino, 2004). De manière générale, l'utilisation de matrices de probabilité de dommages basées sur l'intensité a permis d'évaluer le risque sismique de manière rentable et efficace et, grâce à l'utilisation des données collectées qui caractérisent les dommages subis, il devient possible d'utiliser les matrices créé pour prédire de façon très réelle les dommages causés par les futurs tremblements de terre qui affectent des régions aux caractéristiques similaires (Calvi et al, 2006).

3.4. Méthode de l'indice de vulnérabilité :

La méthode de l'indice de vulnérabilité est une méthode qui permet d'obtenir la vulnérabilité sismique grâce à l'utilisation d'une étape intermédiaire, qui consiste à définir un indice qui relie l'action sismique aux dommages subis par la structure.

La méthode de l'indice de vulnérabilité a été initialement proposée par Benedetti et Petrini en 1984 (Benedetti et Petrini, 1984), après avoir été adoptée par le GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) en 1993 (GNDT Level II Approach). L'indice de vulnérabilité IV est calculé à partir des données obtenues par une enquête de terrain réalisée individuellement sur chaque bâtiment, sur un certain nombre de paramètres (en général 11) qui permettent une caractérisation rapide des bâtiments par rapport aux principales caractéristiques qui sont directement liés à la capacité de résister à un séisme. Une classe de vulnérabilité croissante sera associée à chacun des paramètres: A (optimal), B, C, D (défavorable). Les données collectées sur le bâtiment sont comparées à des valeurs définies empiriquement qui permettent, pour chaque paramètre, de déterminer à quelle classe appartient le bâtiment. À titre d'exemple, les valeurs définies pour le paramètre lié à la distance maximale entre les murs (S) sont affichées. Si le bâtiment ou (L représente la dimension du bâtiment en plan et S la distance maximale entre les murs, dans la même direction que L), il appartiendra à la classe A, B, C ou D, respectivement.

Chaque classe se voit attribuer une valeur. Un poids est associé à chaque paramètre, qui a des valeurs plus élevées plus le paramètre est important pour décrire la résistance structurelle à une action sismique (Calvi et al, 2006).

L'indice de vulnérabilité, utilisé comme étape intermédiaire pour déterminer les dommages causés à une structure soumise à une action sismique, est ensuite calculé en ajoutant les produits entre les poids et les valeurs associées aux classes de vulnérabilité (équation 1.4). Cet indice est souvent normalisé pour que I_v soit compris entre 0 et 100, permettant ainsi une plus grande facilité d'utilisation.

$$I_v = \sum_{i=1}^n K_i * W_i \quad (1.4)$$

Benedetti et Petrini ont défini onze paramètres, auxquels ont été attribuées des valeurs pour chaque classe de vulnérabilité (K_i) entre 0 et 45 et des poids définis (W_i) entre 0,25 et 1,5. Par conséquent, la plage de valeurs possibles pour l'indice de vulnérabilité non normalisé, I_v , peut varier de 0 à 382,5.

En utilisant les données des tremblements de terre précédents, les fonctions de

vulnérabilité sont calibrées qui relient l'indice de vulnérabilité, I_v , avec un facteur de dommage global pour les bâtiments de la même typologie, d , pour la même intensité macrosismique ou l'accélération maximale du sol (PGA) - Figure 1.7. Ce facteur d'endommagement global représente le quotient entre les coûts de réparation et les coûts d'une nouvelle construction et varie de 0 (dommages négligeables) à 1 (effondrement du bâtiment).

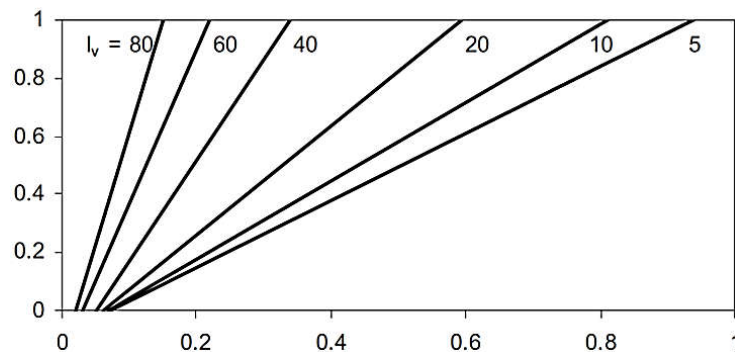


Fig. 1.7 - Fonctions de vulnérabilité pour relier l'accélération maximale du sol avec le facteur de dommage (d) en utilisant l'indice de vulnérabilité (Calvi et al, 2006).

Les onze paramètres mentionnés ci-dessus, définis par Benedetti et Petrini, sont: le type de système structurel; la qualité du système structurel; résistance conventionnelle; l'emplacement et les conditions du sol; diaphragmes horizontaux; la configuration en plan; configuration en hauteur; la distance maximale entre les murs; le type de couverture; les éléments non structuraux et l'état de conservation (tableau 1.3).

Tableau 1.4 - Échelle de vulnérabilité définie par Benedetti et Petrini (adapté de Barbat et al, 1995).

Paramètre	Classe (K_i)				Poids (W_i)
	A	B	C	D	
1 Type et organisation du système résistant	0	5	20	45	1.00
2 Qualité du système résistant	0	5	25	45	0.25
3 Résistance conventionnelle sous chargement horizontal	0	5	25	45	1.50
4 Localisation de la structure et fondations	0	5	25	45	0.75
5 Caractéristiques des planchers	0	5	15	45	1.00
6 Irrégularité en plan	0	5	25	45	0.50
7 Irrégularité en élévation	0	5	25	45	1.00
8 Distance entre murs	0	5	25	45	0.25
9 Caractéristiques des toitures	0	15	25	45	1.00
10 Eléments non-structuraux	0	0	25	45	0.25
11 Etat de conservation	0	5	25	45	1.00

En analysant le tableau ci-dessous, on peut voir que le paramètre «P3. La résistance conventionnelle» est le paramètre le plus important pour le contrôle des dommages car il a un poids plus élevé que les autres paramètres. Les paramètres 2, 8 et 10 seront les paramètres les moins influents.

Par la suite, certaines variantes ont été développées, basées sur cette méthodologie. C'est le cas de la méthode développée dans le cadre du projet Risk_UE, qui impliquait l'application de la méthode à sept âges européens et le cas du «Projet Catane» mentionné dans Faccioli et al, (1999) et dans GNDT (GNDT, 2000).

Cette méthode est basée sur la formulation de l'indice de vulnérabilité adopté dans l'approche GNDT Niveau II (GNDT, 1994), avec de légères améliorations, notamment grâce à un plus grand niveau de détail dans l'évaluation de certains paramètres, la redéfinition et l'ajustement des critères classification des paramètres d'origine et introduction de trois nouveaux paramètres considérés comme fondamentaux dans la vulnérabilité des constructions en maçonnerie (Vicente, 2008).

Les trois paramètres mentionnés, qui ont été ajoutés à la méthodologie d'origine (composée de onze paramètres), sont: le nombre d'étages (P5), l'interaction entre les bâtiments adjacents (P7) et les ouvertures et alignements de la façade (P10). Comme dans la version originale, chaque paramètre est associé à l'une des quatre classes de vulnérabilité « et poids » correspondant respectivement et dont les valeurs, différentes de celles adoptées dans la version de l'approche GNDT, sont illustrées dans le tableau 1.4.

Tableau 1.5 - Paramètres proposés et indice de vulnérabilité (Vicente et al, 2008).

Paramètre group	Paramètre	Class (K_i)				Weight (W_i)	Vulnerability index
		A	B	C	D		
1. Structural building system	P1 Type of resisting system	0	5	20	50	0.75	$I_v^* = \sum_{i=1}^{14} K_i W_i$ $0 \leq I_v^* \leq 650$ Normalized index $0 \leq I_v^* \leq 100$
	P2 Quality of the resisting system	0	5	20	50	1.00	
	P3 Conventional strength	0	5	20	50	1.50	
	P4 Maximum distance between walls	0	5	20	50	0.50	
	P5 Number of floors	0	5	20	50	1.50	
	P6 Location and soil conditions	0	5	20	50	0.75	
1. Irregularities and interactions	P7 Aggregate position and interaction	0	5	20	50	1.50	
	P8 Irregularity in plan	0	5	20	50	0.75	
	P9 Irregularity in elevation	0	5	20	50	0.75	
3. Floor slabs and roofs	P10 Wall façade openings and alignments	0	5	20	50	0.50	
	P11 Horizontal diaphragms	0	5	20	50	1.00	
4. Conservation status and other elements	P12 Roofing system	0	5	20	50	1.00	
	P13 Fragilities and conservation state	0	5	20	50	1.00	
	P14 Non-structural elements	0	5	20	50	0.50	

Il est à noter que les poids, ont été définis selon des avis d'experts (Vicente et al, 2014). Pour la méthodologie appliquée à l'échelle urbaine, en raison du nombre élevé de bâtiments

à inspecter, une stratégie a été définie pour déterminer l'indice de vulnérabilité en deux phases. Dans une première phase, des données sont collectées sur les bâtiments pour lesquels il existe des informations détaillées (informations géométriques et morphologiques, plans de construction, entre autres), l'indice de vulnérabilité étant calculé pour chacun d'entre eux. Dans une deuxième phase, pour les bâtiments restants, une évaluation plus rapide est réalisée, dans laquelle les caractéristiques des bâtiments en maçonnerie sont considérées comme homogènes dans la région. Par cette hypothèse, comme valeur initiale, la valeur moyenne de l'indice de vulnérabilité obtenue à partir de l'analyse des bâtiments considérés dans la première phase (qui est considérée comme représentant la typologie structurale) est retenue. En considérant les facteurs de modification, qui augmentent ou diminuent la valeur de l'indice de vulnérabilité pour la typologie structurale, l'indice de vulnérabilité pour chaque bâtiment de deuxième phase est calculé. Les facteurs de modification pour chaque paramètre sont déterminés à l'aide de l'expression 1.5.

$$\text{Fact de modifecation} = \frac{p_i}{\sum_{i=1}^7 p_i} * (C_{vi} - \bar{C}_{vi}) \quad (1.5)$$

Depuis le poids associé au paramètre i , C_{vi} la valeur associée à la classe de vulnérabilité de la figure 1.7 et \bar{C}_{vi} la valeur associée à la classe de vulnérabilité moyenne, résultant de la première analyse de phase. La figure 1.8 présente les facteurs de modification résultant de l'étude réalisée dans la ville de Coimbra en 2008, obtenue grâce à l'utilisation de l'équation (1.5) (Vicente, 2008).

Vulnerability modifier factors	Vulnerability classes, C_{vi}			
	0	5	20	50
	A	B	C	D
P5 - Number of floors	-4.1	-3.1	0.0	6.2
P6 - Location and soil conditions	-0.5	0.0	1.6	4.7
P7 - Aggregate position and interaction	-1.0	0.0	3.1	9.3
P8 - Plan configuration	-2.1	-1.6	0.0	3.1
P9 - Regularity in height	-2.1	-1.7	0.0	3.1
P12 - Roof system	-2.8	-2.1	0.0	4.1
P13 - Fragilities and conservation state	-2.8	-2.1	0.0	4.1
Maximum modifier range, ΣI_i	-15.3	-10.5	4.7	34.7

Modifier score: $\frac{p_i}{\sum_{i=1}^7 p_i} \times (C_{vi} - \bar{C}_{vi})$

p_i : Parameter, i , weight assigned

$\sum_{i=1}^7 p_i$: Sum of parameter weights

C_{vi} : Modifier factor vulnerability class

\bar{C}_{vi} : Average vulnerability class of parameter, i . *

* - defined by the detailed analysis (410 buildings)

Fig. 1.8- Facteurs de modification (Vicente et al, 2008)

Pour les bâtiments évalués dans la deuxième phase, l'indice de vulnérabilité final est déterminé à l'aide de l'équation 1.6 (Ferreira et al, 2013).

$$I_v = \bar{I}_v + \sum \Delta I_v \quad (1.6)$$

En tant qu'indice de vulnérabilité final, l'indice de vulnérabilité moyen est déterminé à

partir des données collectées lors de l'évaluation détaillée (première phase) et est la somme des facteurs de modification (Vicente, 2008).

Après avoir calculé les indices de vulnérabilité, une corrélation est établie entre les indices référencés qui ont été déterminés par un processus similaire à celui proposé dans l'approche GNDT niveau II et l'indice de vulnérabilité, de la méthodologie macrosismique. Cette corrélation a été établie à l'aide de l'équation (1.7, 1.8):

$$V = 0.592 + 0.0057 * I_v \quad (1.7)$$

$$V = 0.56 + 0.0064 * I_v \quad (1.8)$$

L'indice de vulnérabilité V , est ensuite utilisé pour déterminer la valeur du degré de dommage moyen μ_D , qui peut varier entre 0 et 5. Il est calculé à l'aide de l'expression 1.9, proposée par (Bernardini et al, 2007) qui dépend du danger (décrit en termes d'intensité macrosismique I), en plus de l'indice V (Ferreira et al, 2013).

$$\mu_D = 1.5 * \left[1 + \tanh \left(\frac{I+6.25*V-11.7}{Q} \right) \right] \quad (1.9)$$

Le paramètre Q est un facteur de ductilité qui peut varier entre 1 et 4 (Ferreira et al, 2013).

Cette expression a été utilisée pour évaluer la vulnérabilité sismique du centre historique de la ville de Coimbra en 2008 (Vicente, 2008) et dans le centre historique de la ville de Seixal en 2010 (Ferreira et al, 2013). Cependant, récemment, dans le document de Vicente et al, (2014) l'équation 1.10 est suggérée, ce qui présente de légers changements par rapport à l'équation précédente.

$$\mu_D = 1.5 + 3 * \tanh \left(\frac{I+6.25*V-11.7}{Q} \right) * f(V, I) \quad (1.10)$$

$$f(V, I) = \begin{cases} e^{\frac{V}{2} * (I-7)} & I \leq 7 \\ 1 & I > 7 \end{cases} \quad (1.11)$$

Ainsi, après avoir calculé l'indice de vulnérabilité V , les valeurs moyennes μ_D du niveau de dommage sont déterminées, pour les différentes intensités macrosismiques (I), définissant ainsi chacune des courbes de vulnérabilité, comme le montre la figure 1.9. Cette figure montre la courbe de vulnérabilité pour une valeur moyenne de l'indice de vulnérabilité, et pour les valeurs supérieures et inférieures ($I_{v,mean} - 2\sigma$; $I_{v,mean} - 1\sigma$; $I_{v,mean} + 1\sigma$; $I_{v,mean} + 2\sigma$). Notez que le paramètre Q définit la pente de la fonction de vulnérabilité, tandis que l'indice de vulnérabilité, détermine la position de la courbe (Ferreira et al, 2013).

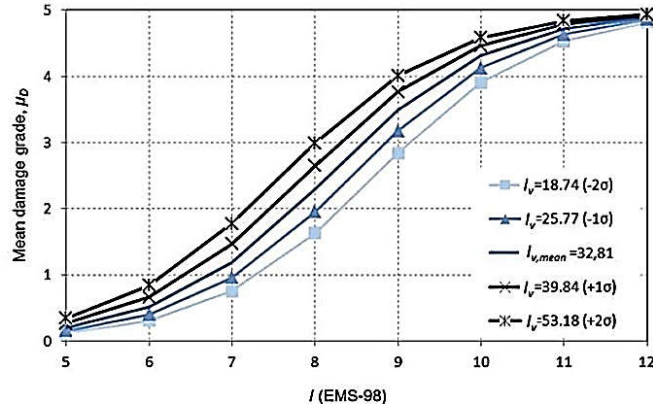


Fig. 1.9 - Courbes de vulnérabilité définies en fonction du niveau moyen de dommage et de l'intensité macrosismique (Vicente et al, 2014).

À partir des valeurs moyennes μ_D , il est possible de représenter les dommages de différents histogrammes avec leur distribution pour différentes intensités de l'action sismique et en utilisant une approche statistique. L'une des méthodes les plus utilisées consiste à définir des courbes de fragilité.

Dans cette méthode, la probabilité de dépasser un certain niveau de dommage D_K , (avec $\in [0,5]$ représentant l'un des cinq niveaux de dommage) est déterminée directement à partir de la distribution des dommages du bâtiment, définie à partir de la fonction de probabilité bêta pour une typologie donnée (Vicente, 2008).

Dans les équations 1.12, 1.13 et 1.14, les fonctions utilisées pour déterminer la probabilité associée à chacun des différents niveaux de dommages sont présentées, D_K et les équations (1.15, 1.16) définissent les paramètres t et r .

$$P(D_0) = p(0) = \int_0^{0.5} k(t, r) \cdot x^{r-1} (5-x)^{t-r-1} dx \quad (1.12)$$

$$P(D_k) = p(k) = \int_{k-0.5}^{k+0.5} k(t, r) \cdot x^{r-1} (5-x)^{t-r-1} dx \quad (1.13)$$

$$P(D_5) = p(5) = \int_{4.5}^5 k(t, r) \cdot x^{r-1} (5-x)^{t-r-1} dx \quad (1.14)$$

À titre d'exemple, nous présentons les courbes de fragilité (figure 1.10) obtenues par la méthodologie référencée, pour la valeur moyenne de l'indice de vulnérabilité $I_{v,mean}$ (Vicente, 2008).

$$t = \frac{\mu_x(5-\mu_x)}{\sigma_x^2} \quad (1.15)$$

$$r = t\mu_x/5 \quad (1.16)$$

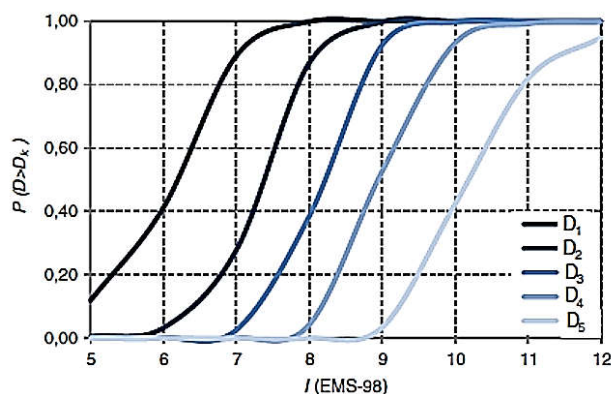


Fig. 1.10 - Courbe de fragilité (Vicente et al, 2014).

3.5. Autres méthodes empiriques

En plus des deux types de méthodes empiriques déjà présentées (matrices de probabilité de dommages et méthode de l'indice de vulnérabilité), d'autres ont été développées qui étaient moins pertinentes pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie, telles que les courbes de vulnérabilité et les méthodes de dépistage. Les courbes de vulnérabilité sont apparues après les matrices de probabilité de dommages et sont des fonctions empiriques (déterminées en observant les dommages des bâtiments, après un séisme) qui sont continuées et expriment la probabilité de dépasser un certain état de dommage pour une valeur donnée de l'action sismique (Colombi et al, 2008). Différentes courbes ont été définies, en utilisant des données collectées dans différents pays et en utilisant différents paramètres pour considérer l'action sismique, mettant en évidence certaines des études dans lesquelles les courbes pour les bâtiments en maçonnerie ont été dérivées: Spence et al, (1992); Sabetta et al, (1998); Orsini (1999); Rota et al, (2006), Colombi et al, (2008), Karababa et Pomonis (2011), Jaiswal et al, (2011), entre autres (Hancilar et al, 2012).

Les méthodes de dépistage sont des méthodes développées essentiellement pour vérifier, de manière simplifiée, quels le bâtiments prioritaires à renforcer (Calvi et al, 2006). Celles-ci reposent sur le remplissage de formulaires avec des données obtenues lors d'inspections visuelles effectuées sur les bâtiments à l'étude. Ces méthodes ont le grand avantage de permettre d'évaluer rapidement la vulnérabilité sismique des bâtiments, ce qui permet à l'utilisateur d'évaluer un grand nombre de bâtiments en un temps relativement court (Achs et Adam, 2012).

Dans la littérature consultée, il a été observé que pour cette méthode, les principaux développements ont été faits pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique dans les bâtiments en béton, en l'occurrence :

JBPDA (1990), Hassan et Sozen (1997), Yakut (2004) et Ozdemir et al, (2005). Cependant, des méthodes de criblage ont également été développées dans lesquelles les bâtiments en maçonnerie ont été pris en compte, comme la méthode de «dépistage visuel rapide des bâtiments pour les risques sismiques potentiels» (ATC, 1988; ATC, 2002) et Achs et Adam (2012).

3.6. Méthodes analytiques :

Les méthodes analytiques pour évaluer la vulnérabilité sismique sont des méthodes théoriques qui impliquent le calcul mécanique de la réponse structurelle du système. Ces types de méthodes sont plus rigoureux dans la représentation de la réponse des structures et donc, pour leur application, elles nécessitent des informations très détaillées sur les structures, au niveau géométrique, les matériaux qui les constituent et les techniques de construction. Afin d'obtenir toutes ces données, il est nécessaire de collecter de la documentation, d'analyser et d'envisager le dimensionnement, ce qui peut parfois rendre ce type de méthodologies économiquement irréalisable (Ferreira, 2012).

Selon Calvi et al, (2006), ce type de méthodes permet de réaliser des études de sensibilité et d'étalonnage de nombreuses méthodes empiriques et hybrides déjà développées pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments.

On peut considérer, comme l'affirme Sandi (1982), que contrairement aux méthodes empiriques qui permettent de déterminer la vulnérabilité observée, les méthodes analytiques permettent de déterminer la vulnérabilité calculée (Coburn et Spence, 2002).

Contrairement aux méthodes empiriques, dans lesquelles l'action sismique est généralement représentée par l'intensité macrosismique ou l'accélération maximale du sol, les méthodes analytiques utilisent préférentiellement des paramètres physiques tels que l'accélération spectrale, S_a ou les déplacements spectraux, S_d (Lang, 2012).

Le processus de détermination des courbes de fragilité et des matrices de probabilité de dommages, à l'aide de méthodes analytiques, peut être résumé par les étapes indiquées dans la figure 1.11.

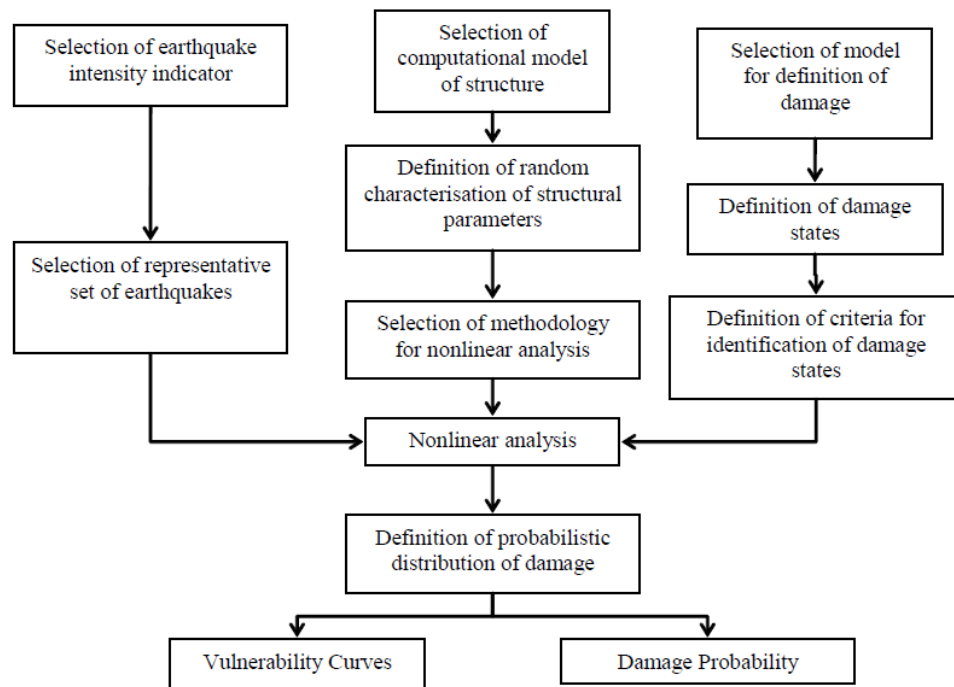


Fig. 1.11 – L’organigramme des composantes du calcul des courbes de fragilité et de matrice probabilité de dommages à l'aide d'une procédure analytique (Calvi et al, 2006).

Un exemple de méthode analytique est la méthode mise en œuvre dans TREMIR (Lagomarsino et al, 2012), qui sera utilisée dans le chapitre. Cette méthode nécessite une connaissance détaillée des structures, compte tenu d'un grand nombre de données et d'un traitement très minutieux des structures. Ce n'est certainement pas la méthode appropriée pour évaluer la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une ville.

Dans le sous-chapitre qui suit, les différentes approches pour définir les courbes de fragilité sont mentionnées.

3.7. Courbes de fragilité :

Les courbes de fragilité sont un élément essentiel pour l'évaluation du risque sismique car elles relient la probabilité qu'une structure atteigne ou dépasse un certain état de dommage pour une intensité sismique donnée (Kaynia et al, 2013).

Il existe plusieurs approches qui permettent d'obtenir des courbes de fragilité, qui peuvent être regroupées en: courbes empiriques, courbes basées sur un jugement d'expert, courbes analytiques et courbes hybrides. (Kaynia et al, 2013) Comme son nom l'indique ; 1) les courbes empiriques sont déterminées sur la base des évaluations des tremblements de terre dans le passé, 2) les courbes basées sur le jugement des experts sont déterminées par l'expérience accumulée et l'opinion d'experts, 3) les courbes analytiques définies par calcul analytique et à l'aide d'analyses non linéaires statiques ou dynamiques et 4) les courbes

hybrides sont déterminées en combinant les trois autres groupes d'approche. Dans cette thèse, et dans cette section particulière, une attention particulière sera portée aux courbes de fragilité obtenues analytiquement.

Comme mentionné, les courbes de fragilité obtenues analytiquement sont déterminées par des analyses statiques ou dynamiques non linéaires de modèles structurels, l'action sismique étant représentée par un spectre de réponse dans le premier cas et des accélérogrammes dans le second (Kaynia et al, 2013).

Dans l'élaboration des courbes de fragilité, certaines étapes principales peuvent être distinguées, telles que: la typologie structurale à considérer, la définition des états d'endommagement ainsi que les paramètres permettant de déterminer les états limites d'endommagement, le paramètre pour mesurer l'intensité sismique et tenir compte des incertitudes.

Dans une région donnée, de nombreux facteurs affectent la définition des courbes de fragilité tels que: les bâtiments avec des caractéristiques différentes, non seulement au niveau géométrique mais aussi à la sévérité structurelle, matérielle, sismique prise en compte dans la conception de la structure, entre autres. Le processus d'évaluation de la vulnérabilité sismique inhérente aux structures appartenant à cette même région, s'il était effectué individuellement pour chaque structure, serait extrêmement long et coûteux. Pour simplifier le processus, il est nécessaire de définir des typologies structurelles. La typologie structurale vise à regrouper les bâtiments qui ont des caractéristiques structurelles similaires et qui sont dans des endroits avec des conditions géotechniques similaires par le biais de classes structurelles, car il est prévu que les structures qui présentent les similitudes mentionnées présentent une performance/un comportement similaire lorsqu'elles sont soumises à une action sismique (Kaynia et al, 2013a).

Plusieurs taxonomies ont été développées, comme celle présentée dans la méthode Hazus (FEMA, 2013a) (qui sera présentée plus loin dans cette thèse), la taxonomie définie dans le projet européen RISK-UE (Mouroux et al, 2004) (qui considère 23 classes principales selon le matériau utilisé et la fonction que ce matériau joue dans le bâtiment, les classes étant réparties en sous-classes selon trois niveaux de hauteur) ou la taxonomie récemment développée par le projet Syner-G, qui considère 10 catégories principales (Kaynia et al, , 2013).

La détermination des courbes de fragilité à l'aide des méthodes analytiques et statiques non linéaires est précédée de la définition du spectre de réponse, de la détermination de la courbe de capacité et du point de performance de la structure. Ensuite, le processus général d'obtention du point de performance de la structure qui permet son évaluation sismique pour un certain niveau d'intensité de l'action sismique est brièvement présentée.

Les courbes de capacité, comme son nom l'indique, sont des représentations graphiques de la capacité résistante de la structure. Il existe plusieurs types d'analyses à travers lesquelles il est possible de déterminer la capacité résistante de la structure, généralement utilisée, l'analyse statique non linéaire (Analyse Pushover) en raison de la capacité à tenir directement compte de certains effets de la réponse non linéaire de la structure et du fait qu'elle est une analyse moins complexe par rapport aux analyses dynamiques non linéaires (Lang, 2002; Varum, 2003). L'analyse de poussée progressive est basée sur l'application d'une distribution ou d'un déplacement latéral des forces, incrémental, résultant dans le cas des bâtiments, dans une courbe qui reflète la variation de l'effort transversal à la base et le déplacement du haut de la structure (Bento, 2011).

L'action sismique est définie par le spectre de réponse inélastique, dans le format d'accélération spectrale S_a - déplacement spectral S_d .

Le point de performance de la structure, pour un état limite donné, est une valeur obtenue en interceptant la courbe de capacité avec le spectre de réponse correspondant. Ce point représente le décalage spectral maximal attendu, d'une structure, pour une intensité donnée d'action sismique. Il convient de noter que, pour obtenir le point de performance par l'intersection de la courbe de capacité avec le spectre de réponse, il est nécessaire que les deux courbes soient définies selon les mêmes paramètres, en l'occurrence l'accélération spectrale et le déplacement spectral, en ordonnées et abscisses, respectivement. Il faut aussi qu'ils entité définis pour un système de degré de liberté et qu'ils prennent en compte le comportement non linéaire de la structure.

L'attention est attirée sur le fait qu'il existe deux méthodes de référence qui permettent de déterminer le point de performance sismique de la structure, et par conséquent son évaluation sismique, à l'aide d'analyses statiques non linéaires: la méthode *N2* (Fajfar et Fischinger, 1998), proposée dans L'Eurocode 8 et la «Capacity Spectrum Method», introduite par Freeman (Freeman et al, 1975; Freeman, 1998) et recommandée dans ATC40 (1996).

Les courbes de fragilité représentent la probabilité de dépasser un état limite d'endommagement en fonction d'un paramètre représentatif de l'action sismique, une mesure d'intensité (IM - Intensity Measure), qui peut être l'accélération maximale du sol (PGA), la vitesse au sol maximale (PGV), déplacement au sol maximal (PGD), accélération spectrale (S_a), vitesse spectrale (S_v) ou déplacement spectral (S_d) (Kaynia et al, 2013).

La probabilité qu'un état de dommage soit dépassé est généralement obtenue en utilisant une distribution cumulative log-normale, calculée analytiquement en utilisant l'équation 1.17.

$$P[ds_k | IM] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_k}} * \ln \left(\frac{IM}{IM_k} \right) \right] \quad (1.17)$$

Étant:

ds_k - état des dommages de référence ;

$\ln \left(\frac{IM}{IM_k} \right)$ - fonction de distribution log-normale cumulative;

β_{ds_k} - écart type du logarithme népérien de la mesure d'intensité sismique pour l'état d'endommagement ds_k ;

IM - Mesure de l'intensité sismique;

- valeur moyenne de la mesure d'intensité sismique pour laquelle chaque structure atteint le seuil de l'état d'endommagement, ds_k .

Associée à la détermination des courbes de fragilité se trouvent la définition des états d'endommagement à considérer et par conséquent des états limites d'endommagement. Les états d'endommagement permettent d'adapter une valeur donnée du paramètre de mesure d'intensité sismique aux dommages subis dans la structure. Cinq états de dommages sont généralement pris en compte: aucun dommage, léger/mineur, modéré, étendu et effondrement. Cependant, différents auteurs/méthodologies ont défini un nombre différent d'états de dommages. Les échelles de dommages les plus fréquentes sont les suivantes: HCR (Rossetto et Elnashai, 2003), HAZUS-MH 1.1 (FEMA, 2013a), Vision2000 (SEAOC, 1995), EMS98 (Grunthal, 1998) et ATC-13 (ATC, 1985) (Kaynia et al, 2013).

La frontière entre deux états de dommage consécutifs est définie par un état limite de dommage. Dans une méthodologie dans laquelle les états de dommages sont pris en compte,

les états limites de dommages seront pris en compte. Les valeurs et / ou les critères qui permettent de définir les valeurs de la mesure d'intensité sismique pour chacun des états limites de dommages considérés diffèrent également selon les méthodologies existantes.

À titre d'exemple, les critères présentés par Giovinazzi (2005) sont présentés. Cela considère le déplacement spectral comme un paramètre de la mesure d'intensité sismique et considère cinq états de dommage (dont l'un correspond à l'état de non-dommage), ce qui implique l'existence de quatre états limites de dommage. Les valeurs de décalage spectral (calculées à l'aide des équations 1.18, 1.19, 1.20 et 1.21) qui caractérisent les états limites d'endommagement $S_{d,k}$, k augmentant en fonction de la gravité de l'endommagement, sont fonction des changements de rendement (d_y) et du déplacement dernier (d_u) qui définit la courbe de capacité bilinéaire (Giovinazzi, 2005).

$$S_{d,1} = 0.7 * d_y \quad (1.18)$$

$$S_{d,2} = 1.5 * d_y \quad (1.19)$$

$$S_{d,3} = 0.5 * (d_y + d_u) \quad (1.20)$$

$$S_{d,4} = d_u \quad (1.21)$$

Pour les valeurs proposées par Lagomarsino et Cattari (2013), le paramètre c_2 varie entre les valeurs 1,2 et 1. Ce paramètre varie en fonction du degré de complexité et d'irrégularité présenté par le bâtiment, correspondant à des valeurs d'autant plus élevées qu'elles se produisent ces deux caractéristiques. Le paramètre c_3 varie entre les valeurs 0,3 et 0,5 (Lagomarsino et Cattari, 2013).

Après avoir défini la courbe de fragilité, il est possible de déterminer la probabilité que la structure subisse chacun des états d'endommagement définis en utilisant la valeur du paramètre de la mesure d'intensité sismique (qui peut être, par exemple, le déplacement spectral) correspondant au point de performance déterminé de l'intersection entre le spectre de réponse et la courbe de capacité. La détermination de la probabilité discrète de l'apparition d'un état de dommage donné (puisque la courbe de fragilité est définie en fonction de la probabilité cumulative) est obtenue en utilisant l'équation 1.22, qui représente la différence entre les probabilités cumulatives (Vicente, 2008).

$$P(D_k = d) = P[D_k \geq d] - P[D_{k+1} \geq d] \quad (1.22)$$

Il convient de noter que k correspond à chaque état de dommage, avec une valeur croissante en fonction de la gravité de l'état, par exemple, un léger état de dommage aura

une valeur $k=1$ et un état de dommage d'effondrement une valeur de k plus élevée.

À titre d'exemple, afin de rendre plus claire l'interprétation d'une courbe de fragilité, considérons que le paramètre Mesure d'intensité sismique est le déplacement spectral. Supposons qu'une structure donnée soit caractérisée par les courbes de fragilité illustrées à la figure 1.11. Il est admis que la structure présente une certaine valeur X de déplacement spectral par rapport au point de performance pour l'intensité de l'action sismique considérée. Aussi bien que la probabilité d'obtenir chacun des états d'endommagement pour le déplacement spectral de la valeur X est indiquée dans la figure.

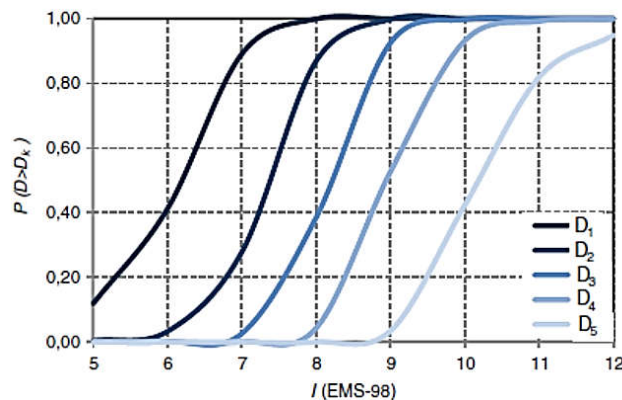


Fig. 1.12 - Courbes de fragilité de chaque probabilité pour un décalage spectral X donné (Vicente, Varum et Costa, 2009).

L'incertitude, qui ne peut être négligée, est inhérente au processus de détermination des valeurs des paramètres nécessaires pour définir les courbes de fragilité. Compte tenu de ce fait, lors du calcul de la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain état de dommage, ces facteurs sont pris en compte à l'aide du coefficient β_{ds} .

Evaluation de la vulnérabilité sismique cas d'étude

1. Introduction :

Dans ce chapitre, l'évaluation des performances sismique des mosquées de la vieille ville de Ténès est faite, l'estimation des édifices étudiés est réalisée par l'application de la méthode N2. La méthode utilisée dans ce chapitre est appliquée à un édifice isolé et utilise des données issues de la recherche sur les caractéristiques de cet édifice, puis appliquée dans des techniques de modélisation numérique. Ces méthodes d'estimation correspondent donc au niveau 3 de la 1^{ère} approche tel que mentionné dans le chapitre II «Différentes approches».

Puisqu'il est destiné à évaluer le comportement non linéaire de l'édifice soumis à une action sismique, les informations pertinentes sur l'édifice à l'étude sont fournies, à savoir sur ses caractéristiques géométriques. Les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs de la structure sont fournies, pour le cas de référence.

De manière générale, la vulnérabilité mesure la quantité de dommages causés par un séisme d'intensité donnée sur une structure (Orduña et al, 2008). Cependant, la quantité de dommages et l'intensité sismique sont des concepts sans définition numérique claire et rigoureuse. Selon Sandi (1986), la vulnérabilité sismique est une propriété intrinsèque de la structure, une caractéristique de son propre comportement dû à l'action d'un séisme décrit à travers une loi de cause à effet, où la cause est l'action sismique et l'effet est les dégâts. Cependant, l'ampleur des dommages identifiés dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments dépend de nombreux facteurs tels que l'intensité de l'action sismique, les conditions du sol, les matériaux de construction, les éléments structurels et l'état de conservation. Corsanego & Petrini (1990) ont classé les méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité structurelle en quatre groupes :

1. Direct, qui estime de manière simple les dommages causés dans une structure par un séisme donné (par exemple FaMIVE et les fonctions de vulnérabilité ou matrices de probabilité de dommages (DPM) développées par Whitman et al. (1994)) ;
2. Indirect, qui détermine d'abord un indice de vulnérabilité de l'ouvrage puis évalue la relation entre dommage et intensité sismique (par exemple ATC-21 (1988)) ;
3. Conventionnelle, qui est essentiellement une méthode heuristique, introduisant un indice de vulnérabilité indépendant de la prédiction des dommages (ATC-13 (1985) et HAZUS (1999) sont des exemples de ce type) ;
4. Hybride, qui combine des éléments des méthodes précédentes avec des jugements d'experts (la méthode macrosismique conçue par Lagomarsino & Giovinazzi (2004) est un exemple de ce type).

Dolce et al. (1994) classe les méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique en quatre groupes principaux en fonction des informations disponibles :

1. Empirique, qui évalue au moyen d'un questionnaire d'évaluation et d'inspection visuelle (exemples : EMS-98 (Grünthal, 1998) et GNDT II (GNDT-SSN, 1994) ;
2. Analytique, qui évalue au moyen d'analyses numériques sur un modèle 3D de structure développé par des outils informatiques ;
3. Expérimental, qui évalue au moyen d'essais déterminant les caractéristiques mécaniques et dynamiques d'une structure existante ;
4. Hybride, qui correspond à la combinaison de l'empirique, de l'analytique et de l'expérimental.

Il est possible d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un grand groupe de bâtiments de manière assez générale (grossièrement) en suivant des méthodologies simples (qualitatives), ou de n'évaluer qu'un seul bâtiment de manière détaillée au moyen de méthodologies raffinées (quantitatives). Les méthodologies qualitatives permettent d'obtenir une qualification des bâtiments ou du groupe de bâtiments en termes de vulnérabilité sismique pouvant aller de faible à élevé, tandis que les quantitatives en termes numériques (par exemple, force ultime et capacité de déplacement). Cependant, le choix de l'une de ces méthodes dépend des objectifs de l'étude, du type de résultats requis et des informations disponibles. D'autre part, les fonctions de fragilité, les matrices de probabilité de dommages et les fonctions de vulnérabilité obtenues à partir des dommages structurels observés lors de séismes passés dans une zone sismique étaient les outils privilégiés dans les études de risque sismique réalisées dans le passé (Benedetti & Petrini, 1984).

L'évaluation de la vulnérabilité sismique est une question de la plus haute importance à l'heure actuelle et est un concept largement utilisé dans les travaux liés à la protection des bâtiments. La vulnérabilité sismique représente la quantité de dommages qui pourraient être présents dans un bâtiment à la suite de la survenance d'un séisme d'une certaine intensité. Cependant, peu de travaux de recherche sont menés sur le développement d'outils d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages en maçonnerie. L'approche GNDT II est couramment utilisée pour identifier et caractériser les déficiences sismiques potentielles d'un bâtiment ou d'un groupe de bâtiments au moyen d'une qualification par points pour chaque composant significatif de la structure. Cela permet à l'utilisateur de déterminer un indice de vulnérabilité sismique, I_v . L'une des méthodes les plus connues habituellement trouvées dans la littérature pertinente correspond à celle développée par Benedetti et Petrini et al. (1984) et le GNDT-1990 (1990). Cette méthode a été largement utilisée en Italie au

cours des dernières années et a été améliorée à la suite de l'expérimentation continue et des dommages observés de certains types de structures (principalement des bâtiments en maçonnerie non armée) après des tremblements de terre de différentes intensités, résultant en une vaste base de données de dommages et vulnérabilité.

2. Méthodologie simplifiée proposée pour l'évaluation de la vulnérabilité

Il existe une variété de méthodologies proposées par différents auteurs pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Le choix d'une certaine méthodologie d'évaluation dépend des aspects suivants : nature et objectif de l'étude, informations disponibles, caractéristiques du bâtiment ou groupe de bâtiments étudiés, méthodologie d'évaluation appropriée (qualitative ou quantitative), et de l'organisme qui recevra les résultats de l'étude (par exemple, gouvernement, organisations scientifiques, entreprises, etc.).

La formulation de l'indice de vulnérabilité proposée dans ce chapitre est basée essentiellement sur l'approche de niveau GNDT II, présentée dans GNDT-SSN (1994), pour l'évaluation de la vulnérabilité d'un édifice en maçonnerie. Dans cette approche, la vulnérabilité globale est calculée comme la somme pondérée de 12 paramètres (tableau 2.1) utilisés dans la formulation de l'indice de vulnérabilité sismique. Ces 14 paramètres sont regroupés en quatre groupes. Le premier groupe comprend des paramètres, caractérisant le système de résistance du bâtiment et le type et la qualité de la maçonnerie, à partir du matériau (taille, forme et type de pierre), du tissu de maçonnerie et de la disposition et de la qualité des connexions entre les murs, de la capacité de résistance au cisaillement de la structure, évalue le rapport d'élancement des structures et les conditions de fondation du sol. Le deuxième groupe de paramètres se concentre principalement sur l'emplacement relatif des bâtiments et sur son interaction avec d'autres bâtiments, évalue l'irrégularité du plan et de l'élévation et identifie le nombre, la taille et l'emplacement des ouvertures murales, en raison de son importance dans le chemin de charge. Le troisième groupe de paramètres évalue les systèmes structuraux horizontaux, à savoir le type de connexion des planchers en bois et la nature impulsive des systèmes de toiture en pente. Enfin, le quatrième groupe de paramètres évalue les fragilités structurelles et le niveau de conservation des structures, ainsi que l'influence négative des éléments non structuraux avec de mauvaises conditions de connexion au système structurel principal.

Tableau 2.1 - Indice de vulnérabilité (I_v)

Paramètre group	Paramètre	Class (K_i)				Weight (W_i)	Vulnerability index
		A	B	C	D		
1. Structural building system	P1 Type of resisting system	0	5	20	50	0.75	$I_v^* = \sum_{i=1}^{14} K_i W_i$
	P2 Quality of the resisting system	0	5	20	50	1.00	
	P3 Conventional strength	0	5	20	50	1.50	
	P4 Maximum distance between walls	0	5	20	50	0.50	
	P5 Number of floors	0	5	20	50	1.50	
	P6 Location and soil conditions	0	5	20	50	0.75	
2. Irregularities and interactions	P7 Aggregate position and interaction	0	5	20	50	1.50	$0 \leq I_v^* \leq 650$
	P8 Irregularity in plan	0	5	20	50	0.75	
	P9 Irregularity in elevation	0	5	20	50	0.75	
	P10 Wall façade openings and alignments	0	5	20	50	0.50	
2. Floor slabs and roofs	P11 Horizontal diaphragms	0	5	20	50	1.00	Normalized index
	P12 Roofing system	0	5	20	50	1.00	
4. Conservation status and other elements	P13 Fragilities and conservation state	0	5	20	50	1.00	$0 \leq I_v^* \leq 100$
	P14 Non-structural elements	0	5	20	50	0.50	

Ces 14 paramètres d'évaluation de la vulnérabilité sont liés à 4 classes de vulnérabilité croissante : A, B, C et D. Selon le paramètre et la classe choisie, la méthode attribue une valeur numérique (K_i) allant de 0 à 50, qui est affectée par un coefficient d'importance (Poids ' W_i '). Un poids (W_i) est attribué à chaque paramètre, allant de 0,5 pour les paramètres les moins importants (en termes de vulnérabilité structurelle) jusqu'à 1,5 pour les plus importants. Il reflète l'importance de chaque paramètre dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique de la structure. Dans une dernière étape, l'indice de vulnérabilité sismique (I_v) de la structure sera obtenu à l'aide de l'équation présentée dans le tableau 2.1. L'indice de vulnérabilité obtenu comme la somme pondérée des 14 paramètres varie initialement entre 0 et 650, avec la valeur alors normalisée pour se situer dans la plage $0 \leq I_v \leq 100$. L'indice de vulnérabilité calculé peut ensuite être utilisé pour estimer les dommages structurels après une intensité spécifiée d'un événement sismique. La définition de chaque classe de paramètres et de leur poids est effectuée en tenant compte des travaux des auteurs précédents, de l'avis d'experts, de l'observation des dommages post-sismiques et de l'analyse paramétrique.

3. Présentation de la ville de Ténès :

Ténès est une ville côtière de la mer Méditerranée, située au nord de l'Algérie, à mi-distance d'Alger (à environ 215 km à l'est et d'Oran 230 km à l'ouest, à 53 km au nord de Chlef, chef-lieu de la wilaya. Dans une région de forte sismicité, elle a été dévastée par deux tremblements de terre au cours du XXI^{ème} siècle. La sismicité associée à cette région résulte de l'activité sismique offshore de la région de contact des plaques africaine et euro-asiatique ainsi que de l'activité de diverses failles locales traversant le territoire (Oliveira et al, 2004).

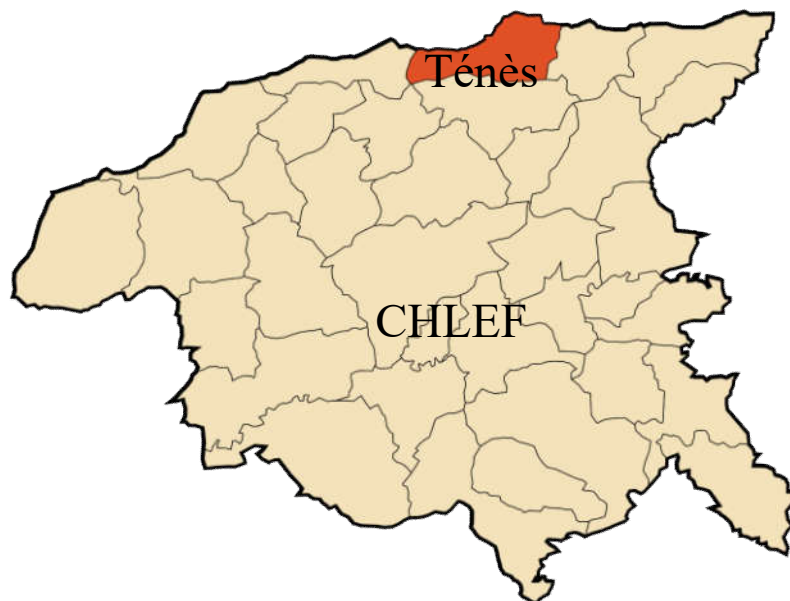


Fig. 2.1 - Localisation de la commune de Ténès dans la wilaya de Chlef.
(<https://fr.wikipedia.org/wiki/Ténès>)

La ville de Ténès est reconnue nationalement pour sa visibilité touristique et a un impact substantiel sur l'économie de la région. Elle est bordée au Nord par la mer Méditerranée, à l'Est par la chaîne montagneuse du Dahra, dont Jebel Sidi Marwan ou Ras Ténès. Rahman, qui protège naturellement les abords de la ville. L'urbanisation de la ville islamique est concentrée à environ deux kilomètres de la mer, sur un plateau dont la hauteur varie d'un côté à l'autre.

Quant à l'ancien Ténès 'vieux Ténès, Ténès el Lahdar' créée au 9^{em} siècle, avec les occupations successives, les puniques, les berbères, les romains, les vandales, les byzantins, les arabes, les turcs et les français. Vers le VIII^e siècle, les phéniciens fondent à Ténès un comptoir d'échanges commercial avec la population berbère. Les tombeaux existent à ce jour sur la côte de la ville. À partir de ce moment la ville porta le nom de Cartenna. Au III^e siècle, située à l'Ouest de la Numidie orientale, elle est placée sous le commandement de Syphax. Sous la domination carthaginoise, elle est délivrée par Massinissa à la fin de siècle. En l'an 30, selon l'historien romain Pline l'ancien, auguste y installe les soldats de la deuxième légion romaine. Aujourd'hui sont découverts les vestiges datant de cette époque comme par exemple les mosaïques avec les inscriptions romaines : Caius, Fulcinus, Optatus, soldat de la deuxième légion, ou bien celle de victoria.



Fig. 2.2 - Vu sur la vieille ville de Ténès.

Ténès el Lahdar, ou vieux Ténès, correspond à la partie ancienne de la ville de Ténès ; En 1302 commence la construction de Ténès el Lahdar par des marins andalous. La cité fut peuplée alors essentiellement par des Andalous et des Berbères, appelée plus tard «vieux Ténès» par les colons français, où se trouve la mosquée de Sidi Maïza considérée comme la troisième mosquée du pays datant de début de X^{ème} siècle. Ténès devient alors une ville universitaire et certains géographes arabes tels que el Bakri (1068) ou al Yaakoubi viennent y travailler. Elle fut placée sous le commandement d'un prince 'Ibrahim Ben Mohamed ben Solaiman'. Cette ville est connue pour sa mosquée Sidi Bou Maïza bâtie au IX^e siècle.

4. Les mosquées de la vieille ville de Ténès :

Dans cette partie l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un monument est une prospection qui s'inscrit dans le cadre de la gestion du risque sismique et ayant comme objectif principal de réduire ce risque. La réduction du risque sismique nécessite la mise en œuvre d'une série d'action préventives et de surveillance ainsi qu'une identification de la vulnérabilité des enjeux. Par conséquent une étude de la vulnérabilité sismique des édifices doit permettre l'estimation de leur faiblesse structurale, vis à vis d'un événement sismique d'intensité donnée. D'autant plus qu'elle servirait à l'établissement d'une stratégie d'action d'intervention sur ces bâtisses, visant l'augmentation de leur durée de vie et l'amélioration de leur comportement aussi bien post sismique que lors de la secousse sismique elle-même

La mosquée a acquis une position distinguée dans la communauté islamique car elle est liée à la pratique du culte puisqu'elle est la maison de Dieu dans laquelle la prière a lieu, jusqu'à ce que son nombre atteigne parfois plus que le besoin, et sur la base de son

emplacement, les rues principales sont déterminées, les plans de quartier sont achevés et les principales installations de la ville sont distribuées.

On ne peut négliger le rôle que la mosquée jouait dans tous les aspects de la vie au sein de la cité islamique, en particulier dans les premiers siècles de l'État islamique : c'était un lieu d'enseignement d'adultes et enfants des sciences religieuses et d'autres sciences, et un moyen d'organiser les activités quotidiennes et la prise de rendez-vous pour la population par l'appel à la prière. Et c'est une obligation qui prévaut encore à ce jour, où les gens prennent leurs rendez-vous avant et après la prière, et il est utilisé comme un lieu d'hospitalité, car il est étrange que la maison de Dieu ait été la première destination, quels que soient ses besoins, que ce soit pour chercher des connaissances ou pour combler ses besoins dans la ville, sans négliger sa position dans l'organisation des affaires politiques et judiciaires du pays .

4.1. La Mosquée de Sidi Maïza :

Quant à la mosquée de la vieille ville de Tennis dans la province de Chlef, est l'une des plus anciennes mosquées d'Algérie. Elle a été classée comme la troisième plus ancienne mosquée en 1905 après la mosquée Sidi Okba à Biskra et la mosquée Sidi Bou Mediène à Tlemcen. Elle est située du côté Nord-Est, à l'écart de son centre, et occupe une position estimée à une hauteur de 46m au-dessus du niveau de la mer, ce qui lui permet de surveiller tous les bâtiments situés en contrebas. La hauteur du minaret sert de guide aux visiteurs de la ville de l'extérieur et de l'intérieur. Il est difficile de déterminer la date de la construction de cette mosquée car aucun document écrit ne l'indique, la seule date que l'on puisse déterminer à cet égard est qu'elle était présente à l'époque d'al-Bakri (d. 1094/ 487 AD), lorsqu'il dit dans le cadre de sa description de la ville et elle a une mosquée. Selon Marçais et J. Berque, elle remonte au IV^e siècle de l'Hégire correspondant au IX^e siècle de notre ère.

Elle a été connue sous le nom de « Mosquée Sidi Ma'iza 'Sidi Ahmed Boumaza' », et malgré son association avec ce nom, tous ceux qui s'y référaient pour décrire la ville ou l'étudier ne la mentionnaient pas et ne mentionnaient qu'une mosquée, la Mosquée Jami, ou l'ancienne Mosquée de Ténès dans l'étude architecturale et archéologique menée par 'Dosso Lamar' en 1924 : elle s'appelait 'La Mosquée du vieux Ténès'.

Elle occupait un espace complètement irrégulier en raison de l'émergence de certains de ses éléments architecturaux, tels que le minaret, les portes et le mihrab dans la saillie du minaret. Quant à la cour ouverte qui lui est attenante, elle est située au Nord, et ses

dimensions sont irrégulières en largeur, commençant par 6,90 m du côté Ouest et diminuant progressivement jusqu'à atteindre 1,00 m à ses bords est, tandis que sa longueur atteint son extension maximale à 31,50 m, qui est la longueur de la mosquée en elle-même, et réduite en bas à 23,20 m.

La mosquée se compose d'un groupe de sections réparties dans cet espace, accessible par une porte qui la relie à la rue, et à partir de là, la salle de prière qui contient le mur de la qibla composé de l'ouverture du mihrab et d'un petit l'ouverture adjacente à l'est sert à placer la chaire et deux portes secondaires. La plus petite d'entre elles permet d'entrer dans la salle de prière des femmes, et dans le mur opposé au mur de la qiblah, il y a un minaret dans l'angle nord-ouest, et une porte qui mène à la cour arrière ouverte. Le toit de la mosquée est élevé sur un groupe de colonnes reliées entre elles par des arcs à travers lesquels se forment des rangées parallèles horizontales qui se croisent dans la zone centrale et des deux côtés avec des rangées verticales.



Fig. 2.3 - Plan de situation de la mosquée Sidi Maïza.

Bien qu'elle ait subi d'importants dégâts lors du grand séisme de 1954, ce qui a nécessité des travaux de réhabilitation qui ont modifié le plan original, la mosquée a, une nouvelle fois, été endommagée suite au séisme de 1980. Une étude de protection provisoire est alors menée mais ce n'est qu'en 1996 que l'Agence nationale d'archéologie procède à des travaux de réhabilitation.

Considérée par le Pr R. Bourouiba comme la plus ancienne mosquée d'Algérie encore intacte, la mosquée Sidi Bou Maïza a été construite dans un style s'inspirant de la Grande mosquée de Damas. Cet édifice religieux « de par ses nefs parallèles au mur de la qibla s'apparente à la première mosquée de Médine que le Prophète aurait aidé à édifier de ses propres mains et dont le modèle fut repris à Damas (705-715) ».



Fig. 2.4 - La Mosquée Sidi Maïza du Vieux Ténès daterait du 9^{ème} Siècle L'Agence Nationale des Antiquités et de la Protection des Monuments et Monuments Historiques - Agence Chlef.

Lorsqu'on pénètre à l'intérieur de cet édifice séculaire, on retrouve accolé à la façade nord de la mosquée une salle d'ablutions et une petite cour dans laquelle se trouve le tombeau de cheikh Sidi M'ammâr. Puis, en empruntant une petite entrée légèrement en biais, on accède à la salle de prières. Celle-ci ressemble par son style à celle des mosquées de Damas, Cordoue, Kairouan ou la mosquée al-Hassan de Rabat.

Outre ses cinq nefs parallèles au mur qibli, divisés en onze travées dont quatre supportant des arcs perpendiculaires au mur de la qibla, la mosquée possède un mihrâb sur plan polygonal avec une niche octogonale. Un modèle que l'on retrouve dans toutes les mosquées médiévales de l'Ouest algérien et qui ressemble fortement à celui des grandes mosquées de Kairouan et de Cordoue. A la seule différence que le mihrâb de Ténès est « décalé d'une nef vers l'est et est précédé d'une coupole qui émerge du toit avec une calotte écrasée et quatre merlons d'angle ». Selon R. Bourouiba « ce décalage aurait été volontaire à l'origine dans un souci de respect du type médinois ».



Fig. 2.5 - La Mosquée Sidi Maïza du Vieux Ténès.

La mosquée Sidi Maïza constitue un lieu d'intersection de parcours d'implantation et le 3^{ème} parcours de consolidation. Elle est entourée par des habitations. Sa localisation nous permettrons de la repéré même si on est loin de la ville.

4.2. Transformation de la mosquée Sidi Maïza :

4.2.1. La mosquée avant 1954 :

À l'origine, cette salle était couverte de terrasses, mode de couverture que certains auteurs renvoient à l'époque romaine, alors que d'autres y voient que la toiture de la mosquée Sidi Maïza est de même style que la toiture de la mosquée de Omar Ibn El Khatab à Ténès. La toiture a subi plusieurs modifications et restaurations depuis l'occupation de la ville par les français en 1842.

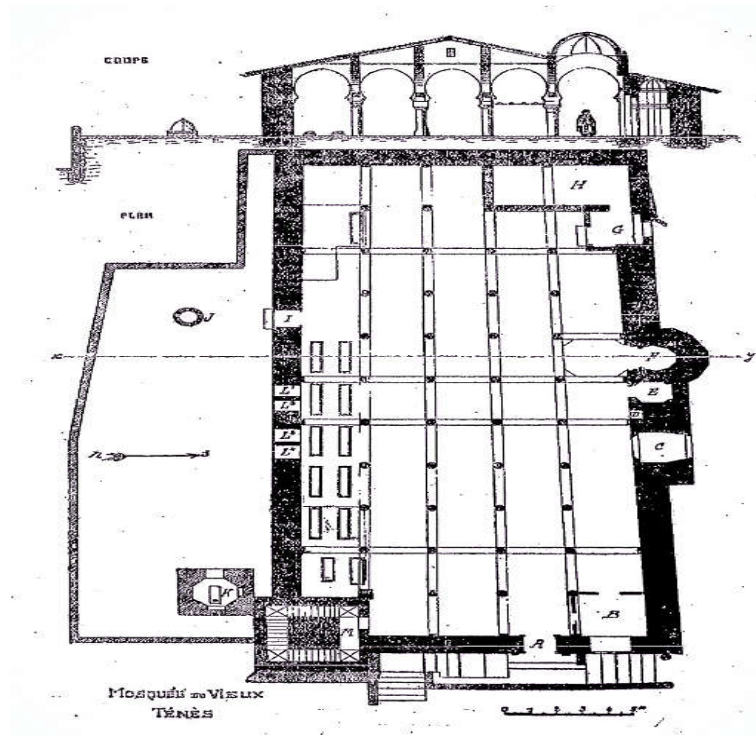


Fig. 2.6 - Plan et coupe initiale de la mosquée Sidi Maïza. (L'Agence Nationale des Antiquités et de la Protection des Monuments et Monuments Historiques - Agence Chlef)

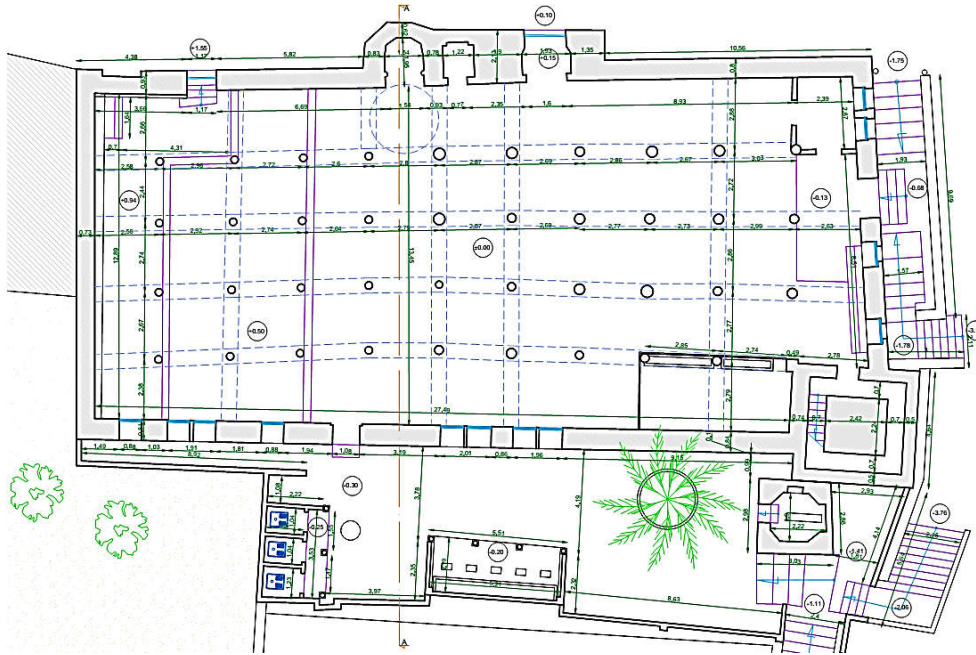


Fig. 2.8 - Plan de la mosquée Sidi Maïza.

4.2.3. L'enveloppe extérieure de la mosquée :

La mosquée est de forme rectangulaire, brisé par la forme de sa cour de son côté Nord. Elle se dresse dans un lieu surélevé. L'entrée principale est située dans la façade ouest, des escaliers ont été construits pour rattraper le niveau de la pente du terrain ou on trouve 2 canons ottomans planté. Deux autres entrées ont été aménagées dans la façade sud : la première sur le côté occidental du mihrab et la seconde, destinée aux femmes, est sur le côté oriental du mihrab. On trouve une autre entrée à l'angle nord-ouest qui mène directement à la cour.

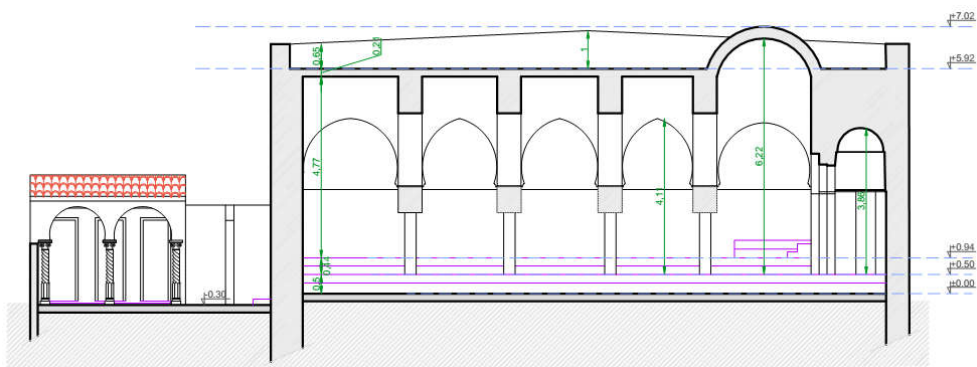


Fig. 2.9 - Plan de coupe de la mosquée Sidi Maïza.

Observant les façades, nous constatons que les ouvertures sont à un nombre réduit, les murs sont presque aveugles, les façades de la mosquée contiennent plus de plein que de vide. La salle de prière s'ouvre sur l'extérieur par des petites fenêtres avec arc outrepassé,

sept Fenêtres qui donnent sur la cour et par cinq autres sur la façade ouest. La toiture actuelle est une dalle en béton.



Fig. 2.10 - Façades extérieures de la mosquée Sidi Maïza.



Fig. 2.11 - Vues de l'intérieur de la mosquée Sidi Maïza



Fig. 2.12 - Vus de toiture de la mosquée Sidi Maïza

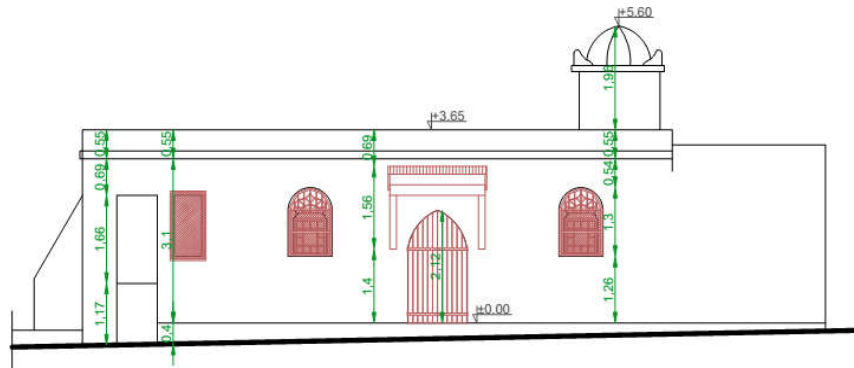


Fig. 2.14 - Plan de façade principale de la mosquée Lalla Aziza.



Fig. 2.15 - Façades extérieures de la mosquée Lalla Aziza.



Fig. 2.16 - Vues d'intérieur de la mosquée Lalla Aziza.



Fig. 2.17 - Vue du toit de la mosquée Lalla Aziza.

4.4. La Mosquée de Sidi Bel Abbas:

Située sur le parcours matrice qui relie Bab el Kabla à Bab el Khouikha, elle est considérée comme l'un des monuments historique ayant conservé son aspect original. Il s'agit d'une petite mosquée avec un plafond fait de bois et des colonnes surmontées de chapiteaux de différents types de l'époque romaine, joints entre elles par des tirants. Ce monument a subi plusieurs essais de restauration par des opérateurs non habilités, chose qui a modifié son aspect ancien. Il sert actuellement de lieu de rencontre pour les fêtes annuelles de la confrérie des «Issaouas». La ville de Ténès, anciennement Cartenna, comme l'ensemble des villes du Maghreb ancien connut différentes civilisations ; Phénicienne, Romaines, berbère, médiévale, Turque et Française. En effet, les Idrissides seraient les premiers fondateurs de la ville, comme toute ville islamique la ville de Ténès à cette époque était entourée par des murailles en pierre pesés par des portes dont la mosquée était la lie le plus fréquenté et atours de laque s'organise les habitations. La mosquée de Sidi Maïza est la troisième, pour d'aucuns la deuxième, du pays du point de vue ancienneté après celle de Sidi Okba à Biskra et Sidi Boumediene à Tlemcen.



Fig. 2.18 - Plan de masse mosquée Sidi Bel Abbas.

Cette mosquée occupe un espace irrégulier, si bien que sa longueur atteint 16,90 m à son extension maximale et 14,70 m au fond, et sa largeur est de 10,80 m, et elle se compose de deux parties de 2,00 m, et sur le côté droit du hall il y a une petite salle mesurant 3,10 m x 2,00 m contenant une grande terrasse qui servait au repos, à la literie ou même au sommeil, et était utilisée dans une période antérieure comme lieu d'ablution achevé en 1957, et la deuxième section est la prière hall Sa longueur sur le côté long est de 13,00 m et sur le côté court est de 11,10 m de largeur et 9,50 m. Il se compose de dix colonnes disposées en deux rangées parallèles, chacune de cinq, portant des arcs faisant face au mur de la qibla sur

lequel repose le plafond, et un mihrab au milieu du mur de la qiblah. Cette mosquée est adjacente aux côtés sud des deux côtés. Al Gharbia est une zone qui servait de cimetière selon l'ancien plan de la ville, et c'est actuellement un bâtiment démoli.

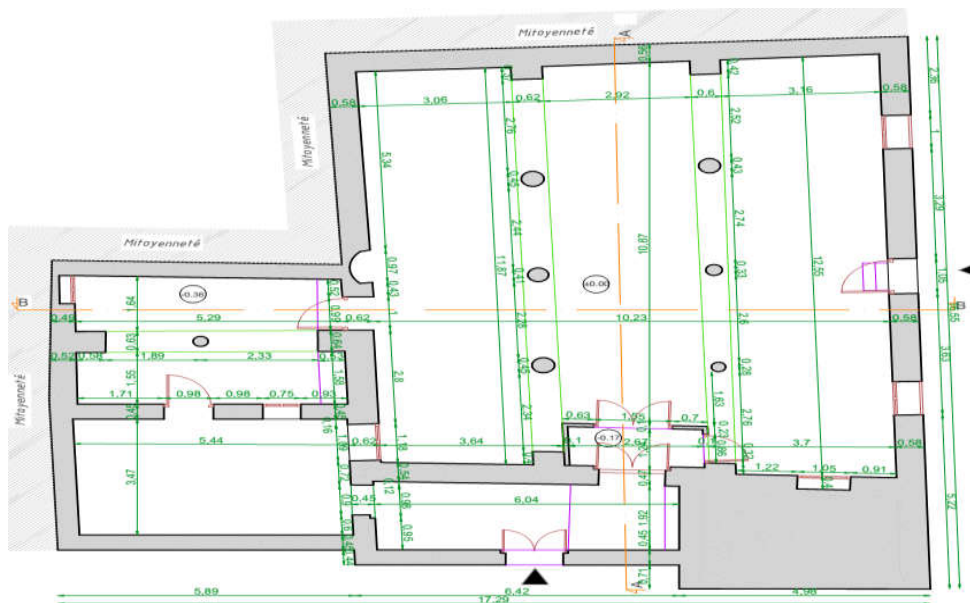


Fig. 2.19 - Plan de la mosquée Sidi Bel Abbas.

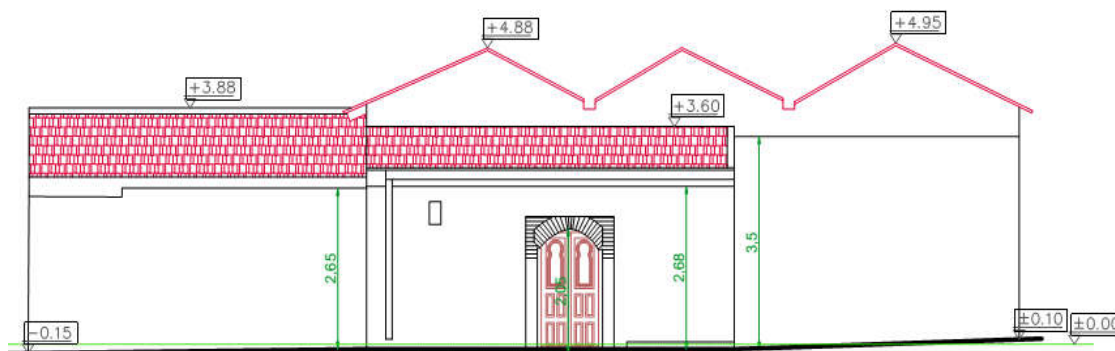


Fig. 2.20 - Plan de façade principale de la mosquée Sidi Bel Abbas.



Fig. 2.21 - Façades extérieures de la mosquée Sidi Bel Abbas.



Fig. 2.22 - Vues d'intérieur de la mosquée Sidi Bel Abbas.



Fig. 2.23 - Vues du toit de la mosquée Sidi Bel Abbas.

5. L'approche GNDT II et méthode macrosismique

La méthode proposée ici est basée sur l'approche originale du niveau GNDT II, mais avec quelques modifications. Cependant, les paramètres majeurs, partagés par chaque évaluation de vulnérabilité selon Combescure et al. (2005), sont essentiellement les mêmes. De ce fait, la similitude en termes de définition de l'indice de vulnérabilité des deux méthodologies (originale et améliorée) permet d'utiliser les mêmes fonctions de vulnérabilité reliant la vulnérabilité à un indice de dommage (Benedetti & Petrini, 1984).

Puisque cette étude a adopté les courbes de vulnérabilité analytique de la méthode macrosismique (Giovinazzi & Lagomarsino, 2004), il est essentiel d'établir la correspondance entre la méthode macrosismique et l'approche de niveau GNDT II.

La première méthode fait référence à l'échelle macrosismique EMS-98, qui contient implicitement un modèle de vulnérabilité. Sur la base de la définition des dommages décrite dans l'échelle EMS-98, il est possible de dériver des matrices de probabilité de dommages pour chacune des classes de vulnérabilité définies (A à F).

Grâce à l'utilisation des définitions linguistiques (peu, beaucoup et la plupart) et de leur interprétation numérique respective, des matrices de probabilité de dommages (DPM) complètes pour chaque classe de vulnérabilité peuvent être obtenues.

6. La vulnérabilité des mosquées :

6.1. Évaluation de la vulnérabilité sismique

Les mosquées de la vieille ville de Ténès ont été évaluées, chaque mosquée se voyant attribuer un indice de vulnérabilité I_v . La valeur I_v moyenne est comprise entre 40 et 41, correspondant à une typologie de construction en terre et briques anciennes et des classes de vulnérabilité A–B en ajustant la description constructive décrite par Giovinazzi et Lagomarsino (2004), en se référant à l'échelle EMS-98 (Grünthal 1998). Le tableau 2.2 montre la correspondance entre les différentes classes de vulnérabilité et la valeur calculée de la vulnérabilité moyenne, $I_{v,mean}$.

Tableau 2.2 - Interpretation des dommages, D_k (Giovinazzi 2005).

Nombre total	Intensité, IU (EMS-98)				
	<i>VI</i>	<i>VII</i>	<i>VIII</i>	<i>IX</i>	<i>X</i>
Effondrements	0 (0%)	1 (33%)	2 (67%)	2 (67%)	3 (100%)
Inutilisable	2 (67%)	1 (33%)	1 (33%)	1 (33%)	0 (0%)

Alors qu'une évaluation détaillée de l'ensemble des mosquées a abouti à une valeur moyenne de l'indice de vulnérabilité de $I_{v,mean} = 40,89$. Toutes les mosquées ont un indice de vulnérabilité supérieure à 40 (équivalent à la classe B de vulnérabilité selon EMS-98). Les valeurs maximales et minimales I_v obtenues pour l'ensemble des mosquées évalué sont respectivement de 72,31 et 9,47.

6.2. Analyse des paramètres évalués pour l'indice de vulnérabilité calculé

L'attribution de classes de vulnérabilité à chaque paramètre est considérée comme fiable, compte tenu du fait que l'inspection de toutes les mosquées a été effectuée en détail et que des informations géométriques précises étaient disponibles. Par conséquent l'incertitude de la valeur de l'indice de vulnérabilité évalué I_v , est considérée comme faible.

Les résultats de l'évaluation de la vulnérabilité révèlent les caractéristiques importantes suivantes :

- Le paramètre P1 a une influence significative sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont classées C ou D (c'est-à-dire en raison de l'absence de tirants ou de poutres annulaires ainsi que d'une faible connexion entre les murs orthogonaux) ;
- Le paramètre P2 a une influence intermédiaire sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont classées en B ou C (c'est-à-dire en raison de la construction de ces structures avec une maçonnerie en brique de mauvaise qualité) ;
- Le paramètre P3 a une forte influence sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont classées D (c'est-à-dire en raison de la capacité de résistance minimale au cisaillement).
- Le paramètre P4 présente des classes A, B, C et D bien réparties. Par conséquent, son influence sur l'indice de vulnérabilité final est faible à élevé (c'est-à-dire en raison de la variation des caractéristiques géométriques entre les mosquées).
- Le paramètre P5 a une influence significative sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont classées C (c'est-à-dire en raison de l'emplacement de toutes les fondations des mosquées sur un site de sol mou à moyen sur une zone de plaine).
- Le paramètre P6 présente une très faible influence sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont hautement classées en A, (c'est-à-dire en raison de la construction isolée de ces structures)
- Le paramètre P7 présente une influence faible à élevée sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont classées en A ou classées en D (c'est-à-dire en raison de la taille et du nombre d'ouvertures de porte. Les mosquées avec 1 et 4 ouvertures de porte sont de classe A et avec 3 ouvertures de porte sont de classe (D).
- Le paramètre P8 présente les classes distribuées A, B, C et D, par conséquent, son influence sur l'indice de vulnérabilité final est faible à élevé (c'est-à-dire en raison de

la variation de l'épaisseur des parois et de la présence d'un minaret parmi les mosquées).

- (i) Le paramètre P9 est réparti entre les classes A et B. Par conséquent, son influence sur l'indice de vulnérabilité final est faible à élevé (c'est-à-dire en raison de la variation de la taille, de l'emplacement et du nombre des ouvertures parmi les mosquées).
- Le paramètre P10 a une forte influence sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont classées comme D (c'est-à-dire en raison de toit de type déformable avec une nature de poussée).
- Le paramètre P11 est réparti entre les classes A et B. Par conséquent, son influence sur l'indice de vulnérabilité final est faible à élevé (c'est-à-dire en raison de la variation de l'état de conservation entre les mosquées).
- Le paramètre P12 a une influence intermédiaire sur l'indice de vulnérabilité final, car les mosquées sont classées en B ou C (c'est-à-dire en raison de la présence d'éléments non structuraux bien à mal connectés).

6.3. Courbes de vulnérabilité

Après avoir résolu l'incomplétude à l'aide de la théorie des probabilités, l'ambiguïté et le chevauchement des définitions linguistiques sont ensuite abordés à l'aide de la théorie des ensembles flous (Giovinazzi, 2005), dans laquelle les limites supérieures et inférieures de la corrélation entre l'intensité macrosismique et le degré moyen de dommage (μ_D) de la distribution sont définis et dérivés pour chaque typologie de bâtiment et vulnérabilité. Le degré de dommage moyen (μ_D) nous permet de connaître la distribution attendue du niveau de dommage, où il représente une interprétation quantitative des conséquences causées par le séisme sur les éléments structuraux et non structuraux (Lagomarsino et al, 2004). Pour la mise en œuvre opérationnelle de la méthodologie, une expression analytique proposée par Lagomarsino et Podestà (2004) pour les églises et reprise par Curti (2007) et Balbi et al. (2005) pour la tour est adopté. Cette expression met en corrélation le danger avec le niveau de dommage moyen ($0 < \mu_D < 5$) de la distribution des dommages (distribution bêta discrète) en termes de valeur de vulnérabilité, comme le montre l'équation (2.1).

$$\mu_D = 2.5 * \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 2.4375 * V - 8.9125}{Q} \right) \right] \quad (2.1)$$

où I est l'aléa sismique décrit en termes d'intensité macrosismique, V l'indice de

vulnérabilité utilisé dans la méthode macrosismique et Q un facteur de ductilité. L'indice de vulnérabilité V détermine la position de la courbe, tandis que le facteur de ductilité Q détermine la pente de la fonction de vulnérabilité (le taux de dommages augmente avec l'augmentation de l'intensité). Dans cette étude un facteur de ductilité de 2 est adopté, une valeur suggérée par Curti (2007) et Balbi et al. (2005).

La figure 2.24 montre la comparaison des courbes de vulnérabilité tracées pour les valeurs maximales, moyennes et minimales possibles de l'indice de vulnérabilité en utilisant la méthodologie proposée pour les structures de maçonnerie avec les valeurs de l'indice de vulnérabilité présentées par Giovinazzi & Lagomarsino (2004) pour la topologie des bâtiments EMS-98. Bien qu'il puisse y avoir une différence entre les valeurs de l'indice de vulnérabilité entre les structures de maçonnerie et les autres topologies de construction, il a été adopté en raison du manque d'informations suffisantes sur l'évaluation de la vulnérabilité pour les structures de maçonnerie. Cependant, les valeurs de l'indice de vulnérabilité de Giovinazzi & Lagomarsino (2004), qui ressemblent étroitement au type de maçonnerie des structures, ont été prises en compte (c'est-à-dire la brique non armée et la maçonnerie en pierre). De plus, la valeur moyenne adoptée ici ressemble beaucoup à la valeur présentée par Lagomarsino et al. (2004) pour les tours. Cependant, la valeur moyenne retenue ici est légèrement inférieure à la valeur présentée par Curti (2007).

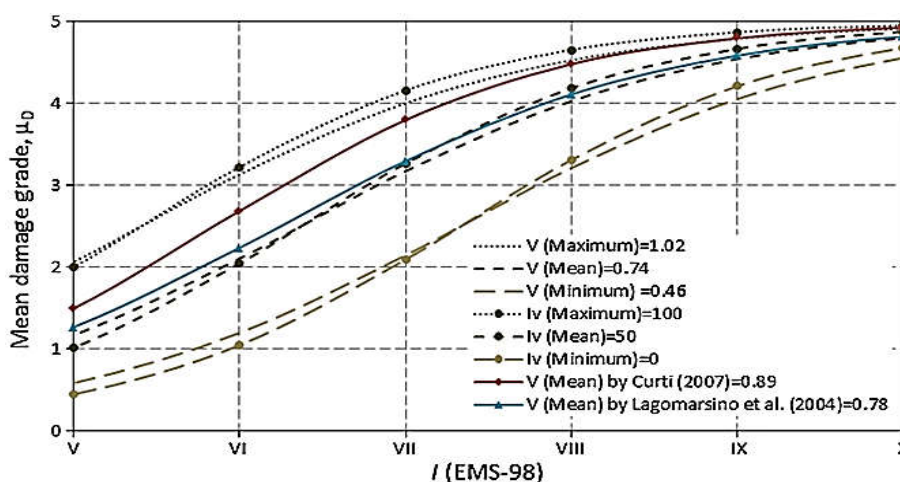


Fig. 2.24- *Corrélation entre les courbes de vulnérabilité pour la valeur maximale, moyenne et minimale d' I_v .*

En comparant la courbe de vulnérabilité donnée par deux méthodes différentes par rapport à une valeur moyenne centrale de dommage ($\mu_D = 2,5$), la corrélation analytique suivante a été établie entre les indices de vulnérabilité des deux méthodes :

$$V = 0.46 + 0.0056I_v \quad (2.2)$$

Via l'équation (2.2) l'indice de vulnérabilité, I_v (utilisé dans l'approche GNDT II), peut être transformé en indice de vulnérabilité, V (utilisé dans la méthode macrosismique), permettant le calcul du degré moyen de dommage par l'équation (2.1) et par la suite l'estimation des dommages et des pertes.

De ce fait, la similitude en termes de définition de l'indice de vulnérabilité des deux méthodologies (originale et améliorée) permet d'utiliser les mêmes fonctions de vulnérabilité reliant la vulnérabilité à un indice de dommage (Benedetti et Petrini 1984). Pour la mise en œuvre opérationnelle de la méthodologie, une expression analytique proposée par Lagomarsino et Podestà (2004) pour les églises et reprise par Curti (2007) et Balbi et al. (2007) pour les tours est adopté. Cette expression met en corrélation le danger avec le degré de dommage moyen ($0 \leq \mu_D \leq 5$) de la distribution des dommages (distribution bêta discrète) en termes de valeur de vulnérabilité, comme le montre la figure 2.25.

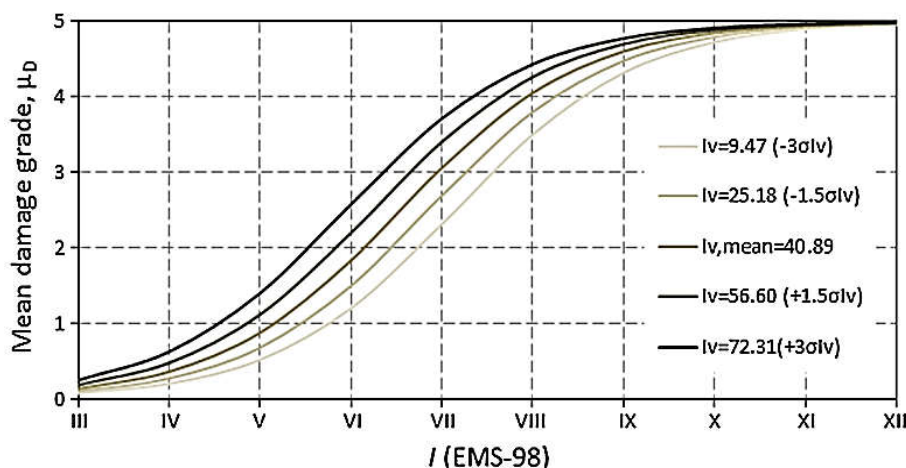


Fig. 2.25 - Courbe de vulnérabilité des mosquées.

6.4. Répartition des dommages physiques et scénario

À partir des valeurs moyennes des degrés de dommages, μ_D différents histogrammes de distribution des dommages pour des événements d'intensité sismique variable et leurs valeurs respectives d'indice de vulnérabilité peuvent être définis, en utilisant une approche probabiliste. L'idée est de compléter le modèle EMS-98 en introduisant une distribution de probabilité discrète appropriée du degré de dommage. Les méthodes les plus couramment appliquées sont basées sur la fonction de masse de probabilité binomiale et la fonction de densité de probabilité bêta et, de plus, la distribution des dommages des bâtisses en maçonnerie semblent assez bien se confirmer (Spence et al, 2003). La fonction de masse de probabilité (PMF) de la distribution binomiale est exprimée dans l'équation. (2.3).

$$PMF = p_k = \frac{5!}{k!(5-k)!} * \left(\frac{\mu_D}{5}\right)^k * \left(1 - \frac{\mu_D}{5}\right)^{5-k}; 0 \leq p \leq 1 \quad (2.3)$$

Le degré de dommage moyen μ_D donné par la méthode macrosismique représente la valeur de dommage moyenne qui est utilisée pour définir une distribution de dommage discrète et est exprimée comme dans l'équation (2.4). Il varie de 0 à 5 et est la valeur barycentrique de la distribution discrète des dommages.

$$\mu_D = \sum_{k=0}^5 p_k * D_k \quad (2.4)$$

où, p_k est la probabilité d'avoir un degré de dommage D_k , avec $k \in 0, 5$.

Dans ce travail, la distribution des dommages adoptée a été ajustée à une fonction de distribution bêta. Les recherches menées par Giovinazzi (2005) ont montré que la distribution bêta est la plus polyvalente, car en contrôlant la forme de la distribution, elle permet d'ajuster à la fois des distributions de dommages très étroites et larges. Cette fonction est exprimée sous la relation (2.5).

$$PDF = p_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(t)\Gamma(t-r)} (x-a)^{r-1} * (b-x)^{t-r-1}; a \leq x \leq b; a = 0; b = 5 \quad (2.5)$$

où, a, b, t et r sont les paramètres de la fonction distribution gamma « Γ ».

En fonction des mêmes paramètres, la valeur moyenne μ_x de la variable continue x , qui se situe entre a et b et sa variance σ_x^2 sont liées à t et r comme exprimé dans l'équation (2.6, 2.7).

$$t = \frac{\mu_x(a+b-\mu_x)-ab}{\sigma_x^2} - 1 \quad (2.6)$$

$$r = t \left(\frac{\mu_x - a}{b - a} \right) \quad (2.7)$$

Les paramètres t et r contrôlent la forme de la distribution. Dans cette étude, la valeur unique du paramètre t est adoptée telle que proposée par Giovinazzi (2005) pour la topologie des bâtiments en maçonnerie de briques anciennes non renforcées, où $t=5$ a été utilisé pour représenter la variance de toutes les distributions de dommages possibles. Afin d'utiliser la distribution bêta, il est nécessaire de référencer le degré de dommage D_k .

En supposant que $a = 0$ et $b = 5$, il est possible de calculer la probabilité associée au degré de dommage, D_k en utilisant l'expression (2.8) comme suit.

$$\begin{aligned}
P(D_0) = p(0) &= \int_0^{0.5} \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(t)\Gamma(t-r)} (x-a)^{r-1} (b-x)^{t-r-1} dx \\
P(D_k) = p(k) &= \int_{k-0.5}^{k+0.5} \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(t)\Gamma(t-r)} (x-a)^{r-1} (b-x)^{t-r-1} dx \\
P(D_5) = p(5) &= \int_{4.5}^5 \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(t)\Gamma(t-r)} (x-a)^{r-1} (b-x)^{t-r-1} dx
\end{aligned} \tag{2.8}$$

Une autre méthode de représentation des dommages à l'aide d'histogrammes de distribution des dommages implique l'utilisation de courbes de fragilité. La courbe de fragilité définissant la probabilité d'atteindre ou de dépasser chaque degré de dommage, D_k avec $k \in [0,5]$ est obtenue directement à partir de la fonction de densité cumulée bêta, telle qu'exprimée dans l'équation (2.9).

$$P(D > D_k) = 1 - P(D_k) \tag{2.9}$$

Tout comme les courbes de vulnérabilité, les courbes de fragilité définissent la relation entre l'intensité du séisme et les dommages en termes de probabilité cumulative conditionnelle d'atteindre un certain état de dommages. Les courbes de fragilité sont influencées par les paramètres de la fonction de distribution bêta et permettent l'estimation des dommages sous la forme d'une fonction de probabilité continue.

6.5. Estimation des effondrements et des structures inutilisables

Le modèle d'estimation des pertes adopté dans cette recherche est basé sur des degrés de dommages qui relient la probabilité de dépasser un certain niveau de dommages avec la probabilité d'effondrement et de perte fonctionnelle. Parmi les approches existantes basées sur les données de dommages observés, celle adoptée dans ce travail a été proposée par le National Seismic Survey italien, sur la base des travaux de Bramerini et al. (1995). Cette approche analyse les données associées à la probabilité des bâtisses inutilisables après les tremblements de terre mineurs et modérés qui produisent des niveaux inférieurs de dommages structurels et non structurels et des valeurs moyennes de dommages plus élevées sont associées à la probabilité d'effondrement (Coburn et al., 1992). En Italie, le traitement des données réalisé par Bramerini et al. (1995) a permis d'établir ces facteurs pondérés et leurs expressions respectives pour leur utilisation dans l'estimation des pertes. L'équation (2.10 & 2.11) ont été utilisées pour l'analyse des structures de maçonnerie effondrées et inutilisables respectivement.

$$P_{collapse} = P(D_5) \quad (2.10)$$

$$P_{unusable} = P(D_3) * W_{uPt,3} + P(D_4) * W_{uPt,4} \quad (2.11)$$

où $P(D_k)$ est la probabilité d'occurrence d'un certain niveau de dommage (D1 à D5) et $W_{uPt,3}$, $W_{uPt,4}$, sont des poids indiquant le pourcentage des bâtisses associés au niveau de dommage D_k , qui se sont effondrés ou qui sont considérés comme inutilisables. Les valeurs des facteurs de pondération présentées dans les propositions SSN (Bramerini et al., 1995) et HAZUS (1999) sont légèrement différentes.

Une fois que l'indice de vulnérabilité, I_v a été défini, le degré de dommage moyen, μ_D peut être calculé pour différentes intensités macrosismiques, en utilisant l'équation (2.4). La figure 2.26 montre les courbes de vulnérabilité et de fragilité pour la valeur moyenne de l'indice de vulnérabilité, I_v ainsi que pour les limites supérieures et inférieures pour les événements d'intensité macrosismique différente.

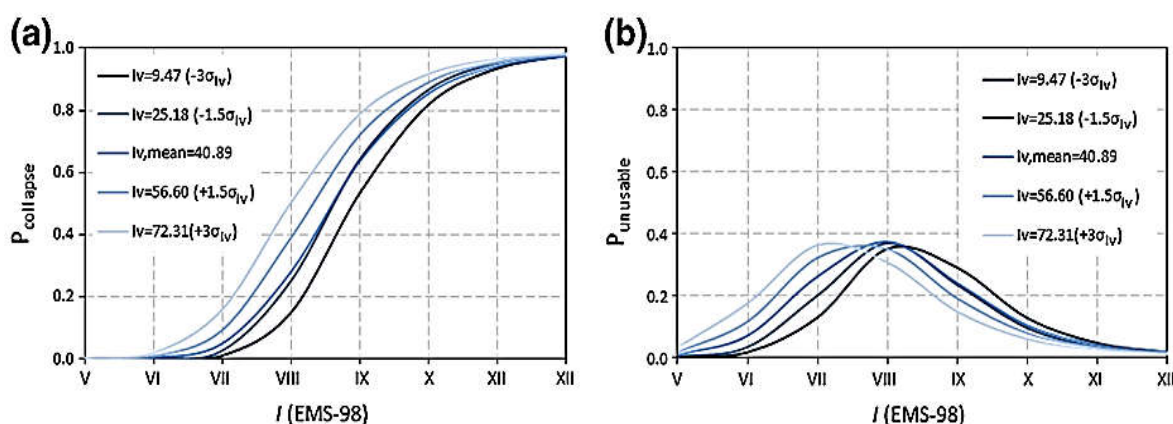


Fig. 2.26 - Probabilité d'effondrement et inutilisables pour différents indices de vulnérabilité, a) une probabilité d'effondrement ; b) probabilité d'inutilisabilité.

7. Comparaison de la vulnérabilité et des pertes sismiques : états d'origine et rénové

7.1. Propositions d'interventions, de réparation et de renforcement

Une bonne restauration du patrimoine culturel doit se concentrer sur la préservation des caractéristiques originales de la structure. Si des actions de réparation ou de renforcement sont nécessaires, elles doivent entraîner le minimum de modifications possibles. La compatibilité, la durabilité et la réversibilité sont les caractéristiques fondamentales recommandées dans la littérature à prendre en compte lors du renforcement des bâtiments patrimoniaux à valeur culturelle. Actuellement, il existe un large éventail de techniques et de matériaux disponibles pour la protection des constructions historiques. Parmi elles, deux

techniques principales se distinguent, la réhabilitation ou restauration et la rénovation. Les travaux de réhabilitation ou de restauration visent à utiliser des matériaux de caractéristiques similaires à la construction d'origine et à appliquer principalement les mêmes techniques de construction, afin de corriger localement les dommages de certains éléments structuraux, par exemple colmatage des fissures et repositionnement des éléments de mortier et de maçonnerie. D'une manière générale l'objectif de ces travaux est de conserver la construction dans de bonnes conditions, principalement pour résister aux charges verticales générées par le poids propre. D'autre part, la rénovation structurelle recourant à des techniques modernes et en complément de matériaux de pointe afin d'améliorer principalement la performance sismique des bâtiments, en augmentant sa capacité de charge latérale ultime (résistance), sa ductilité et sa dissipation d'énergie.

Le démontage et le remontage ou le remplacement est la tendance actuelle de la procédure de restauration suivie dans les mosquées. Il s'agit du démontage complet d'un élément ou d'une structure pour réparer, extraire ou substituer une partie des composants, puis de le reconstruire fidèlement selon l'organisation et la forme d'origine. Le but est de récupérer la fonctionnalité d'une structure tout en conservant sa valeur historique et culturelle.

Afin d'améliorer le comportement structurel des mosquées, une série de techniques de réparation et de renforcement sont proposées pour être exécutées à la fois au niveau local et mondial. Quelques remarques concernant les choix de conception de base et la sélection des matériaux et des techniques les plus appropriés pour la restauration des mosquées sont présentées dans cette section. Voici quelques actions de rénovation proposées pour la réduction de la vulnérabilité sismique des mosquées :

- ✚ Les observations de bâtiments en maçonnerie soumis à des tremblements de terre ont montré que le comportement structurel dépend fortement de la façon dont les murs sont interconnectés et ancrés aux planchers et aux toits. Ainsi, des tirants (bois ou RC) et des tirants métalliques sur plusieurs sections sur la hauteur des mosquées s'avèrent être une stratégie d'intervention efficace pour améliorer la connectivité entre les murs. De plus, les structures en bois (toitures et planchers) peuvent être ancrées par des éléments métalliques cloués sur les poutres et retenus au mur.
- ✚ Le rejointoiement profond est une technique largement appliquée dans tous les types de maçonnerie. Cette opération consiste à remplacer partiellement les joints

de mortier par un mortier de meilleure qualité, afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie, et elle doit être appliquée en cas de détérioration localisée du joint de mortier. Cette méthode permet d'augmenter la résistance de la maçonnerie pour les charges verticales et horizontales, mais les meilleurs résultats sont obtenus surtout au niveau des déformations, elles aussi fortement réduites du fait de l'effet de confinement des joints.

- ✚ L'application de la technique de rejointoiement renforcé s'est diffusée sur différentes parties des murs pour contrer les dégâts de fluage, et s'est concentrée sur quelques bandes de pilastres pour renforcer les angles. Une durabilité adéquate de l'armature (en particulier lors de l'utilisation de métaux), ainsi qu'une connexion mécanique adéquate, nécessitent le placement des barres à une profondeur suffisante dans le joint d'assise.
- ✚ Injection de mortier fluide ou d'autres matériaux de réparation adéquats à travers des fissures ou des trous préalablement percés. Le but est de combler les fissures, les cavités existantes et les vides internes. L'injection améliore la continuité de la maçonnerie et contribue à améliorer les propriétés mécaniques moyennes de la maçonnerie. L'injection ne doit être effectuée qu'avec des matériaux injectés dont la compatibilité avec le tissu de maçonnerie d'origine est prouvée.
- ✚ La couture de fissure est un autre travail de réparation qui peut être effectué dans les mosquées. En général, la couture fendue relie localement deux sections de mur indépendantes, qui peuvent basculer ou se renverser autour de leur base. Cependant, l'efficacité de la couture de fissure en termes de rétablissement de la continuité structurelle ou de la répartition uniforme des charges horizontales sur un mur est liée à la diffusion de l'intervention, puisque le transfert de force est limité aux points où les coutures sont introduites.
- ✚ Des plaques et diagonales métalliques peuvent être utilisées dans les toitures et les planchers pour réduire leur flexibilité et assurer un comportement efficace du diaphragme horizontal (mobilisant équitablement une réponse globale des murs).
- ✚ L'amélioration parasismique des mosquées peut être réalisée en renforçant la menuiserie traditionnelle à chevilles en bois entre les différents éléments en bois avec des boulons et des plaques d'acier. Ces interventions facilitent évidemment les séismes de faible intensité, mais ce qui se passe lors de séismes plus importants

reste à étudier.

- ✚ Il est également important d'améliorer la connectivité des éléments non structuraux avec les éléments structuraux. Une mauvaise connexion peut augmenter le niveau de dommages lors d'un séisme.

7.2. Résultats des actions de rénovation proposées dans l'évaluation de la vulnérabilité et l'estimation des pertes

Les mosquées sont supposées être rénovées avec les techniques de réaménagement proposées visées à la section 7.1, afin de réaliser l'étude de comparaison entre les conditions d'origine et de rénovation. Bien que l'efficacité de la modernisation dépend de divers facteurs inhérents, tels que : la qualité, la quantité, les techniques,... etc. Dans cette comparaison, le niveau de réduction de la vulnérabilité sismique est évalué en termes d'indice de vulnérabilité (I_v), de degrés de dommages (D_k), de probabilité de dommages ($P(D_k)$) et les coûts de réparation pour différentes intensités sismiques (J).

L'amélioration du comportement sismique de mosquées est supposée dans cette étude en améliorant la classe de vulnérabilité de six paramètres de vulnérabilité. Les six paramètres de vulnérabilité sont : P1 (Type de système de résistance), P2 (Qualité du système de résistance), P3 (Résistance conventionnelle), P10 (Système de revêtement de sol et de toiture), P11 (Fragilités et état de conservation) et P12 (Résistance non structurelle éléments) sont sélectionnés pour la mise à niveau et il a été supposé qu'ils sont mis à niveau par une classe de vulnérabilité (c'est-à-dire B–A, C–B et D–C) reflétant la mesure de modernisation discutée précédemment. La performance sismique du système structurel défini par ces paramètres sélectionnés peut être facilement améliorée en appliquant la stratégie de mise à niveau expliquée dans la section 6.1, alors que ce n'est ni facile ni possible dans le cas des six autres paramètres de vulnérabilité [c.-à-d. P4 (Rapport d'élançement), P5 (Emplacement et conditions du sol), P6 (Position et interaction), P7 (Irrégularité en plan), P8 (Irrégularité en élévation) et P9 (Nombre, taille et emplacement des ouvertures murales)].

La comparaison des courbes de distribution normale les mieux ajustées résultant de l'évaluation détaillée des mosquées d'origine et modernisées. Après avoir mis à niveau les six paramètres d'une classe de vulnérabilité de l'ensemble des mosquées, il en est résulté une valeur moyenne de l'indice de vulnérabilité de $I_v = 24,92$, ce qui correspond à une réduction de 39 %. A l'origine, les trois mosquées ont une valeur d'indice de vulnérabilité

supérieure à 40 (équivalent à la classe de vulnérabilité B selon EMS-98) qui sera réduite à 11% respectivement, après rénovation.

Les distributions de dommages obtenues grâce à l'utilisation de la fonction de probabilité bêta pour des événements d'intensité sismique différente et les valeurs moyennes de l'indice de vulnérabilité des mosquées.

La figure 2.27 montre la comparaison des courbes de fragilité correspondant aux histogrammes de distribution des dommages des valeurs moyennes de l'indice de vulnérabilité ($I_{v,mean(Original)}=40,89$ et $I_{v,mean(Retrofitted)}=24,92$). Les courbes de fragilité montrent que, si les mosquées sont rénovées comme proposé, il y aura une réduction significative de la probabilité de dépasser chaque degré de dommage par rapport à l'état d'origine.

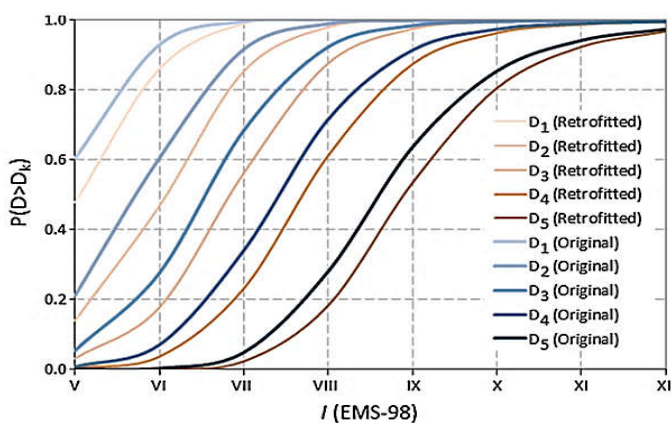


Fig. 2.27 - Comparaison des courbes de fragilité pour $I_{v,mean(Original)}=40,89$ et $I_{v,mean(Retrofitted)}=24,92$.

La figure 2.28 montre la comparaison de la probabilité d'effondrement des mosquées et d'inutilisables pour les valeurs moyennes de l'indice de vulnérabilité, $I_{v,mean(Original)}=40,89$ et $I_{v,mean(Retrofitted)}=24,92$. Les résultats concernant la réduction en pourcentage de la probabilité que les mosquées rénovées s'effondrent et soient inutilisables par rapport à l'état d'origine pour les valeurs moyennes de l'indice de vulnérabilité ($I_{v,moyen(Original)} = 40,89$ et $I_{v,moyen(Renové)} = 24,92$). Il est important de noter que le pourcentage des mosquées inutilisables augmente avec l'intensité (pour les intensités IX et X) par rapport aux mosquées inutilisables d'origine, car le pourcentage des mosquées qui s'effondrent diminue.

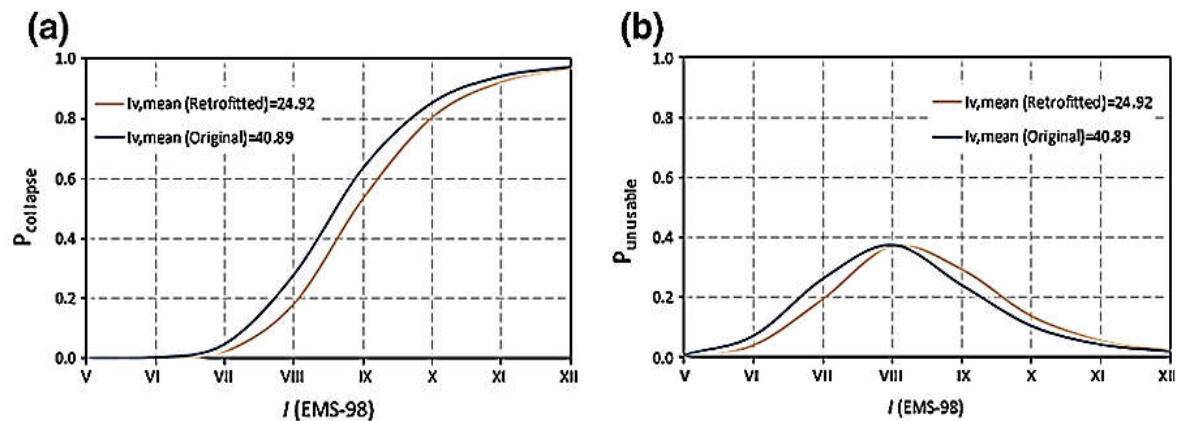


Fig. 2.28 - Comparaison de l'évaluation de la probabilité pour $I_{v,mean}(Original)=40,89$ et $I_{v,mean}(Retrofitted)=24,92$ (a) une probabilité d'effondrement ; (b) probabilité des mosquées inutilisables.

8. CONCLUSION

La méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique adoptée dans cette étude de cas est spécialement développée pour les structures en maçonnerie, comme les anciennes mosquées. Cependant les incertitudes associées aux courbes de vulnérabilité empiriques et à la qualité des données de classification de la vulnérabilité restent des questions qui doivent être approfondies en ce qui concerne la collecte de données post-sismiques pour obtenir des résultats encore plus fiables. La corrélation de cette méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité avec la méthode macrosismique a permis le développement de scénarios de dommages et de pertes pour la réduction et la gestion des risques sismiques. L'analyse des scénarios déterministes de dommages et de pertes créés dans cette étude permet de vérifier la relation de ces scénarios avec les fragilités structurelles identifiées et les caractéristiques de construction des mosquées.

Les villes de la vallée de Ténès sont situées dans une région à fort risque sismique. Par conséquent le niveau de dommages associés aux événements sismiques est de modérés à élevés. Le niveau de dommages estimé pour ces mosquées est un indicateur de leur faible résistance aux actions sismiques, et les valeurs modérées à élevées de dommages et de pertes obtenues pour les intensités VI et IX sont une conséquence de la grande vulnérabilité de ces mosquées. Par conséquent, des interventions axées sur l'amélioration des performances sismiques et la conservation du patrimoine culturel, assistées par la caractérisation des matériaux et la modélisation mécanique, sont nécessaires pour la réduction du risque sismique. De plus l'étude comparative présentée dans la dernière section de ce chapitre a montré l'impact et l'importance des actions de modernisation dans la réduction du risque sismique et la rentabilité.

En conclusion, une évaluation rigoureuse de la vulnérabilité et la mise en œuvre de solutions de modernisation appropriées peuvent réduire considérablement les dommages physiques et les pertes économiques résultant de futurs événements sismiques. En ce sens les études basées sur des approches macrosismiques jouent un rôle important dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique du patrimoine culturel dans les régions sujettes aux séismes. Cette recherche permet le développement d'une base de données complète et un outil d'orientation pour les autorités locales responsables de la réhabilitation et de la restauration des mosquées.

Dans ce qui suit, nous aborderons l'étude de la brique en tant que matériau utilisé dans la réhabilitation et la rénovation des anciens bâtiments. En particulier, nous étudions l'effet de l'ajout de sable lors de la formation des briques sur les propriétés mécaniques et physiques des briques, en particulier la résistance mécanique.

Les caractéristiques du matériau proposer pour la réhabilitation

1. Introduction

Les éléments qui délimitent la construction et la divisent intérieurement, communément appelés murs, bien qu'ayant perdu leur fonction macro-structurale de support de la construction contre les actions gravitationnelles et horizontales au cours des dernières décennies, restent d'une importance primordiale pour garantir la fonctionnalité de l'espace habité. La sensation de confort, associée à la thermo-hygrométrie, l'acoustique, l'éclairage, la sécurité contre les intrusions, l'esthétique extérieure et plusieurs autres aspects est, en premier lieu, fonction de l'efficacité du comportement des murs, avec un accent particulier sur les extérieurs (qui constituent les abords de l'espace habité).

Dans le monde de la construction au Portugal, les murs de maçonnerie en briques d'argile rouge sont venus prendre la place laissée par des solutions en pierre naturelle, terre crue et bois qui, pour diverses raisons, sont tombées en désuétude au cours du 20ème siècle. Du fait de ses caractéristiques fonctionnelles, comportementales et économiques, cette solution est la plus compétitive (avec l'alternative en parpaings) dans la réalisation de tampons entre les éléments en béton armé (la structure actuellement prédominante) et dans la réalisation de les cloisons entre les différents espaces habités.

Cette parité aborde fondamentalement la description des processus de construction associés aux murs de maçonnerie en briques d'argile, la solution la plus courante pour les murs extérieurs ou intérieurs. Il est également dédié à la brique elle-même et aux pathologies associées à ce type de murs, évitant dans la mesure du possible, le problème de la pathologie des enduits. S'agissant en quelque sorte d'une introduction au thème des murs, quel que soit le type de matériau, il est également consacré aux aspects généraux tels que la typologie et les exigences fonctionnelles des murs.

2. Aperçu historique sur les briques d'argile rouge

Les premières civilisations d'Asie occidentale, en particulier celles des vallées du Tigre et de l'Euphrate (Sumérie, Babylonie et Assyrie), trouvaient de très rares réserves de bois et de pierre pour la construction, mais disposaient de grandes quantités d'argile alluviale pour la production de briques, à la fois cuites et cru. Ses bâtiments étaient construits avec des briques écruées, issues d'argile mélangée à de la paille (pour lui donner plus de consistance), séchées au soleil et noyées dans des couches extérieures de briques plus résistantes, cuites au four.

Les Babyloniens utilisaient des briques à parois émaillées, qui, en plus de l'effet décoratif, offraient une meilleure protection aux murs. Incapables de trouver assez de pierre pour construire des colonnes pour soutenir les toits, ils ont mis au point une construction d'arcs et de voûtes, précurseurs des dômes.

Les dimensions de la brique n'ont pas beaucoup varié dans le temps. Cela s'est produit parce que les dimensions de la brique devaient être compatibles avec la taille d'une main d'homme, avec laquelle elle était ramassée et placée à sa place. D'autre part, la brique ne pourrait pas avoir un poids après avoir été mouillée qui la rendrait impossible à manipuler. De plus, il devait être suffisamment petit pour cuire uniformément dans un four, sans se fissurer ni se déformer.

Son utilisation était courante à l'époque des Grecs et des Romains. Ces derniers l'utilisaient de diverses manières : de manière peu simple dans la construction de colonnes cylindriques, sur des murs recouverts de minces plaques de pierre ou recouverts de stuc, et comme reliure et remplissage de murs de pierre. Ces briques mesuraient environ 45x30x7.5cm et étaient particulièrement adaptées à la construction d'arcs et de voûtes. Des arcs permanents en briques, construits sur des vilebrequins provisoires en bois, étaient noyés dans le ciment, formant des dômes.

Au Ve siècle, la destruction de la civilisation romaine signifiait la perte de l'art de fabriquer des briques. En Europe centrale, pendant des siècles, la construction en briques était pratiquement nulle. Les quelques travaux réalisés utilisaient des briques pillées sur des ruines romaines.

Au Moyen Âge, vers le XII^e siècle, la fabrication de briques reprend en Hollande et dans certaines régions d'Allemagne, où la quantité de pierre et de bois pour la construction est rare. En Italie, les argiles alluviales de la plaine lombarde ont fourni les briques de certains des édifices les plus décoratifs des périodes gothiques et Renaissance.

Dans la péninsule ibérique, l'utilisation de la brique était largement limitée à la région de Tolède, où la matière première était facile à trouver. Les grands seigneurs maures connaissaient parfaitement les techniques de construction en briques au Moyen-Orient et leur influence est restée longtemps.

3. Processus de fabrication de la brique d'argile rouge

La brique d'argile rouge est un matériau qui appartient à l'ensemble des matériaux céramiques, obtenu par cuisson de matières premières naturelles à haute température, constituées principalement d'argiles (silicates d'aluminium hydratés), et utilisés sans traitements de purification majeurs, presque toujours moulés selon les but pour lequel ils étaient destinés.

L'industrie céramique des briques d'argile rouge peut être considérée comme une industrie de transformation chimique, où les matières premières utilisées subissent une séquence de transformations (dans laquelle la présence de chaleur est indispensable), de sorte qu'à chaque étape, elles acquièrent ou modifient leurs propriétés physiques et propriétés chimiques, jusqu'à l'obtention du produit final conforme aux spécifications souhaitées.

Les étapes fondamentales du traitement de la brique d'argile rouge sont décrites ci-dessous :

- Extraction des matières premières ;
- Préparation de la matière première ;
- Conformation ;
- Séchage ;
- Cuisiné ;
- Emballage.

3.1. Extraction de la matière premières

L'opération d'extraction de la matière première a lieu pendant les mois les plus secs (à partir de la fin du printemps). Les pelles rétro-caveuses sont utilisées pour extraire l'argile des carrières d'argile, généralement disposées en niveaux. Les argiles sont ensuite déposées à l'extérieur en tas de couches intercalaires et généralement en grande quantité.

3.2. Préparation de la matière premières

Dans cette opération, il est essentiel de procéder à l'amélioration adéquate de la matière première et à la correction de ses propriétés, afin de rendre viable son moulage et de garantir les caractéristiques finales de la brique. A ce stade, les aspects suivants doivent être pris en compte :

- La granulométrie au niveau du mélange des composants est assez compromettante sur le niveau de frittage atteint lors de la cuisson ;
- L'excès de matière organique ou de particules de carbone dans les matières premières peut provoquer des fissures ou une dilatation des morceaux, s'ils ne brûlent pas dans les tronçons de la courbe de combustion où la porosité permet encore la diffusion du CO₂ (la matière organique rend l'argile poreuse, bien que cela lui confère une plus grande plasticité) ;
- Avec l'association de certaines matières premières, il est possible de modifier le coefficient de dilatation, de diminuer la sensibilité aux chocs thermiques et d'augmenter la résistance à la fissuration.

Pour garantir ces exigences, les matières premières sont soumises aux opérations suivantes :

- Désagrégation, broyage et tamisage, à sec ou en dispersion aqueuse, à la granulométrie la plus convenable, pour améliorer le niveau de mélange et de conformation ;
- Purification et correction de ses propriétés, éventuellement au niveau de l'ajout de sable pour affiner l'argile, c'est-à-dire avec une teneur en silice plus élevée, ce qui la rendra moins déformée lors de la cuisson ;
- Mélange et homogénéisation pour la conformation ultérieure (processus de préparation du plastique, dans lequel moins d'eau est utilisée que nécessaire pour les processus de broyage et de mélange eux-mêmes).

La pâte qui résulte de ce processus est stockée dans un espace intérieur, à l'abri des conditions atmosphériques.

La mauvaise préparation des matières premières peut être associée à des problèmes de manque d'homogénéité, à l'apparition de grains de quartz trop gros et à des différences de qualité entre les pièces.

3.3. Conformation

La pâte résultant du procédé précédent est maintenant mise en forme par extrusion, étant introduite dans des matrices qui forcent son passage à travers des moules avec la forme négative de la brique (figure 3.1).



Fig. 3.1 - Dispositif manuel pour façonner de la brique.

Au cours de ce processus, la pâte peut être soumise à un vide, afin d'éliminer l'air à l'intérieur, ce qui lui confère de meilleures propriétés. A la sortie des matrices, les briques sont découpées automatiquement à l'aide d'un fil monté sur un chariot de coupe.

3.4. Séchage

Après formage, le matériau céramique retient encore 5 à 35% d'eau. Ne pas cuire une pièce en céramique avec une teneur en eau excessive, car celle-ci, lorsqu'elle est libérée, peut provoquer la fissuration de la pièce en raison du retrait. Lorsque le corps d'argile est cuit avec une teneur en eau excessive, l'extérieur peut se dessécher, créant une croûte qui empêche l'humidité interne de s'échapper. Ce fait provoque des tensions internes dans le matériau qui peuvent conduire à la fissuration de la pièce.

Cette opération de séchage est réalisée dans des enceintes où la température oscille entre 30 et 70°C, pendant une durée variable qui peut osciller autour de 16 heures.

Cette opération est extrêmement importante pour la qualité finale de la pièce, et doit être contrôlée afin de minimiser les fissures qui peuvent se produire.

3.5. Cuisson

La cuisson est un procédé qui demande beaucoup de précision tout au long de son élaboration. Sa bonne conduction implique la connaissance des réactions qui se déclenchent au cours du processus.

Dans un premier temps, entre 20 et 150°C, l'eau brute qui n'a pas été expulsée lors du séchage est éliminée. Si cette phase est effectuée brutalement, la pièce peut être détruite.

Dans l'étape suivante, la pré-cuisson, les températures s'élèvent de 200 à 700°C, dans un processus qui doit avoir un contrôle strict, afin de permettre le développement de certaines réactions :

- À 200°C, il se produit la libération d'eau de plasticité (qui adhère aux surfaces colloïdales) et la combustion totale de la matière organique ;
- Entre 300 et 400°C, se produit la combustion des matières carbonées (l'atmosphère doit être fortement oxydante), provoquant également la décomposition des hydroxydes de fer et d'aluminium ;
- Entre 400 et 500°C, en raison de la décomposition des minéraux argileux eux-mêmes, l'eau de constitution est libérée, avec une transformation irréversible des minéraux argileux, avec perte des propriétés plastiques ;
- Entre 500 et 700°C, des changements importants se produisent au niveau structurel du matériau.

A partir de 700°C commence la phase de cuisson proprement dite, au cours de laquelle a lieu le frittage (et le réarrangement atomique respectif entre la silice, l'alumine et les éléments de fusion restants), formant une phase vitreuse. La formation de ces silice-aluminates plus complexes correspond à un corps céramique ayant les caractéristiques de dureté, stabilité et résistance physique et chimique. En brique d'argile rouge, la température de cuisson ne dépasse pas 1000°C.

3.6. Emballage

Le processus de transformation se termine par la cuisson, les briques étant prêtes à être emballées et vendues, généralement sur palettes et protégées par du plastique.

Un organigramme représentatif du processus de fabrication des briques d'argile est présenté à la figure 3.2.

3.7. Autres caractéristiques

Les caractéristiques des formats de briques les plus courants sont présentés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 - Caractéristiques des briques creuses, briques pleines et perforés

	Briques creuses	Briques pleines et perforés
Masse volumique (kg/m ³)	1750-2050	1650-2000
Absorption d'eau	< 15%	30 – 80 %
Isolation acoustique	41 -58 dB	41 -54 dB
Résistance à la compression	4 - 8 MPa	12.5 - 40 MPa

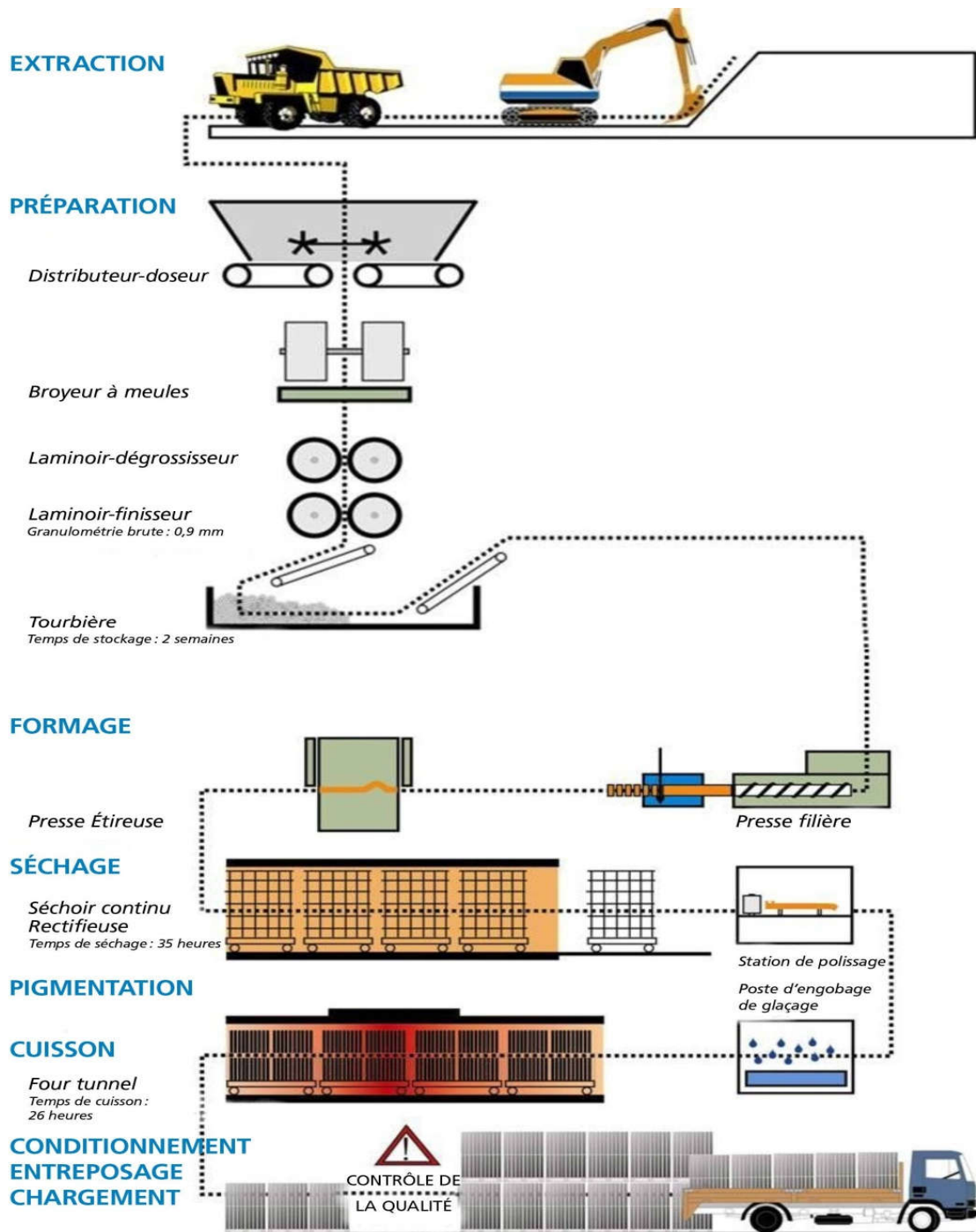


Fig. 3.2 - Fabrication des produits de terre cuite (L. Alviset).

4. Les produits briques d'argile en terre cuite

Les Briques d'argile en terre cuite selon la Norme XP P 13-305. les Brique que ne comportant aucune perforation et dont le format d'appellation le plus courant est 6x11x22 cm. Brique comportant des perforations perpendiculaires à la face de pose, la somme des sections des perforations étant inférieure ou égale à 50% de la section totale, et de largeur inférieure à 14cm (figure 3.3). On distingue trois types de produits :

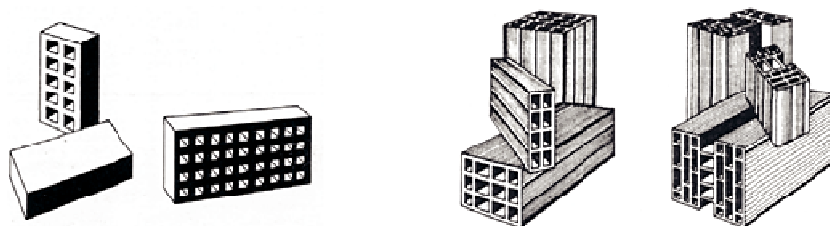


Fig. 3.3 - Brique pleine et perforée et Brique creuse (L. Alviset).

4.1. Bloc perforé

Brique de grand format, permettant de réaliser toute l'épaisseur brute du mur avec un seul élément, comportant des perforations perpendiculaires à la face de pose, dont la largeur est au moins de 14cm, dont la hauteur est inférieure ou égale à 30cm et dont la plus grande dimension ne dépasse pas 60cm. La somme des sections des perforations est inférieure ou égale à 60% de la section totale.

4.2. Briques creuses :

On distingue deux types de briques creuses 'Norme NF P 13-301':

- **Type C** : Briques à faces de pose continues, destinées à être montées à joints de mortier horizontal continu.
- **Type R.J** : Briques dites "à Rupture de Joint", destinées à être montées à joints de mortier horizontaux discontinus.

4.3. Brique silico-calcaire

Les briques silico-calcaires sont essentiellement formés d'un mélange des matériaux siliceux finement broyés et de chaux hydratée $\text{Ca}(\text{OH})_2$ appelée chaux grasse (ou de ciment portland) soumis généralement à un traitement à l'autoclave. Il y a deux catégories de produit ils sont fabriqués et utilisés comme matériaux de construction.

A. Brique denses

Le mélange de silice et de chaux ne constitue généralement pas un liant hydraulique à la

température ambiante la combinaison n'a lieu que si la silice est vitreuse et pouzzolanique mais il n'en est pas de même en présence de vapeur d'eau sous pression.

Les premiers brevets qui fut pris par l'allemand MICHAELIS en 1880 et par l'anglais VAN DERBURGH en 1886, étaient relatifs à la fabrication de briques silico-calcaire obtenues par un mélange soigneusement dosé de chaux et silice broyé puis moule par pression et traite par vapeur (Réunion D'ingénieurs, 1979). La première application industrielle a été faite en Allemagne vers 1894, les pays les plus producteur des briques silico-calcaire dense sont, la Russie, L'Allemagne, les pays bas et la France (E OLIVER, 1979).

B. Brique léger

Les briques silico-calcaire léger sont fabriquées à partir du même matériau que les silico-calcaire denses, mais avec ajout d'un constituant produisant des vides artificiels fermes, sous forme des bulles gazeuses obtenues par réaction chimique, ils appartiennent à la classe des matériaux appelés improprement béton cellulaire ou béton gaz.

Les premiers brevets datant de 1890. Mais on considère souvent le suédois J.A .ERIKSSON comme le père de ces produits, ces brevets datent de 1923 et en 1929 il utilisa le traitement à l'autoclave, ces produits et commercialisés en 1924 au Suède, 1928 en Danemark et en 1930 au URSS. Les principaux producteurs sont la Russie, le japon, l'Allemagne et la Grande-Bretagne M VENUAT(1994).

5. CLASSIFICATION GÉNÉRALE DES MURS

Une classification générale des murs est présentée ci-dessous, en tenant compte des matériaux utilisés, de l'implantation et des fonctions exercées dans le bâtiment.

En ce qui concerne les matériaux utilisés dans sa construction, les murs peuvent être regroupés dans les groupes suivants :

➤ Béton :

- Renforcé (utilisé dans les structures de type mur ou tunnel) ;
- Le cyclopique (technique traditionnelle, actuellement en désuétude) ;
- Le simple ;

➤ Maçonnerie :

- Pierre naturelle (moins utilisée de nos jours, principalement en raison du coût, mais aussi en raison du poids et de l'épaisseur totale élevés et de l'exécution très longue) ;

- La terre battue ;
 - Adobe ;
 - Briques d'argile rouge (le type de murs le plus courant, car il combine un prix relativement bas avec une réponse satisfaisante aux exigences imposées par le climat) ;
 - Blocs de béton bruts ;
 - Blocs de béton cellulaire autoclaves ;
 - Blocs de béton d'argile expansée ;
- Panneaux préfabriqués lourds (difficiles à transporter et à mettre en œuvre, nécessitant une certaine répétition pour devenir compétitifs, peu sensibles aux pathologies des raccords, mais rapides à installer) :
- Homogène (béton normal, béton d'argile expansée) ;
 - Avec des éléments d'allègement coulés (blocs coulés en céramique ou en béton, moules cylindriques, perdus ou récupérables) ;
 - Le type « sandwich » (deux plaques de béton armé séparées par une couche de matériau isolant) ;
- Panneaux préfabriqués légers (plusieurs solutions à base d'éléments métalliques-acier ou aluminium, bois, fibrociment, plastique, plâtre, plaque de plâtre, aluminium ou autres matériaux).

Compte tenu de sa localisation dans les bâtiments, il est possible de distinguer :

- Murs extérieurs (un des murs en contact direct avec l'extérieur) ;
- Murs intérieurs (non soumis aux intempéries).

Enfin, en ce qui concerne les fonctions qu'ils remplissent, les murs peuvent être classés en :

- Murs résistants (fonction structurelle) ;
- Murs de remplissage (fonction de cloisonnement).

6. Pathologie dans les murs en maçonnerie de brique

Dans cette partie, les causes et les pathologies des murs en maçonnerie de briques sont brièvement présentées. Les pathologies provenant de la couche de revêtement mural ne sont pas prises en compte. Il faut cependant noter que la limitation de cette frontière, en pratique, n'est pas toujours facile à réaliser.

Les principales pathologies qui se développent dans les murs de maçonnerie en briques sont liées à des phénomènes de fissuration ou à des défauts dus à l'action de l'humidité. Il est à noter que ces deux phénomènes ne sont pas indépendants, chacun pouvant entraîner ou aggraver l'autre. Le développement des phénomènes de fissuration dans les murs en maçonnerie de briques sont présentés dans la figure 3.3.

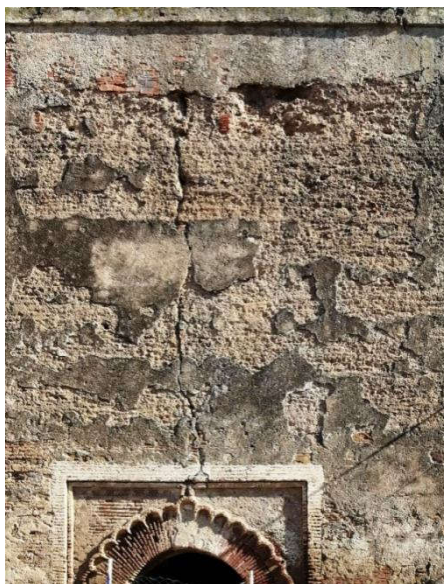


Fig. 3.4 - Fissure dans un mur de maçonnerie.

Les défauts dus à l'action de l'humidité peuvent se manifester de différentes manières : efflorescences, taches et moisissures ou cloques du revêtement (figure 3.5).

6.1. Phénomènes de Fissuration

La fissuration des murs en maçonnerie est, en principe, associée à l'un de ces phénomènes :

- Déformabilité du support mural ;
- Pose différentielle des fondations ;
- Application de charges sur les murs ;
- Support insuffisant pour la maçonnerie extérieure ;

- Variations de température ;
- Les variations d'humidité ;
- Action de glace ;
- Attaques chimiques.



Fig. 3.5 - Efflorescences sur le mur d'une cuisine, Taches et moisissures dues à une mauvaise finition ou cloquage de l'enduit sur le mur par remontée capillaire.

Les rubriques suivantes décrivent les phénomènes les plus importants associés à la fissuration dans les murs de maçonnerie en brique.

6.2. Déformabilité du support mural

Avec les avancées technologiques dans la fabrication du béton armé, notamment avec la possibilité d'obtenir des aciers aux limites d'élasticité plus élevées et des ciments de meilleure qualité et résistance, et avec le développement de méthodes de calcul de plus en plus puissantes, les structures sont devenues de plus en plus flexibles, avec des sections plus fines, nécessitant une analyse plus fine de leurs déformations et de leurs conséquences.

Bien qu'il n'y ait pas de problèmes sérieux dans la structure dus aux déformations des poutres et des dalles, il y a eu des problèmes répétés et sérieux dans les éléments non structuraux : compression dans les charpentes, accumulation d'eau dans les dalles de toiture, mise en évidence des tuiles et, principalement, l'apparition de fissures dans les murs de maçonnerie en briques (les éléments de maçonnerie ont une capacité de déformation élastique relativement faible).

Le développement des fissures est fonction de l'amplitude des flèches des éléments en béton armé, mais aussi de certaines caractéristiques de la maçonnerie : dimensions de la brique, type de joint, caractéristiques du mortier de pose et dimensions des ouvertures des fenêtres/portes inséré dans les murs. Dans le cas des dalles en porte-à-faux, pour les murs

qui sont sur le bord libre, ce n'est plus le déplacement vertical (approximativement constant le long du bord) qui est responsable de la fissuration du mur, mais la rotation relative en bout qui provoque la fissures dans la base du mur du côté extérieur et sur le dessus du côté intérieur.



Fig. 3.6 - Fissures horizontales causées par la déformation de la chaussée.

Pour prévenir ces situations, trois types d'actions doivent être entreprises :

- Limitation des flèches (conformité du projet aux états limites de service) ;
- Déformabilité accrue des parois ;
- Adoption de mesures technologiques qui atténuent l'impact des mouvements d'appui sur les murs (par exemple, mise en place d'armature dans l'armature ou pose sur une membrane résiliente).

Comme mentionné ci-dessus, pour éviter le phénomène décrit, il est toujours recommandé de commencer l'exécution des panneaux de maçonnerie aux étages supérieurs.

7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents types de briques, les propriétés mécaniques et physiques de ces briques, et le processus de fabrication des briques rouges. Ainsi que les maladies affectent les murs de maçonnerie en briques.

L'objectif est d'étudier l'effet de l'ajout de sable lors de la formation des briques sur les propriétés mécaniques et physiques des briques, notamment la résistance mécanique.

Essais sur la brique confectionnée. Résultats et interprétations

1. Introduction

Dans cette partie du mémoire, une étude sur la caractérisation des matériaux utilisés ainsi que la nature des ajouts employés pour la composition et la fabrication de la brique seront répertoriés. En outre l'ensemble des formulations et les procédures des essais en vue d'améliorer la qualité de la brique s'avèrent indispensable. Certaines considérations concernant ces matériaux sont décrites ci-dessous.

La synthèse bibliographique a mis en évidence les besoins d'expérimentation pour étudier l'effet du sable sur les propriétés des briques en terre cuite. Dans ce cadre, ce chapitre est consacré à l'analyse et à l'interprétation des résultats des expériences expérimental, qui a comme but, l'étude de l'effet de la présence du sable sur :

- la masse volumique apparente ;
- la résistance mécanique des briques, à savoir - la résistance à la compression, la résistance à la flexion ;
- le comportement mécanique des briques.

Dans cette étude expérimentale, outre le matériau terre et sable, trois teneurs en sable (5, 10 et 15%) sont utilisées.

2. Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans cette recherche sont l'argile et le sable, ce dernier est utilisé comme ajout.

2.1. L'argile :

Il provient d'un gisement de kaolinite situé à Aïn-Nouïssy, à 6 km au sud de Mostaganem (figure 4.1). La composition chimique, montre qu'il se compose principalement de silice, d'alumine et de chaux (tableau 4.1).



Fig. 4.1 - Emplacement des sites d'argile et de sable.

Tableau 4.1 - Composition chimique de l'argile

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃ T	K ₂ O
49.57	11.99	4.26	11.35	2.51	0.14	1.97
Na ₂ O	TiO ₂	MnO	P ₂ O ₅	Cr ₂ O ₃	Perte au feu	
0.57	0.62	0.04	0.16	0.03	14.05	

2.2. Caractéristiques physiques du sable

2.2.1. Composition granulaire

La caractérisation granulométrique des deux matériaux (argile et sable) montre que la distribution granulométrique des particules sableuses est comprise entre 2 et 31mm, alors que pour le kaolin est comprise entre 5 et 80mm (figure 4.2). L'argile et le sable ont des tailles complémentaires qui sont favorables au phénomène d'agrégation. L'argile elle-même se présente sous forme d'agrégats en raison de la granulométrie comprise entre 5 et 80µm.

Avant de soumettre l'argile aux essais, il est écrêté à 2mm. Houben (Houben, 1994) a indiqué que les éléments les plus fins ne doivent pas être autorisés à former des nodules de taille supérieure à 10mm ; la présence de 50% des nodules ayant une taille supérieure à 5 mm pourrait réduire de moitié la résistance à la compression.

La composition granulaire et les caractéristiques physiques du sol sont déterminées à travers deux essais - l'analyse granulométrique par sédimentométrie selon les normes NF P 18-560 et NF P 94-057 successivement, sont présentées sur le tableau 4.2. Les résultats des essais sont présentés sur la figure 4.2.

Tableau 4.2 - Les caractéristiques physiques du sable

MV_{app} (kg/m ³)	MV_{abs} (kg/m ³)	Distribution de la taille des grains (%)			M_f	ES (%)	
		0.01-0.08	0.08-1.25	1.25-5mm		visuel	au piston
1445	2600	3.25	52.83	43.92	3.08	66.2	62.5

MV_{app} - Masse volumique apparente ;

MV_{abs} - Masse volumique absolue ;

M_f - Module de finesse ;

ES - Equivalent de sable.

On constate selon la courbe granulométrique du sol, qu'elle se situe bien dans le fuseau limite recommandé par la norme des blocs de terre comprimée XP P 13-901. Cette norme recommande pour un sol destiné à la fabrication de la brique, qu'il ne doit pas être trop

argileux au risque d'entraîner des fissurations de retrait fragilisant les blocs ($2\mu\text{m} < 30\%$).

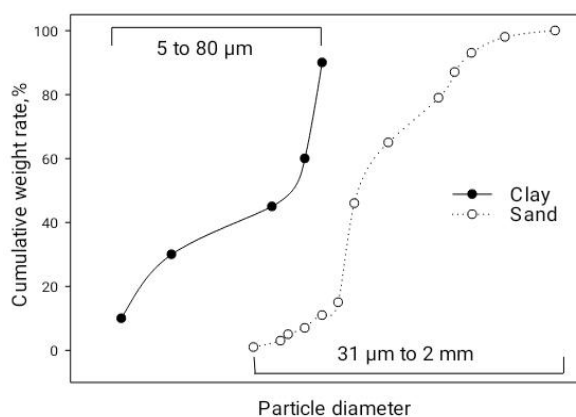


Fig. 4.2 - Distribution granulométrique du sable et de l'argile.

2.2.2. Les masses volumiques

La masse volumique apparente et la masse volumique absolue s'expriment en poids/volume comme en kg/m^3 . La masse volumique apparente est en rapport avec le volume réel, le volume interstitiel et celui des pores alors que la masse volumique absolue est en rapport avec le volume réel diminué du volume des pores, le volume interstitiel n'existant plus, les matériaux broyés supprimant le volume des pores ainsi que celui des interstices. Le tableau 4.3 montre les masses volumiques apparente et absolue du sol étudié.

Tableau 4.3 - Les masses volumiques du sable

Masse volumique apparente (kg/m^3)	Masse volumique absolue (kg/m^3)
1210	2579

2.2.3. Classification géotechnique

Selon la classification du "triangle des textures" de l'INRA (Doat, 1979), on peut dire qu'il s'agit d'un sablo-limoneux et il est en général bien adapté pour la stabilisation des sols (tableau 4.4). Elle doit posséder après façonnage, une bonne cohésion naturelle, c'est-à-dire que la teneur en argile doit être suffisamment élevée-supérieure à 10 % (c'est le cas de notre sol qui a 16 % d'argile).

Tableau 4.4 - Granularité du sable

échantillon	Sable %	Limon %	Argile %	Nature
Sol de Mostaganem	71	23	16	Sablo-limoneux

2.2.4. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg permettent d'analyser les variations de consistance des sols fins en fonction de la teneur en eau. Comme pour la granularité, des études statistiques ont été faites afin de définir les limites d'Atterberg les mieux adaptées pour la brique et de prévoir rapidement les possibilités constructives du sable (Doat, 1979). L'essai de Casagrande s'effectue sur le mortier de sol ($d < 0,4$ mm) selon la procédure de la norme NF P 94 051. On aperçoit que les limites de liquidité (W_L) et de plasticité (W_P) diminuent en fonction de l'augmentation de la dose de sable. Le Tableau 4.5 présente les résultats des essais pour les mélanges.

Tableau 4.5 - Résultats des limites d'Atterberg (IP) des mélanges

Sable (%)	Limite de liquidité W_L	Limite de plasticité W_P	L'indice de plasticité IP
5	21.5	10	11.5
10	20.5	9.70	10.8
15	17.5	7.80	9.7

L'indice de plasticité (IP) est un paramètre important qui indique si le sable est apte à améliorer la qualité du tesson (Baran et al, 2021). La littérature rapporte que l'amélioration du fragment n'est possible qu'à partir d'un $IP \geq 11\%$ (Sigg (1994), Jouenne (1990)). Ce cas est vérifié avec la quantité de sable de 5% (tableau 4.3). Compte tenu des résultats ci-dessus, nous avons choisi la quantité (5%) pour améliorer les qualités physiques et chimiques de la brique. Cette dose (5%) est encadrée par celles de 3, 4 et 6% pour alléger la tenue du mélange qui l'entoure.

Les résultats obtenus pour notre sol, montrent que les limites de plasticité sont presque dans les limites les mieux adaptés pour les blocs de terre comprimée (la norme XP P 13-901). La norme recommande que le sol doive présenter un minimum de plasticité assurant une cohésion entre les grains du matériau lors du compactage ($\%2>\mu\text{m}>5\%$) (figure 4.3).

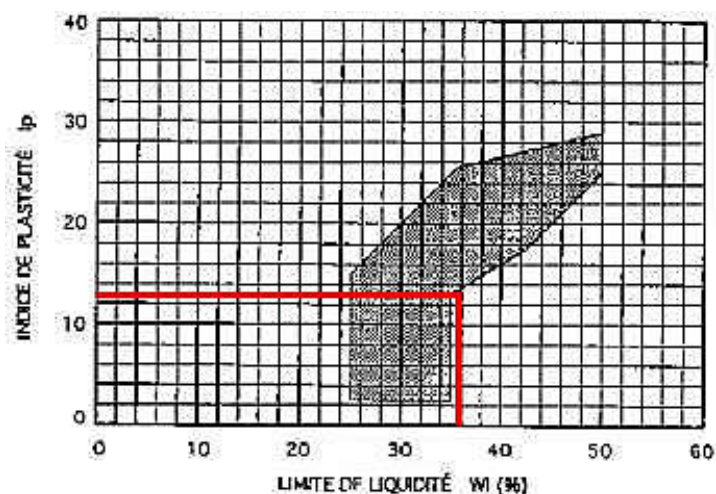


Fig. 4.3 - Diagramme de plasticité (la norme XP P 13-901)

2.2.5. Densités et porosité

Les valeurs maximales des densités apparente et absolue (figure 4.4) sont respectivement de 1,65 et 2,62. Ces valeurs sont obtenues en utilisant la dose de 4% du sable et pour la granulométrie de 0,1mm.

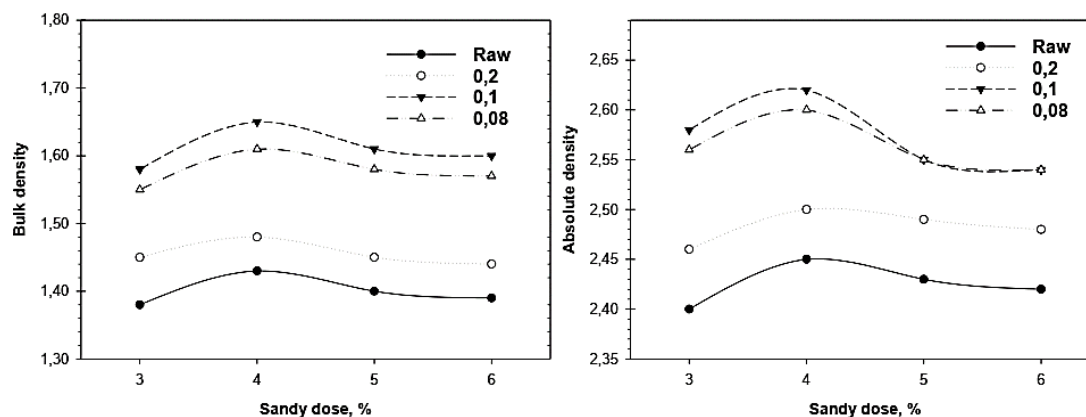


Fig. 4.4 - Densités absolue et apparente de la brique en fonction de la dose et de la granulométrie du sable.

Dans ces conditions, le mélange se densifie du fait de la porosité du sable qui est susceptible d'être colonisé par les particules colloïdales suite à la dispersion des granulats. Par conséquent, la porosité enregistre la plus petite valeur de 22% (figure 4.5). En effet Alaa et al, (2013). Considèrent que le phénomène de densification de la brique est largement lié à la dose et à la taille moyenne des particules de sable ajoutées. L'association de 0,4 % de dose et de 0,1mm de granulométrie se traduit par une faible fraction des vides dans l'éclat qui, par retrait, consolide le produit sous l'effet de la cuisson.

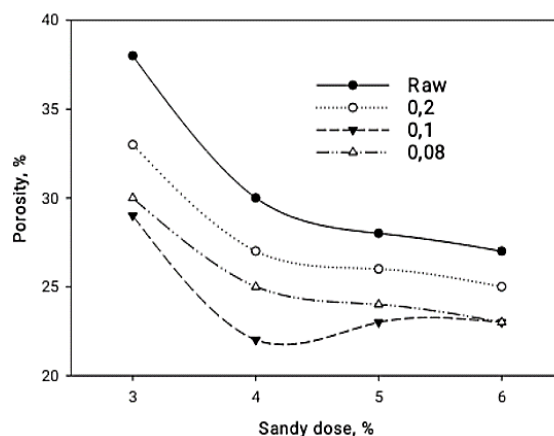


Fig. 4.5 - Porosité de la brique en fonction de la dose et de la granulométrie du sable

2.2.6. Absorption totale

La connaissance de la valeur de l'absorption totale d'eau (ATE) d'un bloc est importante, car elle peut être utilisée pour avoir une idée sur la porosité d'un bloc. En général, moins est l'absorption d'eau d'un bloc, meilleure est sa performance mécanique (Kerali, 2001).

Cet essai consiste à immerger le bloc dans un bac à eau pendant des durées différentes 1, 2, 3 et 4 jours, et mesurer l'augmentation du poids P_h par rapport au poids du bloc à l'état sec P_s . L'absorption totale est déterminée par la formule suivante -

$$A\% = (P_h - P_s) \cdot 100 / P_s \quad (4.3)$$

2.2.7. Analyse chimique et minéralogique

L'analyse chimique permet de déterminer la teneur en éléments nocifs tels que les sulfates. Le sulfate le plus fréquemment rencontré dans les sols naturels est le sulfate de calcium (anhydrite et gypse). On associe sa présence à des dégradations de construction en terre. Le fort gonflement lié à l'hydratation de l'anhydrite et la solubilité de différents composés sont alors mis en cause. Dans le cas des blocs de terre comprimée et stabilisée, les sulfates peuvent également attaquer le ciment durci à l'intérieur du matériau particulièrement lorsque celui-ci est mis en contact avec de l'eau. Dans ce cas, une étude spécifique pour les terres contenant plus de 2 à 3 % de sulfates doit être faite (Doat, 1979).

L'analyse minéralogique, elle aussi, est indispensable pour différencier les sols argileux.

Les analyses des compositions chimiques et minéralogiques sont effectuées au laboratoire LMPC à Mostaganem.

L'analyse chimique élémentaire effectuée par fluorescence X sur ce sol, a révélé la composition chimique qui figure sur le tableau 4.6 :

Tableau 4.6 - La composition chimique du sable (%)

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
33.33	2.99	1.39	26.45	0.88	14.21
K ₂ O	Na ₂ O	P ₂ O ₅	Perte au feu	TiO ₂	
0.5	0.13	0.06	19.85	0.21	

A travers l'analyse chimique du sol, on voit bien que le sable contient un taux important de trioxyde de soufre (anhydride sulfurique) SO₃ (14.21%) dépassant 3%, qui sont la limite justifiant une étude spécifique d'après Doat (Doat, 1979).

L'analyse par diffraction de rayons X a permis de déterminer la composition minéralogique présentée sur le tableau 4.7.

Tableau 4.7 - La composition minéralogique du sable

Minéraux	Quartz	Gypse	Calcite
Teneurs (%)	29.5	30.5	29.5
Muscovite	feldspath k	Kaolinite	Minéraux ferrugineux fond
-	3	6.5	+ RX 1

L'analyse minéralogique a révélé la présence d'un taux élevé de gypse (30.5 %) ce qui explique le taux élevé de trioxyde de soufre contenu dans le sable. Il contient aussi des taux considérable en quartz et en calcite, alors que la teneur en Kaolinite est peu importante.

2.2.8. Analyse physico-chimique

2.2.8.1. Mesure de pH

Cette mesure a été déterminée à l'aide d'un pH-mètre sur une suspension de 10 grammes de matériau sec dans 100 millilitres d'eau déminéralisée. La mesure du pH peut fournir de précieux renseignements sur la prédominance de matières organiques évolués ou carbonates. L'analyse de notre sol a montré que son pH est de 8.3. D'après Vilenkina (Vilenkina, 1956 ; cité par Guetta la, 2003) pour qu'un sol soit convenable à la stabilisation, il doit avoir un pH supérieur à 6. Si le pH est inférieur à 6 un prétraitement du sol est indispensable. En général, les sols dont le pH est grand auront de meilleures résistances, c'est le cas de notre sol.

2.2.8.2. Essai au bleu de méthylène dit essai à la tache (ANF P 18 -592)

L'essai au bleu de méthylène permet d'apprécier globalement l'activité de la fraction argileuse d'un sol en mesurant la surface interne et externe des grains argileux. En faisant le mélange, le bleu se fixe sur les grains d'argile, les molécules de bleu de méthylène et par test simple, on évalue la quantité de bleu fixé. On en déduit la valeur au bleu du sable, ou V_{BS} , qui sont un indicateur essentiel dans la classification des sols concernés par les travaux de terrassement. Les résultats de l'essai sont résumés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 - Valeur du bleu de méthylène

Echantillon	Valeur du Bleu V_{BS}	Classification du sol
Sable	1.36	Sablo-limoneux

2.3. Ciment

Compte tenu de la teneur importante en sulfates présents dans le sable étudié, et pour avoir une bonne durabilité des briques, on a utilisé le ciment CPA-CEM I 42.5 ES (ciment résistant aux sulfates CRS), qui est composé de 95% de clinker et 5% de gypse. L'analyse chimique du clinker-montre qu'il est conforme à la norme NFP 15-301. La composition chimique et minéralogique du clinker est présentée sur les tableaux 4.9 et 4.10. La composition minéralogique potentielle du clinker est calculée selon la formule empirique de Bogue (Bogue, 1955).

Tableau 4.9 - La composition chimique du clinker (%).

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
22.17	4.53	4.04	64.55	1.02	1.34
Cl-	K ₂ O	Na ₂ O	Chaux libre	Perte au feu	Résidu insoluble
0.00	0.42	0.21	1.09	0.94	0.80

Tableau 4.10 - La composition minéralogique du clinker (%).

C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
51.20	21.16	3.10	12.42

Les valeurs des masses volumiques (apparente et absolue) du ciment utilisé sont présentées dans le tableau 4.11 :

Tableau 4.11 - Les masses volumiques du ciment utilisé.

Désignation du ciment	Masse volumique apparente (g/cm ³)	Masse volumique absolue (g/cm ³)
CPA-CEM I 42.5 ES	1.144	3.232

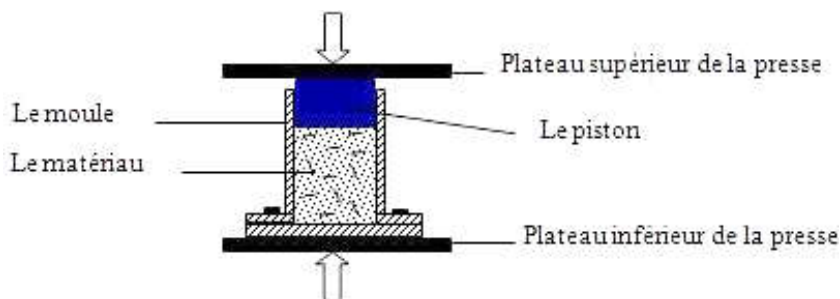
2.4. L'eau

L'eau utilisée est celle du robinet du laboratoire LMPC de génie civil à l'université de Mostaganem. L'eau sert d'une part à l'hydratation du ciment et d'autre part elle permet la fluidification de la pâte. Dès que l'eau entre en contact avec le ciment anhydre, elle réagit pour se combiner et former les hydrates de ciments.

2.5. La confection des briques

2.5.1. Matériel spécifique

Pour la confection des éprouvettes nécessaires au programme d'essai, on a conçu un moule selon le modèle de Guetta la et al. Il est en acier trempé, et il est composé de 5 éléments formant après montage un volume de 10x10x20 cm³. Le moule est muni d'un piston pour assurer la transmission de la contrainte de compactage de la presse au mélange. Le schéma du moule dans la presse est présenté sur la figure 4.6.

**Fig. 4.6** - Le schéma du moule utilisé pour la fabrication

2.5.2. Mélanges

D'après des études menées par Mesbah et al. (Mesbah, 1999) et P'KLA (P'KLA, 2002), le compactage statique est mieux adapté aux sols argileux, et que la détermination de la teneur en eau optimale pour la brique à partir de l'essai Proctor est inappropriée, car l'énergie décompactage n'est pas la même que celle d'un compactage statique utilisé pour la fabrication des briques. Ceci nous a poussés à utiliser la presse directement, en appliquant le compactage statique selon la méthode proposée par le Centre pour le développement de l'entreprise (CDE).

Pour la préparation des mélanges, on s'est basé aussi sur l'étude réalisée par Guettala et al. (Guettala, 1997), qui a montré que la concentration du sable dans les briques a peu d'influence sur la résistance mécanique, mais des dosages entre 25 % et 40 % ont données les meilleurs résultats. Par suite, on a introduit 30 % de sable concassé dans tous les mélanges utilisés dans cette étude.

Le poids du mélange global sec pour chaque bloc est maintenu constant durant toutes les étapes de cette étude, il est pris égale à 2 Kg.

2.5.3. Préparation des mélanges

D'après Michel (Michel, 1976), les meilleures conditions de malaxage sont réunies lorsqu'on dispose d'un sol sec. Cela nécessite un séchage préalable du sol. Alors, après avoir séché le sol et le sable dans l'étuve pendant 24 h à 65 °C, les matériaux (sol + sable + liant) sont d'abord mélangés à sec puis malaxés avec l'eau dans un malaxeur à ciment de 5 litres avec une vitesse de 139 tr/min. L'homogénéisation des mélanges à sec est effectuée pendant trois minutes pour le mélange de ciment et cinq minutes pour celui de la chaux. Le malaxage avec l'eau a été effectué pendant deux minutes. Finalement on procède à l'ajout du sable en faisant le malaxage manuellement. Le matériau est mis en place et compacté juste après le malaxage.

2.6. Conservation au laboratoire et cure à l'étuve

Tous les blocs étudiés, sont conservés au laboratoire à une température $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ pendant 28 jours. Ensuite elles sont cure à l'étuve à une température $T = 65 \pm 2^\circ\text{C}$ pendant 7 jours (figure 4.7).



Fig. 4.7 - Cure à l'étuve.

3. Propriétés mécaniques

On s'intéresse dans cette étude à déterminer les caractéristiques mécaniques suivantes - la résistance en compression des briques par le biais de l'essai de compression et de la flexion. Pour chaque essai, trois blocs ont été testés.

3.1. Essai de compression mécanique

Cet essai permet de déterminer la résistance nominale en compression simple des blocs de terre crue compressée selon la norme XP P 13-901. Il s'agit de soumettre un échantillon constitué de deux demi-blocs superposés et collés par un joint de mortier de ciment à une compression simple jusqu'à la rupture (figure 4.8, figure 4.9).

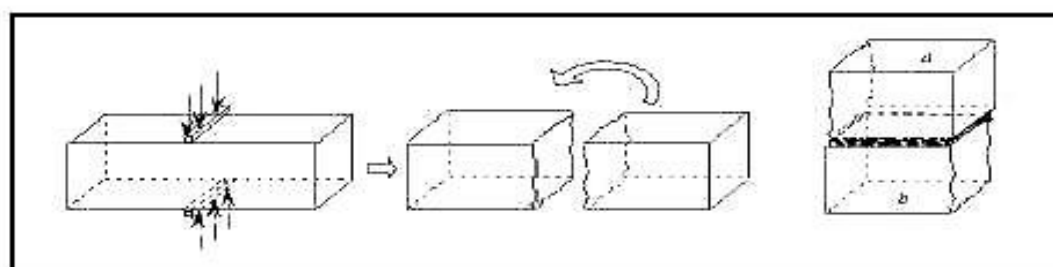


Fig.4.8 Coupe du bloc en deux demi-blocs et superposition de ces derniers.

La résistance à la compression est donnée par la formule : $R_c = F/S$

Où -

R_c : Résistance à la compression des blocs en (MPa).

F : Charge maximale supportée par les deux demi-blocs (KN).

S : Surface moyenne des faces d'essai en cm^2 .



Fig. 4.9 - Le bloc après écrasement

3.2. Comportement mécanique

Vu la non disponibilité au laboratoire d'un dispositif de mesure de déformation par le biais de jauges de déformation et une station d'acquisition de données, et en vue d'estimer le comportement en compression des blocs de terre comprimée renforcée par le sable, on a utilisé un dispositif simple composé de comparateur (montre numérique) pour la mesure des déplacements fixé par le biais d'un bras magnétique au bâti de la presse hydraulique (figure 4.10). La mise à zéro de l'appareil de mesure des déplacements est effectuée une fois le BRIQUE est maintenu entre les deux plateaux de presse.

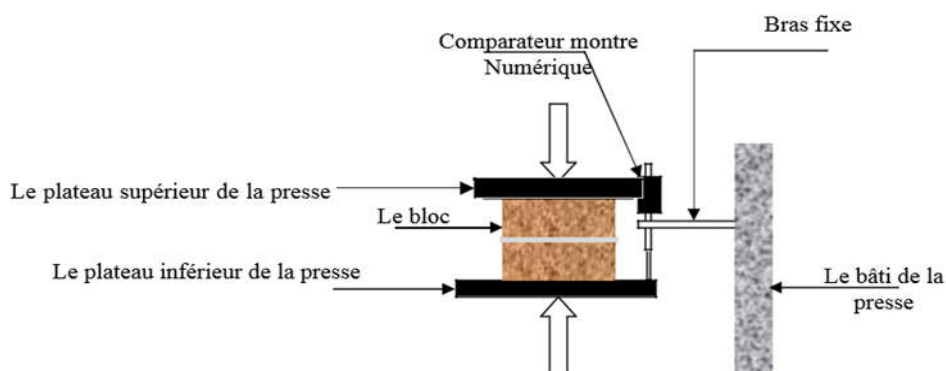


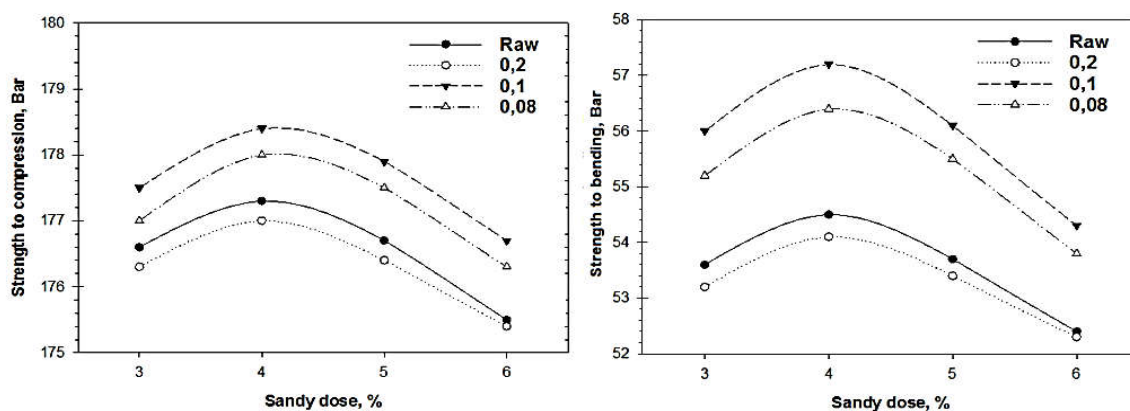
Fig. 4.10 - Schéma de principe du dispositif de mesure des déformations

On s'intéresse dans cette étude seulement à la mesure des déformations axiales des briques. Pour le déroulement de l'essai, les déplacements verticaux sont mesurés avec l'application d'une charge de compression progressive suivant un pas de 10kN. Les résultats nous permettent de dessiner la courbe contrainte – déformation et par suite la détermination du module de déformation longitudinale (module de Young). Résistances mécaniques à la compression et à la flexion :

La figure 4.11 illustre la variation de la résistance à la compression et à la flexion à base de 10% en sable en fonction des différentes granulométries. Les résultats des résistances mécaniques à la compression (R_c) et à la flexion (R_f), montrent respectivement un maximum de 178,4 et 57,2 Bars pour la dose de 4% de sable et une granulométrie de 0,1mm. Les normes internationales recommandent que la résistance à la compression d'une brique rouge pleine soit d'au moins 150bars Shaker et all, (2013), Kornmann, (2005). Il est important de discuter de l'amélioration de la résistance à la compression de la brique par rapport à la contrainte de la casse du produit fini souvent rencontrée en briqueterie et qui est un problème sérieux directement lié à la qualité de la pâte (tesson) dans le processus de fabrication de la brique (Lemougna Ninla, 2013). Par rapport à cette contrainte de rupture

du produit fini, l'amélioration apportée à la résistance à la compression peut constituer une solution technologique qui prévoit d'améliorer la qualité de la brique et de valoriser le sable.

Fig. 4.11 - Résistances à la compression et à la flexion en fonction de la dose et de la



granulométrie du sable.

4. Conclusion :

Ce chapitre nous permis de présenter les caractéristiques des différentes matières premières qui entrent dans la composition des briques de terre cuite, le sable d'ajout, l'argile et le ciment. Les données présentées sont issues de la bibliographie ou des essais de caractérisation menés lors de notre étude.

Ainsi que d'étudier la possibilité d'améliorer les propriétés physique et mécanique des briques en terre cuite, les résultats de cette étude ont montré que le sable est un matériau intéressant pour améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de la brique Ain Nouissy-Mostaganem. Les résultats qualité de la brique montrent une optimisation pour 4% de sable ajouté dans le poids sec de la pâte crue et pour une granulométrie de 0,1mm. En effet, la résistance mécanique du produit a augmenté de 19% par rapport au produit initial. Cette augmentation contribue à la fois à l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques de la brique locale utilisant différentes quantités de sable et à la valorisation du sable. Les résultats obtenus sont très intéressants pour réduire le prix et augmenter la résistance en utilisant un matériau de renforcement naturel et par rapport à d'autres recherches expérimentales menées pour produire des briques de bonne qualité avec une réduction des coûts en utilisant des déchets industriels Kadir et al, (2011) & Watile et al, (2014).

Conclusion Générale

Conclusions générales

La terre cuite est utilisée dans la construction depuis les temps les plus reculés, comme en témoigne l'habitat traditionnel en de nombreux points de notre planète, vu son intérêt économique et sa facilité d'exploitation. Après avoir été abandonnée et oubliée avec l'avènement des matériaux de construction industriels, en particulier le béton et l'acier, elle fait aujourd'hui l'objet d'un regain d'intérêt dans les pays en développement comme dans les pays industrialisés.

A travers le patrimoine mondial de construction en terre, on dénombre plusieurs techniques d'utilisation de terre pour la construction : l'adobe, le pisé, le torchis, la terre-paille, la bauge, la terre façonnée, la terre extrudée, la terre comprimée...etc.

Par rapport à l'histoire de la construction en terre, la technique du brique en terre cuite est une technique récente, qui est une évolution moderne du bloc de terre moulée, plus communément dénommé bloc d'adobe. Comparé à l'adobe, la brique est très régulière en formes et en dimensions, plus dense et présente une meilleure résistance à la compression.

Le renforcement des matériaux de construction par des ajouts naturels fut très tôt utilisé dans l'histoire.

Au début de cette thèse, nous avons mis l'accent sur la vulnérabilité sismique des édifices, ensuite l'étude de l'amélioration des performances des briques, à travers l'exploitation des matériaux locaux comme le sable, qui représente l'une des ressources les plus abondantes en Algérie et peu exploitée de nos jours.

Pour améliorer la brique on a fait appel au sable comme ajout, à savoir le ciment et la chaux. Donc le but est d'examiner l'influence du sable sur les propriétés mécaniques de la brique avec sable. On s'intéresse à l'étude sur les propriétés mécaniques, en examinant son absorption totale. Le comportement mécanique en 'compression et flexion' de la brique a fait l'objet aussi de cette étude.

Pour atteindre les objectifs, notre étude est scindée en deux parties et quatre chapitres :

- La première partie se compose de deux chapitres :

Le premier chapitre est réservé à une synthèse bibliographique, à travers laquelle nous avons discuté le risque sismique, un état de l'art approfondi sur les différentes approches et méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

Pour le deuxième chapitre, l'approche développée pour l'évaluation de la vulnérabilité

sismique des bâtisses en maçonnerie et s'est avérée très utile et fiable pour l'analyse des caractéristiques des bâtiments en maçonnerie. Ainsi, l'intégration des résultats obtenus à partir de cette technique d'évaluation dans une méthode macrosismique nous a permis le développement des scénarios de dommages et de pertes pour la réduction et la gestion des risques.

La méthode d'évaluation de la vulnérabilité proposée peut facilement être adaptée à des caractéristiques de bâtiment spécifiques et adoptée pour l'évaluation de tout type de structures de maçonnerie.

La méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique adaptée dans cette étude de cas est spécialement développée pour les structures de maçonnerie par conséquent, les résultats obtenus sont assez fiables.

L'analyse des scénarios déterministes de dommages et de pertes effectuée dans cette étude permet de vérifier la relation de ces scénarios avec les fragilités identifiées et les caractéristiques structurelles et de construction des mosquées. Le niveau de dommages estimé pour ces mosquées est un indicateur de leur faible résistance aux actions sismiques et les valeurs modérées à élevées de dommages et de pertes obtenues pour les intensités VI et IX sont une conséquence de la grande vulnérabilité de ces mosquées. Par conséquent des interventions axées sur l'amélioration des performances sismiques et la conservation du patrimoine culturel, assistées par la caractérisation des matériaux et la modélisation mécanique, sont nécessaires pour la réduction du risque sismique.

- Quant à la deuxième partie se compose aussi de deux chapitres :

Chapitre 03 qui présente une vue générale sur le processus de fabrication la brique d'argile rouge, ainsi que les pathologies des murs en maçonnerie de briques sont brièvement présentées. En outre, Le chapitre quatre donne un aperçu de la caractérisation des matériaux utilisés dans ce travail, ainsi que la nature de l'ajout utilisé pour potentiellement améliorer les propriétés physiques et mécaniques des briques en terre cuite.

Une fois le bilan des connaissances réalisé et les matières premières caractérisées, nous avons procédé à l'élaboration des différentes formulations, à la confection des blocs et finalement la phase des essais.

Dans cette partie on a étudié l'effet de l'ajout du sable, sur les propriétés physiques et mécaniques de la briques de terre cuite, à savoir la masse volumique apparente, la

résistance à la compression et à la flexion, l'absorption totale à l'eau et le comportement mécanique.

Les résultats obtenus nous ont permis de présenter les caractéristiques des différentes matières premières qui entrent dans la composition des briques de terre cuite, le sable d'ajout dans cette étude. Il s'agit de la terre et de stabilisants : l'argile, le ciment et le sable comme ajout. Les données présentées sont issues de la bibliographie ou des essais de caractérisation menés lors de notre étude.

Ainsi que d'étudier la possibilité d'améliorer les propriétés physique et mécanique des briques en terre cuite, les résultats de cette étude ont montré que le sable est un matériau intéressant pour améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de la brique Ain Nouissy-Mostaganem. Les résultats de la qualité de la brique montrent une optimisation pour 4% de sable ajouté dans le poids sec de la pâte crue et pour une granulométrie de 0,1mm. En effet, la résistance mécanique du produit a augmenté de 19% par rapport au produit initial. Cette augmentation contribue à la fois à l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques de la brique locale utilisant différentes quantités de sable et à la valorisation du sable. Les résultats obtenus sont très intéressants pour réduire le prix et augmenter la résistance en utilisant un matériau de renforcement naturel et par rapport à d'autres recherches expérimentales menées pour produire des briques de bonne qualité avec une réduction des coûts en utilisant des déchets industriels. Ainsi, l'amélioration de la brique réduira à l'avenir la part des casses liées au stockage, à la manutention et au transport du produit avec son impact sur la capacité de production.

Recommandations

D'après les résultats obtenus par cette recherche. Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité basées sur des approches statistiques et l'observation des dommages sont beaucoup plus adaptées à une analyse à grande échelle, essentiellement pour deux raisons : elles nécessitent moins d'informations et moins de ressources et les modèles mécaniques simplifiés actuellement disponibles nécessitent encore une validation par des essais expérimentaux. Cependant les incertitudes associées aux courbes de vulnérabilité empiriques et à la qualité des données de classification de la vulnérabilité sont encore des questions qui doivent être étudiées plus avant en ce qui concerne la collecte de données post-sismiques.

En accord avec cette méthodologie, l'application d'outils SIG et d'un système de gestion de base de données à l'avenir pourrait permettre le stockage des caractéristiques et des informations d'enquête, l'évaluation de la vulnérabilité sismique et la prévision des scénarios de dommages et de risques, ainsi que la mise à niveau et l'amélioration des données. Cet outil intégré peut être utile pour le développement de stratégies de renforcement, d'analyses coûts-avantages, de protection civile et de planification d'urgence.

D'autre part, et en vue d'une future utilisation rationnelle et efficaces de ces matériaux, nous recommandons les axes suivants pour compléter cette recherche :

- * l'utilisation des moyens industriels dans la confection des briques, permettant l'obtention des briques ayant des caractéristiques physiques et mécaniques meilleures.

- * Le sable présente une granulométrie très serrée ce qui influe sur la compacité, par conséquent sur la résistance mécanique, pour réparer cette anomalie une correction par l'ajout de produits fins peut présenter une solution tel que (filler de calcaire, fumées de silice, cendre volante...).

- * étudier l'effet d'ajout du sable sur l'isolation thermique de cette brique, on peut ajouter des additions présentant de bonne isolation thermique tel que (les sciures de bois ; les fibres végétales tel que fibres de palmier dattier ; fibres d'alfa ...).

- * Pour mieux caractériser ce type de brique ; nous conseillons de réaliser d'autres essais tel que : l'efficacité de son isolation acoustique, le retrait, la résistance au choc, l'érosion et la durabilité.

Références Bibliographique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

1. Alviset, Matériaux de Terre Cuite "Techniques de l'Ingénieur" 1994
2. Balbi, Lagomarsino, Parodi S (2007) Vulnerabilità sismica e rilevanza dei centri storici e delle emergenze architettoniche: un'applicazione alla provincia di Imperia. In : Minciardi R, Ugolini (eds) Proceedings of La messa in sicurezza del territorio da eventi calamitosi di tipo naturale : Esperienze e nuove prospettive, Lerici, Italy, 12 September 2005, Alinea, Italy
3. Baran, T. Erturk, Y. Sarikaya and T. Alemdaroglu, Workability test method for metals applied to examine a workability measure (plastic limit) for clays. Applied Clay Sci. 20, 53-63 (2001) [https://doi.org/10.1016/S0169-1317\(01\)00042-4](https://doi.org/10.1016/S0169-1317(01)00042-4)
4. Benaouina, N. Rosman and M. Benkhelifa, Use of Recycled Fireclay to Improving the Mechanical Strength of Ain Nouissy Brick, Journal of Applied Sciences, 17(2), 97-102 (2017) <https://scialert.net/abstract/?doi=jas.2017.97.102>
5. Benaouina, T. Kadri, H. Khelafi and M. Benkhelifa, Optimization of Physical and Mechanical Properties of Local Baked Clay Brick of Ain Nouissy Deposit (North-West of Algeria), Journal of Applied Sciences 8(23), 4450-4454 (2008) <https://scialert.net/abstract/?doi=jas.2008.4450.4454>
6. Benea, and M. Gorea, Mineralogy and technological properties of some kaolin types used in the ceramic industry. Studia Universitatis Babeş-Bolyai Geologia 99, 33-39, (2004)
7. Benedetti, V. Petrini (1984) Sulla Vulnerabilità di Edifici in Muratura: Proposta Di Un Metodo Di Valutazione. L'industria delle Costruzioni 149(1):66-74
8. Benkhelifa, Belkhodja, M. Daoud, Y. and Tessier, D., Effects of Maghnian Bentonite on Physical Properties of Sandy Soils Under Semi-Arid Mediterranean Climate, Pak. J. Biol. Sci. 11(1), 17-25 (2008) <https://scialert.net/abstract/?doi=pjbs.2008.17.25>
9. Bhattarai, K. Chamlagain, D. Rajaure, S. (2011) Seismic hazard assessment for eastern Nepal using 1934 and 1988 earthquakes. J Nepal Geol Soc 42:85-93
10. BOUROUIBA, R, L'Art religieux musulman en Algérie, société nationale d'édition et de diffusion, Alger, 1973
11. Brammerini, G. Di Pasquale, A. Orsini, A. Pugliese, R. Romeo, F. Sabetta (1995) Rischio sismico del territorio italiano. Proposta per una metodologia e risultati preliminari. Servizio Sismico Nazionale, Rapporto Tecnico, SSN/RT/95/01, Roma
12. Buffière, Y. Dupeux, M. Les grandes familles de matériaux et de procédés de mise en œuvre, Matériaux & Techniques 86(3-4), 9-20 (1998)
13. Chaari, G. Racineux, A. Poitou and M. Chaouche, Rheological behavior of sewage sludge and strain-induced dewatering. Rheologica Acta 42, 273-279 (2003) <https://doi.org/10.1007/s00397-002-0276-5>
14. Chaulagain, R. Rodrigues, J. Jara, E. Spacone, H. Varum (2013) Seismic response of current RC buildings in Nepal: a comparative analysis of different design/construction. J Eng Struct 49:284-294
15. Chrétien, Essai de caractérisation des sables en tant que squelette minéral du sol. Ann. Agron. 22(6), 615-654 (1971)
16. Coburn, W. R. Spence, A. Pomodis (1992) Factors determining human casualty levels in earthquakes: mortality prediction in building collapse. In : 10th WCEE, Madrid, pp 5989-5994
17. Collection Mémento Technique, Tuiles et Briques de Terre Cuite, Edition Moniteur paris 1998.
18. Combescure, P. Guéguen, B. Lebrun (2005) Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble. Cahier technique AFPS 25 :121
19. Curti (2007) Vulnerabilità sismica delle Torri Campanarie: modelli meccanici e macrosismici. Ph.D. Thesis in Civil and Environmental Engineering, Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, Università degli Studi di Genova, dell'Ambiente e del Territorio, 2007 (in Italian)

20. Dixit, A.M. (1991) Geological effects and intensity distribution of the Udayapur (Nepal) earthquake of August 20, 1988. *J Nepal Geol Soc* 7:1-17
21. Djouhri, Confection d'une brique à base de sable de dunes. Thèse de Magister de l'Université Kasdi Merbah d'Ouargla en Aménagement Hydraulique et Génie Civil. p 84 (2007)
22. Dolce, A. Kappos, A. Masi, G. Penelis, M. Vona (2006) Vulnerability assessment and earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) using Italian and Greek methodologies. *J Eng struct* 28(3):357-371
23. ESRI (2013) Geographic information systems ArcGIS. 380 New York Street, Redlands, CA 92373-8100, USA
24. Ferreira, M. Vicente, R. Mendes da Silva, J. A. R. Varum, H. Aníbal Costa, A. (2013) Seismic vulnerability assessment of historical urban centres: case study of the old city centre in Seixal, Portugal. *Bull Earthq Eng*. doi:10.1007/s10518-013-9447-2
25. Fleureau, J.M. Wei, X. Ighil-Ameur, L. and Bicalho, K.V. Experimental study of the cracking mechanisms of clay during drying. Proceedings of the 15th Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, November 15-18 (2015), Buenos Aires, Argentina: 2101-2108. <http://ebooks.iospress.nl/book/from-fundamentalsto-applications-in-geotechnics-proceedings-of-the-15th-pan-american-conference-on-soil-mechanics-and-geotechnical-engineering-15-18-november-2>
26. Formisano, F. M. Mazzolani, G. Florio, R. Landolfo, G. De Masi, G. P. Delli, M. Indirli (2010b) Seismic vulnerability analysis of historical centres: a GIS application in Torre del Greco. In: Proceedings of the COST action C26 Final conference 'Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events', M. M. Federico, Naples, 16-18 September 2010, CRC Press, Taylor & Francis Group, London, pp 583-588, ISBN: 978-0-415-60685-1
27. Formisano, F.M. Mazzolani, G. Florio, R. Landolfo (2010a) A quick methodology for seismic vulnerability assessment of historical masonry aggregates. In: Proceedings of the COST action C26 final conference "Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events", Federico M. Mazzolani, Chair, Naples, 16-18 September 2010, CRC Press, Taylor & Francis Group, London, pp 577-582, ISBN: 978-0-415-60685-1
28. Formisano, G. Florio, R. Landolfo, F.M. Mazzolani (2011) Numerical calibration of a simplified procedure for the seismic behaviour assessment of masonry building aggregates. In: Proceedings of the 13th international conference on civil, structural and environmental engineering computing, CC2011; Chania, Crete; 6-9 September 2011
29. Giovinazzi, S. (2005). The vulnerability assessment and damage scenario in seismic risk analysis. PhD Thesis, International doctorate, University of Florence, Technical University of Carolo-Wilhelmina
30. Giovinazzi, S. Lagomarsino, S. (2004). A macroseismic model for the vulnerability assessment of buildings. In: Proceedings of 13th world conference on earthquake engineering. Vancouver, Canada, 1-6 August 2004, Paper no. 896
31. GNDT-SSN (1994) Scheda di esposizione e vulnerabilità e di rilevamento danni di primo e secondo livello (murata e cemento armato). Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Rome
32. Grünthal (1998) European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98), European Seismological Commission, Subcommittee on Engineering Seismology. Working Group Macroseismic Scales, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15
33. Hazus, H. (1999) Earthquake loss estimation methodology-technical and user manual. Washington, D.C. : Federal Emergency Management Agency
34. Hillel, L'Eau et le sol : principes et processus physiques. Editions Louvain-la-Neuve, 288p (Academia 1988)
35. J.I.C.A (2002) The study on earthquake disaster mitigation in the Kathmandu Valley Kingdom of Nepal. Japan International Cooperation Agency (JICA) and Ministry of Home Affairs, His Majesty's Government of Nepal, vol 1, 110+p

36. Jouenne, A. *Treatise of Ceramics and Mineral Materials*. 1st Ed., 657p, (Septima, 1990)
37. Kadir and A. Mohajerani, *Brick An Excellent Building Material for Recycling Wastes- A Review*, International Conference on Environmental Management and Engineering (EME 2011), Canada, July (2011).
38. Kornmann, M. *Construction's Material in Terracotta, Manufacture and Properties*. 1st Ed., (Septima, 2005)
39. KVPT (2014) *Retrofitting, restoration, and reconstruction of Nepalese Pagoda temples*. Kathmandu valley preservation trust, Patan Darbar Square, Nepal, <http://www.kvptnepal.org>
40. Lagomarsino, S. Podestà, S. (2004). *Seismic Vulnerability of Ancient Churches: II. Statistical Analysis of Surveyed Data and Methods for Risk Analysis*. *Journal of Earthquake Spectra*, 20(2), 395-412. doi:10.1193/1.1737736
41. Lagomarsino, S. Podestà, S. Resemini, S. (2004) *Observation and mechanical models for the vulnerability assessment of monument buildings*. In: *Proceedings of 13th world conference on earthquake engineering*. Vancouver, Canada, 1-6 August 2004, Paper no. 942
42. Lanos, *Identification of the rheological behavior of mineral paste by using compression test*. *Proceedings of the 13th International Congress on Rheology*, August 20-25, 415-417 (Cambridge, 2000) http://www.ncl.ac.uk/rheology/bsr/rheology2000/rheo2000_contents.pdf
43. Lemougna, N, *Contribution à la diminution des casses dans la production des briques de terre cuite à la PROMOBAT*. Mémoire de D.E.S.S. Université de Yaoundé I. 65p (2004)
44. Neves, A. Costa, R. Vicente, C. S. Oliveira, H. Varum (2012) *Seismic vulnerability assessment and characterization of the buildings on Faial Island, Azores*. *Bull Earthq Eng* 10:27-44. doi:10.1007/s10518-011-9276-0
45. Nienhuys, S. (2003) *Options for reconstruction and retrofitting of historic Pagoda temples, reconstruction of temples in Kathmandu*. HUYS ADVIES, Sept. http://www.nienhuys.info/mediapool/49/493498/data/Retrofitting_KVPT_HA_2003.pdf
46. O'Kelly, C. *Atterberg limits and remolded shear strength-water content relationships*. *Geotech. Testing J.* 36, 1-9 (2013) https://www.astm.org/digital_library/journals/geotech/pages/gtj20130012.htm
47. Oliver, *Technologie des Matériaux de Construction*, Edition ISBN 1976
48. Orduña, A. Preciado, J. F. Galván, J. C. Araiza (2008). *Vulnerability assessment of churches at Colima by 3D limit analysis models*. In: *Proceedings of the 6th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, July 2-4, Bath, UK.
49. Parajuli, Y. K. (1986) *Bhaktapur development project (BDP): experiences in preservation and restoration in medieval town (1974-1985)*. Deutsche Gesellschaft fuer Technisches Zusammenarbeit (GTZ), Frankfurt
50. Pineda, M. D. Robador, M. A. Gil-Martíl, (2011). *Seismic Damage Propagation Prediction in Ancient Masonry Structures: an Application in the Non-Linear Range Via Numerical Models*. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 5, (Suppl 1-M4), 71-79.
51. Pradhan, R. (2000) *Seismicity and traditional buildings of Kathmandu Valley, Nepal*. In: *Proceedings of the ICOMOS international wood committee (IIWC), Earthquake-safe: lessons to be learned from traditional construction, international conference on the seismic performance of traditional buildings*, November 16-18, Istanbul, Turkey. <http://www.icomos.org/iiwc/seismic/Pradhan.pdf>
52. Prigent, *Rôle des aluminosilicates sur la corrosion des réfractaires alumineux utilisés dans un four de cuisson d'anodes*. Thèse de Recherche Technologique, Ecole Polytechnique de l'Université d'Orleans, France (2006).
53. Quiroz, P. (2011) *Seismic vulnerability reduction of historical masonry towers by external prestressing devices*. PhD Thesis, University of Braunschweig, Germany and University of Florence, Italy
54. Ramos, F. Lourenço, P. B. (2004) *Modeling and vulnerability of historical city centers in seismicareas: a case study in Lisbon*. *Eng Struct* 26(9):1295-1310

55. Ranjitkar, K. (2000) Seismic strengthening of the Nepalese Pagoda: progress report. In: Proceedings of the ICOMOS International Wood Committee (IIWC), earthquake-safe: lessons to be learned from traditional construction, international conference on the seismic performance of traditional buildings, 16-18 Nov, Istanbul, Turkey. <http://www.icomos.org/iiwc/seismic/Ranjitkan.pdf>
56. Ranjitkar, K. (2006) Heritage homeowner's preservation manual. Kathmandu valley World Heritage Site, Nepal: advice for maintenance of historic houses in the Kathmandu valley. Integrated Community Development and Cultural Heritage Site Preservation in Asia and the Pacific through Local Effort Programme (LEAP). UNESCO Bangkok, UNESCO Kathmandu. ISBN : 978-9937-2-0223-7
57. Réunion d'ingénieurs, Matériaux de Construction, Edition Eyrolles 1979.
58. Roy, C. Dunn, J. Auden, J. A. Ghosh AMN (1939) The Bihar-Nepal earthquake of 1934. Memoirs of the Geological Survey of India, v.73
59. Russo, O. Bergamo, L. Damiani, D. Lugato, (2010). Experimental analysis of the 'Saint Andrea' Masonry Bell Tower in Venice. A new method for the determination of Tower Global Young's Modulus E. Journal of Engineering Structure, 32(2), 353-360. doi:10.1016/j.engstruct.2009.08.002
60. Samara, M. Valorisation des sédiments fluviaux pollués après inertage dans la brique cuite. Thèse de doctorat. Université des Sciences et Techniques de Lille (2007)
61. Sandi (1986). Vulnerability and risk analysis for individual structures and system, Report of the European Association of Structural Engineering. In: Proceedings 8th Congress of the European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
62. Santos, T. M. Ferreira, R. Vicente (2013) Building typologies identification to support risk mitigation at the urban scale-case study of the old city centre of Seixal, Portugal. J Cult Herit 14(6) :449-463
63. Sepe, E. Speranza, A. Viskovic, (2008). A method for large-scale vulnerability assessment of historic towers. Journal of Structural Control & Health Monitoring, 15(3), 389-415. doi:10.1002/stc.243
64. Shakir, S. Naganathan and M. Kamal Nasharuddin, Properties of bricks made using fly ash, quarry dust and billet scale. Construction and Building Materials 41(3), 131-138 (2013) <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.077>
65. Shakya, M. Varum, H. Vicente, R. Costa, A. (2012) Structural vulnerability of Nepalese Pagoda temples. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, 24-28 Sept, Lisbon, Portugal, Paper no. 2919
66. Shakya, M. Varum, H. Vicente, R. Costa, A. (2013) Seismic sensitivity analysis of the common structural components of Nepalese Pagoda temples. Bull Earthq Eng. doi:10.1007/s10518-013-9569-6
67. Shakya, M. Varum, H. Vicente, R. Costa, A. (2014) A new methodology for vulnerability assessment of slender masonry structures. In: Proceedings of the 2nd European conference on earthquake engineering & seismology, 24-29 August, Istanbul
68. Sigg, The Products of Terracotta, 1st Ed., p 494 (Septima, 1994)
69. Spence, R. Bommer, J. Del Re, D. Bird, J. Aydinoglu, N. Tabuchi, S. (2003). Comparison Loss Estimation with Observed Damage: A study of the 1999 Kocaceli Earthquake in Turkey. Journal of Bulletin Earthquake Engineering, 1(1), 83-113. doi:10.1023/A:1024857427292
70. Speranza, A. Viskovic, V. Sepe, (2006). Integrated methods for the assessment of the structural vulnerability of historic towers. In: Proceedings of SAHC 06, 6-8 November, New Delhi, India, Vol. 1, pp. 651-658.
71. Theophile, R. K. Ranjitkar (1992) Timber conservation problems of the Nepalese Pagoda temple. In: Proceedings of the ICOMOS international wood committee, 8th international symposium, Norway, pp 85-124
72. UNDP, Bcpr (2004) Reducing disaster risk: a challenge for development. A global report.

- United Nations Development Programme/Bureau for Crisis Prevention and Recovery, New York, ISBN 92-1-126160-0
73. Upreti, N. Yoshida, M. (2009) Seismic hazard and mitigation activities in Nepal-with emphasis on Kathmandu Valley. *J South Asia Disaster Stud* 2(1) :1-19
 74. Venuat, M. Produits Silico-calcaire "Techniques de l'Ingénieur"1994
 75. Vicente, R. Parodi, S. Lagomarsino, S. Varum, H. da Silva, J. A. R. M. (2010) Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal. *Bull Earthq Eng.* doi:10.1007/s10518-010-9233-3
 76. Watile, R. K. Deshmukh, S. K. and Muley, H.C. Interlocking brick for sustainable housing development, *International journal of science, spirituality, business and technology*, 2(2), 58-64 (2014).
 77. Whitman, R. V. Reed, J. W. Hong, S. T. (1974). Earthquake damage probability matrices. In: *Proceedings of the 5th world conference on earthquake engineering*, Rome, Italy, paper no. 2531.