

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon encadreur le Pr.Bensaibi Mahmoud, pour la confiance qu'il m'a accordée, pour son soutien constant, sa disponibilité et ses précieux conseils qui m'ont permis de mener à bien ce travail.

Qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Je tiens à remercier aussi M. Youcefi N., attaché de recherche au CSG, le Dr. Belhouane I., maître de conférences à l'Université de Blida 1, pour leurs conseils et orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail.

Je voudrais également adresser mes sincères remerciements au Dr. Djaalali F/Z. maître de conférences à l'Université M'hamed Bouguera de Boumerdes, pour son énorme contribution et ses orientations, choses qui m'ont permis de mener à terme ce travail, qu'elle trouve ici l'expression de mon sincère respect et reconnaissance.

DÉDICACES

Je dédie ce travail à ma chère mère, que Dieu la garde parmi nous le plus longtemps possible. Aussi à mon défunt père, source de mon courage et de ma volonté, qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

Je dédie ce travail à tous mes frères et sœurs pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Je remercie dans le même contexte M. Chiali A., M. Djarabi D. M. Chambi I. et M. Bey Tarik R. pour l'opportunité qu'ils m'ont offerte, pour le soutien et l'encouragement que j'ai reçus de leur part.

A tous mes amis en particulier mes amis d'enfance Brahim, Lyes et Adel et Amar pour sa contribution dans la programmation du logiciel VIP.

Ma plus grande reconnaissance à M. Cherchali Noureddine, pour sa contribution dans le présent travail. Qu'il trouve ici mes sincères remerciements.

Mes remerciements également à toute personne ayant contribué à ce modeste travail

RESUME

La méthode de l'indice de vulnérabilité a été utilisée pour étudier la vulnérabilité sismique des constructions en maçonnerie. Dans cette méthode les paramètres qui ont une influence sur le comportement sismique de ces structures sont identifiés puis affectés d'un coefficient de pondération. Ces coefficients de pondérations sont déterminés numériquement. Douze 12 accélogrammes sont considérés. Un code éléments finis a été utilisé pour modéliser le comportement des structures en maçonnerie et ainsi déterminer les coefficients pondérations des différents paramètres considérés. Une comparaison avec la méthode empirique a été réalisée afin de validé les résultats obtenus.

ABSTRACT

The vulnerability index method is used to study the seismic vulnerability of masonry structures. In this method the main parameters that have an influence on the seismic behavior of such structures are identified and a weighting coefficient is calculated. These weighting coefficients are determined using analytical process.

Twelve (12) earthquake accelerograms are considered. A finite element code is used to model the behavior of masonry structures for each considered parameter, and then a weighting coefficient is determined.

A comparison is done with empirical results to show the efficiency of the method.

ملخص

تم استخدام طريقة مؤشر الضعف لدراسة الضعف الزلزالي للمباني المصنوعة بالحجارة. في هذه الطريقة قمنا بتعريف العوامل التي تؤثر على السلوك الزلزالي للمباني. ثم بعدها بإعطاء كل عامل من العوامل مؤشر هشاشة. هذه المؤشرات تم احتسابها بطريقة الرقمية. باستخدام برنامج يعتمد على العناصر المحدودة قمنا بنمذجة البناء تحت تأثير اثنى عشر تسجيل زلزلي تم احتساب عوامل الهشاشة. تم مقارنة النتائج بتلك المتحصل عليها بطريقة التجريبية ل لاضهار نجاعته الطريقة الرقمية

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	9
CHAPITRE 1- ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	11
1.1. Introduction	11
1.2. Vulnérabilité sismique.....	11
1.3. Méthodes d'étude de la vulnérabilité sismique	12
1.4. Méthodes numériques.....	13
1.4.1. Modélisation par éléments finis (MEF).....	13
1.4.2. Modélisation avec des éléments d'interface.....	16
1.4.3. Modélisation par éléments discrets [12].....	16
1.5. Caractéristique mécanique de la maçonnerie	17
1.6. Méthode de l'indice de vulnérabilité.....	22
1.7. CONCLUSION	24
CHAPITRE 2 - MODÉLISATION DES PARAMETRES INFLUANT SUR LA VULNERABILITE	25
2.1. Introduction	25
2.2. Paramètres influents	25
2.3. Procédure d'analyse.....	26
2.3.1. Choix des hauteurs	26
2.3.2. Analyse tridimensionnelle des modèles	27
2.3.3. Les enregistrements sismiques	27
2.3.4. Principe de la méthode d'analyse.....	28
2.4. Modélisation des différents paramètres.....	30
2.4.1. Régularité en plan.....	30
2.4.2. Régularité en élévation.....	34
2.4.3. Résistance au cisaillement.....	39
2.4.4. Connexion des murs	42
2.4.5. Type des murs	46
2.4.6. Plancher.....	49
2.4.7. Toiture	51
2.4.8. Conditions du sol.....	54
2.4.9. Entreoquement.....	59
2.4.10. Modification	63

2.4.11.	Détails.....	66
2.4.12.	Maintenance	69
2.5.	Résultats finaux de la modélisation	72
2.6.	Comparaison des résultats expérimentaux et numériques	74
2.7.	Intervalle de classification des constructions	76
2.8.	Conclusion.....	77
CHAPITRE 3- MISE EN OEUVRE NUMÉRIQUE		78
3.1.	Introduction	78
3.2.	Enquête in-situ.....	78
3.3.	VIP existant	87
3.3.1.	Interface du programme	88
3.3.2.	Programmation du logiciel	91
3.4.	La nouvelle version	93
3.5.	Application	94
3.5.1.	Exemple 1.....	94
3.5.2.	Exemple 2.....	95
3.5.3.	Exemple 3.....	96
3.6.	Conclusion.....	97
CONCLUSION GÉNÉRALE		98

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : (a) échantillon de maçonnerie; (b) micro-modèle détaillé;.....	15
Figure 2 Modèle de base –Elément discret-[15]	17
Figure 3 modèle en ressort d'un mur en maçonnerie URM [16]	17
Figure 4 Dimension des briques	18
Figure 5 variété des briques pleines [17]	19
Figure 6 Application des réseaux de polymères combinés avec de la fibre de mortier chaux-ciment / plâtre dans les structures de maçonnerie en pierre [13]	21
Figure 7 Organigramme de procédure de modélisation	29
Figure 8 Modèle du paramètre régularité en plan –Classe A-.....	31
Figure 9 Modèle du paramètre régularité en plan –Classe B -.....	31
Figure 10 Modèle du paramètre régularité en plan –Classe C-.....	32
Figure 11 Limites des décrochements en élévation [21].....	35
Figure 12 Modèle du paramètre régularité en élévation –Classe A-.....	36
Figure 13 Modèle du paramètre régularité en élévation –Classe B-	36
Figure 14 Modèle du paramètre régularité en élévation –Classe C-	36
Figure 15 Modèle du paramètre résistance au cisaillement –Classe A-.....	40
Figure 16 Modèle du paramètre connexion des murs –Classe A-.....	43
Figure 17 Modèle du paramètre type des murs –Classe A-	46
Figure 18 Modèle du paramètre plancher –Classe A-.....	Erreur ! Signet non défini. 49
Figure 19 Modèle du paramètre toiture –Classe A-	52
Figure 20 Modèle du paramètre condition au sol –Classe C-	57
Figure 21 Modèle du paramètre entrechoquement –Classe A-	60
Figure 22 Modèle du paramètre entrechoquement –Classe B-	60
Figure 23 Modèle du paramètre entrechoquement –Classe C-	60
Figure 24 Modèle du paramètre modification –Classe A-	63
Figure 25 Modèle du paramètre détail –Classe A-.....	66
Figure 26 Modèle du paramètre maintenance –Classe A-	69
Figure 27 L'interface du programme VIP version 4.3	87
Figure 28 (a) Choix du type de construction.....	88
Figure 29 (b) Les différentes fiches techniques	89
Figure 30 Organigramme du fonctionnement du programme VIP	90
Figure 31 Fenêtre d'affichage des résultats du programme VIP.....	91
Figure 32 (a) l'icône qui correspond au paramètre entrechoquement,.....	92
Figure 33 (b) Lignes d'instructions du paramètre entrechoquement (VIP version 4.3).....	93
Figure 34 Les lignes d'instructions du paramètre entrechoquement.....	94

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 Liste des paramètres influant sur la vulnérabilité.....	23
Tableau 2 Modes propres de la structure-Régularité en plan-.....	32
Tableau 3 Vérification des déplacements inter étage -régularité en plan-	33
Tableau 4 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	33
Tableau 5 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	34
Tableau 6 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	34
Tableau 7 Résultats de la modélisation du paramètre -régularité en plan-	34
Tableau 8 Modes propres de la structure -régularité en élévation-	37
Tableau 9 Vérification des déplacements inter étage -régularité en élévation-	37
Tableau 10 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	38
Tableau 11 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	38
Tableau 12 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	38
Tableau 13 Résultats de la modélisation du paramètre régularité en élévation	38
Tableau 14 Modes propres de la structure-résistance au cisaillement-	41
Tableau 15 Vérification des déplacements inter étage -résistance au cisaillement-	41
Tableau 16 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	42
Tableau 17 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	42
Tableau 18 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	42
Tableau 19 Résultats de la modélisation du paramètre résistance au cisaillement	42
Tableau 20 Vérification des déplacements inter étage -connexion des murs-	44
Tableau 21 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	45
Tableau 22 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	45
Tableau 23 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	45
Tableau 24 Résultats de la modélisation du paramètre connexion des murs	45
Tableau 25 Modes propres de la structure- type des murs-.....	47
Tableau 26 Vérification des déplacements inter étage - type des murs-	47
Tableau 27 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	48
Tableau 28 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	48
Tableau 29 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	48
Tableau 30 Résultats de la modélisation du paramètre type des murs	48
Tableau 31 Modes propres de la structure-plancher-	50
Tableau 32 Vérification des déplacements inter étage –plancher-.....	50
Tableau 33 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	51
Tableau 34 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	51
Tableau 35 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	51
Tableau 36 Résultats de la modélisation du paramètre plancher	51
Tableau 37 Modes propres de la structure –toiture-.....	53
Tableau 38 Vérification des déplacements inter étage –toiture-	53
Tableau 39 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	54
Tableau 40 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	54
Tableau 41 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	54
Tableau 42 Résultats de la modélisation du paramètre toiture.....	54

Tableau 43 Rigidité des ressorts des différentes conditions au sol	56
Tableau 44 Modes propres de la structure-conditions au sol-.....	57
Tableau 45 Vérification des déplacements inter étage –conditions au sol-	58
Tableau 46 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	58
Tableau 47 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	59
Tableau 48 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	59
Tableau 49 Résultats de la modélisation du paramètre conditions au sol	59
Tableau 50 Modes propres de la structure –entrechoquement-.....	61
Tableau 51 Vérification des déplacements inter étage –entrechoquement -	61
Tableau 52 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	62
Tableau 53 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	62
Tableau 54 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	62
Tableau 55 Résultats de la modélisation du paramètre entrechoquement.....	62
Tableau 56 Modes propres de la structure- modification-	64
Tableau 57 Vérification des déplacements inter étage –modification-	64
Tableau 58 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	65
Tableau 59 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	65
Tableau 60 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	65
Tableau 61 Résultats de la modélisation du paramètre-modification-.....	65
Tableau 62 Modes propres de la structure- détails-	67
Tableau 63 Vérification des déplacements inter étage –détails-	67
Tableau 64 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	68
Tableau 65 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	68
Tableau 66 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	68
Tableau 67 Résultats de la modélisation du paramètre détails.....	68
Tableau 68 Modes propres de la structure-maintenance-.....	70
Tableau 69 Vérification des déplacements inter étage -maintenance-	70
Tableau 70 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A	71
Tableau 71 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B.....	71
Tableau 72 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C.....	71
Tableau 73 Résultats de la modélisation du paramètre maintenance.....	71
Tableau 74 Résultats de la modélisation des paramètres influant sur la vulnérabilité.....	72
Tableau 75 Coefficient de pondération issue par la méthode expérimentale [5]	75
Tableau 76 Tableau comparatif des écarts entre les résultats numérique et expérimental.....	76
Tableau 77 Intervalle de classification des constructions en maçonnerie.....	76

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'homme a toujours cherché à améliorer ses conditions de vie, surtout dans le domaine de son habitat.

La maçonnerie a été l'un des matériaux les plus utilisés dans le domaine car le plus disponible, et pour preuve toutes les grandes villes du bassin méditerranéen et les plus anciens centres de civilisation mondiales ont été construits en maçonnerie.

L'Algérie de part son histoire ne fait pas l'exception à cette règle. Elle possède donc un parc immobilier très important en maçonnerie.

D'autre part les catastrophes naturelles comme les séismes sont fréquents dans notre région, ce qui nécessite de trouver les moyens pour préserver ce parc vu son importance historique et sa valeur socioculturelle.

À cet effet, des études de vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie doivent être entreprises afin d'identifier les facteurs à même de réduire cette vulnérabilité.

Dans cet élan plusieurs travaux ont été menés sur des villes en Algérie. Ces derniers sont basés sur un retour d'expérience essentiellement post-sismique. Il s'est avéré que la vulnérabilité sismique des constructions est gouvernée par un certain nombre de paramètres.

Certains paramètres n'ont pu être évalués correctement du fait de l'indisponibilité de données.

Nous nous proposons dans le cadre de la présente étude de procéder à la détermination des coefficients de pondération des paramètres ayant une influence sur le comportement sismique des structures en maçonnerie. Cette détermination se fera à l'aide d'analyse par accélérogrammes.

Une modélisation sur un code éléments finis permettra la détermination des coefficients de pondération des paramètres identifiés.

Pour ce faire, nous avons divisé notre travail comme suit :

1. Une introduction générale donnant le contexte de l'étude et les objectifs.
2. Le chapitre 1, étude bibliographique, dans lequel nous faisons une étude bibliographique sur des travaux permettant la détermination de la loi de comportement de la maçonnerie ainsi que différentes méthodes permettant de la modéliser.
3. Le chapitre 2, modélisation des paramètres influant sur la vulnérabilité, dans lequel nous expliquons la méthode de l'indice de vulnérabilité utilisée dans le cadre du présent travail, la méthode de modélisation entreprises, et la classification des constructions à l'aide du programme VIP.
4. Le chapitre 3, mise en œuvre numérique, dans lequel nous présentons les modifications apportées au programme VIP pour prendre en considération les résultats de la modélisation. Une application sur plusieurs constructions et une comparaison avec la méthode empirique pour la détermination de la vulnérabilité des constructions en maçonnerie ont été effectuées.
5. La conclusion générale, reprend les principaux résultats et les perspectives du présent travail.

CHAPITRE 1

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Bâtir est un acte important pour l'homme après la recherche de la nourriture et l'eau. Les premières constructions ont été réalisées en bois, vite remplacé par la pierre que toutes les grandes civilisations ont utilisée. Ceci a conduit à l'apparition de grands centres urbains construits en maçonnerie.

Certains de ces centres ont été bâtis sur des sites sujets aux tremblements de terre; de ce fait, il convient que cet héritage soit préservé et conforté dans certains cas (bâti stratégique, centre urbain important et/ou intérêt architectural ou historique...).

Cette préservation ne peut être effectuée correctement que si un diagnostic fiable des points faibles de ce bâti soit réalisé afin d'intervenir dessus et réduire ainsi sa vulnérabilité vis-à-vis de l'action sismique.

1.2. Vulnérabilité sismique

L'évaluation de la vulnérabilité sismique fait directement appel aux notions d'intensité et de magnitude sismique, de risque et d'aléa sismique. La définition de certains de ces termes comme risque sismique, aléa sismique et vulnérabilité varie parfois selon les sources documentaires ou le contexte d'utilisation à savoir, l'étude d'un tissu urbain ou une construction individuelle, un réseau d'assainissement ou d'eau potable etc.

Vincenzo Mallardo [1] définit la vulnérabilité sismique comme une quantité associée à la faiblesse d'un bâtiment en présence de tremblements de terre d'intensité donnée, de sorte que la valeur de cette quantité et la connaissance de l'aléa sismique permettent d'évaluer les dommages attendus dans le futur.

Il définit aussi [1] le risque sismique comme étant une quantité liée aux dommages futurs causés par les séismes.

Ce risque dépend de trois facteurs: le danger, lié à la possibilité de futures actions sismiques, l'exposition liée à la densité et la valeur de l'immeuble [1].

Sandi [2] définit la vulnérabilité comme étant le degré de dommage qu'inflige un séisme de paramètre X (Magnitude, Intensité, Amplitude, ...) à une construction donnée ainsi qu'à l'assise. C'est donc une mesure des proportions perdues suite à un séisme selon une échelle variant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (perte totale de l'élément analysé).

Nous voyons donc que les concepts de “vulnérabilité” et “d’endommagement” sont interchangeables. Le dommage est donc une quantification de la vulnérabilité.

Selon le même auteur il est important de faire une distinction entre la vulnérabilité observée V_o évaluée à partir de l’observation de l’effet du séisme sur une construction et la vulnérabilité prédite V_p estimée à partir de la prédiction de l’effet qu’aurait induit un séisme futur sur une construction, elle est en fait basée sur l’analyse du comportement de celle-ci en tenant compte des caractéristiques propres de la structure.

Nous retrouvons dans la littérature d’autres définitions de la vulnérabilité [3], comme celle de Calgaro (1998), qui définit la vulnérabilité dans un contexte de fiabilité des structures: « La vulnérabilité est le produit d’un aléa (probabilité de l’évènement) par le montant des dommages qu’il provoque ($V = P_{\text{aléa}} \times C_{\text{dommage}}$). Elle s’exprime généralement en unité monétaire ou parfois en degrés de dommages» [4].

1.3. Méthodes d’étude de la vulnérabilité sismique

Beaucoup de méthodes ont été développées pour l’évaluation de la vulnérabilité sismique, surtout dans les zones de forte sismicité telles que les USA, le Japon ou plus près de chez nous le sud de l’Europe.

Djaallali [5] a établi une synthèse sur les méthodes d’étude de la vulnérabilité, il en ressort que les méthodes d’étude de la vulnérabilité peuvent être classées suivant deux grandes classes.

1. Les études statistiques basées sur les dommages observés lors de séismes passés et qui permettent d’obtenir des matrices de dommages probables associées à une classe de bâtiment. Ces matrices servent ensuite à développer des fonctions de vulnérabilité donnant pour un type de bâtiment la probabilité qu’un certain degré de dommage survienne en fonction de l’intensité d’un séisme. Les résultats obtenus sont généralement de nature probabiliste.
2. Les simulations par modèles numériques ou analytiques permettent d’obtenir la réponse d’une structure à un ou plusieurs scénarii sismiques. Les résultats sont généralement concluants et valables pour un bâtiment en particulier.

Les deux convergent vers le même but c.à.d. l’évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants, c’est la méthode d’approche qui diffère.

La première classe ayant déjà fait l’objet de développement en Algérie [5] nous nous intéresserons à la deuxième classe, c’est-à-dire la méthode numérique, objet du présent travail.

1.4. Méthodes numériques

La modélisation de la maçonnerie a fait l'objet de beaucoup d'études suivant différentes méthodes [6], certains ont utilisé la Méthode des Eléments Finis (MEF), d'autres la Méthode des Eléments Discrets (MED) et d'autres ont utilisé la modélisation par éléments d'interfaces, dans ce qui suit, nous allons exposer différents travaux classés par méthode d'approche.

1.4.1. Modélisation par éléments finis (MEF)

Giordano [6] explique que la présence des joints de mortier horizontaux et verticaux fait que la maçonnerie soit anisotrope. Fondamentalement, deux approches différentes peuvent être adoptées pour modéliser cette anisotropie: le «micro-modèle» ou «approche bi-matière», et le «macro-modèle» ou «approche matériel équivalent ».

Chaque modèle a ses avantages et ses inconvénients, avec le modèle à deux matières, la discrétisation suit la géométrie réelle à la fois des blocs et des joints de mortier, en adoptant différents modèles de comportement pour les deux, mais son inconvénient majeur vient du très grand nombre d'éléments qui doivent être générés pour une structure d'où la complexité de l'approche. Ceci rend improbable l'utilisation de «micro-modèle» pour l'analyse des bâtiments en entier.

Le «macro-modèle» suppose que la structure de maçonnerie est un continuum homogène discrétisé avec un maillage d'éléments finis qui ne copie pas l'organisme du mur, mais obéit aux critères propres de la méthode. Chaque élément aura donc un modèle de comportement qui doit être capable de reproduire le comportement moyen des éléments qu'il représente, d'où son inconvénient, autrement dit cette hypothèse contourne les caractéristiques physiques du problème.

Giordano [6] précise que les modèles de matériaux équivalents se sont révélés être en mesure de saisir certains aspects du comportement global sans le nombre de paramètres et l'effort de calcul nécessaire au micro-modèle.

La méthode d'éléments finis a été utilisée par Vincenzo Mallardo [7] qui a fait une analyse tridimensionnelle d'un important palais de la Renaissance à Ferrare (Italie), le Palazzo di Francia Renata. Dans la première partie, une analyse non linéaire 3D complète est effectuée en vue d'obtenir un premier aperçu de sa performance structurelle. Puis, trois analyses non linéaires 2D différentes de la façade principale sont réalisées. Le premier

modèle repose sur une approche de cadre équivalent, le deuxième est basé sur une approche d'endommagement élasto-plastique par éléments finis (FEM) et le troisième découle d'une analyse de l'effondrement cinématique au moyen d'une surface limite homogénéisée.

Les résultats numériques ont été comparés afin d'obtenir une évaluation précise de la vulnérabilité sismique de la façade, bien que l'analyse limite soit capable de donner une charge ultime de la structure très proche de celle fournie par le modèle élastique 2D, l'approche par cadre équivalent donne une charge de rupture légèrement inférieure du déplacement ultime. Les résultats obtenus au moyen de tous les modèles utilisés mettent en évidence le fait que certaines interventions de restauration visant à améliorer la rigidité des étages et les connexions entre le sol et les murs sont nécessaires afin d'éviter des effondrements partiels de murs.

P. Medeiros [8] présente une discussion sur le comportement des murs de maçonnerie non-confiné avec différents types de renforcement horizontal soumis à des charges horizontales dans le plan, en utilisant des simulations numériques de pointe. Un continuum isotrope non linéaire d'élément macro a été utilisé.

De l'analyse expérimentale, il a été conclu que :

- (a) la fissure diagonale dans le spécimen avec des joints verticaux remplis, passe par les unités et le mortier, sans chemin d'accès préférentiel;
- (b) les murs de maçonnerie confinés (non armé) présentent clairement un comportement latérale renforcé avec une dissipation beaucoup plus élevée de l'énergie et de la capacité de déformation avec une augmentation modérée de la résistance latérale;
- (c) l'addition d'un renforcement horizontal conduit à plus de dispersion, ainsi qu'à un comportement plus ductile à la fois dans les murs de maçonnerie confinés et non confinés;
- (d) l'ancrage de l'armature horizontale à l'intérieur des colonnes de cravates conduit à une plus haute résistance et une plus grande ductilité de la paroi.

Lourenço[9] a fait un travail de pionnier sur les stratégies numériques pour la modélisation des structures en maçonnerie. En se basant sur la méthode des éléments finis, trois types de modèles sont considérés comme suit :

- Micro-modèle détaillé ne considérant que les éléments de maçonnerie, mortier et l'interface unité de mortier comme des éléments individuels ayant des propriétés distinctes.
- Micro-modèle simplifié considérant les caractéristiques mécaniques des éléments de maçonnerie et du mortier localisés dans le même élément et l'interface unité de mortier comme un élément distinct avec des propriétés différentes (voir figure 1).
- Macro-modèle considérant la maçonnerie comme matériaux d'un continuum (les composants de matières distinctes de maçonnerie sont regroupés en un matériau homogène), soit avec des propriétés mécaniques isotropes ou anisotropes.

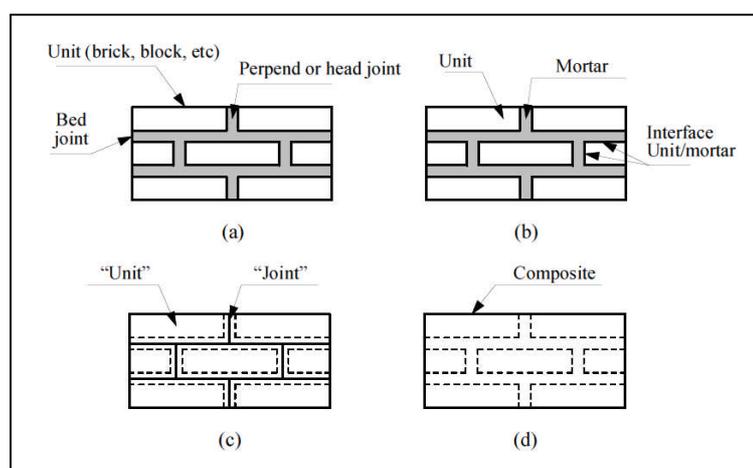


Figure 1 : (a) échantillon de maçonnerie; (b) micro-modèle détaillé; (c) micro- modèle simplifié; (d) macro- modèle

Lourenço [9] précise que le choix de la méthode de modélisation pour une structure donnée, dépend du niveau de détail, du temps et de la qualité des résultats.

Le micro- modèle est généralement utilisé lorsque les caractéristiques non linéaires des unités d'interfaces du mortier sont importantes, et lorsque des motifs distincts de défaillance doivent être capturés.

Cette approche a été utilisée par exemple par Haach et al. [10] pour la modélisation numérique de la maçonnerie renforcée.

Cependant, cette méthode présente certains inconvénients à savoir, un temps important pour l'analyse et la nécessité d'une information détaillée sur les propriétés mécaniques.

Pour cela, l'utilisation du micro- modèle simplifié est plus avantageuse. Le Macro-modèle est généralement adopté dans les applications d'ingénierie, par exemple, [11].

1.4.2. Modélisation avec des éléments d'interface

Dans cette approche [12], les blocs sont modélisés à l'aide des éléments d'un continuum classiques, linéaires ou non-linéaires, tandis que les joints de mortier sont simulés par des éléments de l'interface, les «éléments communs», composés de deux rangées de nœuds superposés, avec le frottement bas constitutif. La mise en place du joint est facile à mettre en œuvre dans un logiciel, étant donné que les inconnues nodales sont les mêmes pour tous les éléments de joint, bien que le tenseur des contraintes doit être exprimé en termes de déplacements nodaux au lieu des éléments de déformation.

1.4.3. Modélisation par éléments discrets [12]

Dans cette approche, la structure est considérée comme un ensemble de blocs distincts, rigides ou déformables, en interaction avec les éléments de contact élasto-plastique unilatéraux qui suivent le critère de glissement de Coulomb pour simuler les forces de contact.

La méthode est basée sur une formulation en grand déplacement (pour les articulations) et les petites déformations (pour les blocs), ceci peut simuler correctement les mécanismes d'effondrement en raison du glissement, de la rotation et de l'impact.

Les contacts ne sont pas fixes, comme dans la méthode des éléments d'interface, de sorte que pendant l'analyse les blocs peuvent perdre le contact existant et en créer de nouveaux.

Chaque bloc est modélisé géométriquement et mécaniquement, les forces de volume et de surface sont connues, le déplacement du bloc est déterminé en résolvant explicitement les équations différentielles du mouvement.

Le principal avantage de cette méthode est la possibilité de suivre les déplacements et le mécanisme de détermination de l'effondrement des structures composées de pratiquement n'importe quel nombre de blocs [13,14].

Cependant, les éléments finis utilisés pour le maillage interne des blocs montrent une mauvaise performance, ce qui fait que la méthode n'est pas exacte pour l'étude des états de pression dans les blocs. A cet effet, d'autres modèles sont plus appropriés.

Ivo Caliò [15] présente dans son article un modèle discret d'élément novateur, conçu pour la simulation du comportement dans le plan des bâtiments de maçonnerie. L'idée de base de l'approche proposée est à rapprocher de la réponse de murs de maçonnerie non linéaire dans le plan par un élément discret équivalent. Cet élément est capable de reproduire le

comportement d'effondrement typique dans le plan d'un mur de maçonnerie soumis à une charge sismique (voir figure 2).

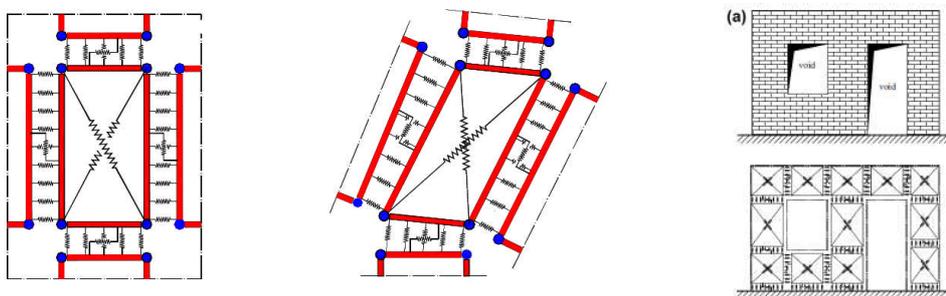


Figure 2 Modèle de base –Élément discret-[15]

Aussi, Joonam Park [16] a effectué une étude sur les constructions en maçonnerie aux Etats-Unis en utilisant la méthode d'éléments discrets (voir figure3).

Le procédé de modélisation structurale proposé peut être efficacement utilisé pour l'analyse de la fragilité, sans augmentation significative des temps de calcul, et maintient un niveau de précision acceptable dans la représentation du comportement non linéaire des structures. Dans [15] le cas d'un chargement hors plan est pris en considération.

Aussi[[15]précise que la rigidité du mur hors- plan ne doit pas être ignorée dans l'évaluation des risques des bâtiments URM (Unreinforced Masonry) parce que la performance sismique globale des bâtiments URM est assez sensible à la rigidité du mur hors- plan.

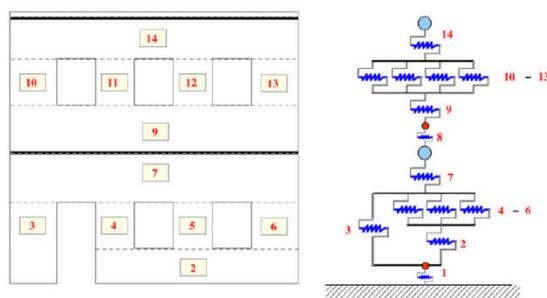


Figure 3 : modèle en ressort d'un mur en maçonnerie URM [16]

1.5. Caractéristique mécanique de la maçonnerie

L'étude théorique a toujours soutenu les essais expérimentaux en termes d'hypothèses. Dans cette étude, nous exposons deux essais réalisés sur la maçonnerie pour avoir une idée sur son

comportement, certaines caractéristiques intrinsèques de la maçonnerie, ainsi que sur les résultats de recherches sur la réhabilitation et le renforcement des bâtisses en maçonnerie.

Ceci nous permettra d'avoir une meilleure idée sur la modélisation des paramètres influant sur la vulnérabilité des constructions en maçonnerie.

La maçonnerie est un matériau de construction possédant une excellente propriété en termes d'esthétique, et de durabilité. Cependant, la force de résistance de la maçonnerie dans un bâtiment dépend des matériaux utilisés.

Les composants de base de la maçonnerie sont les blocs, les briques et le mortier, ce dernier étant lui-même un matériau composite de ciment, de chaux et de sable, et parfois d'autres constituants.

a. Briques

La brique est définie comme une unité de maçonnerie avec des dimensions (mm) ne dépassant pas $337,5 \times 225 \times 112,5$ (L \times H \times E) (voir figure 4). Toute unité avec une dimension qui dépasse l'une de celles indiquées ci-dessus est appelé un bloc.

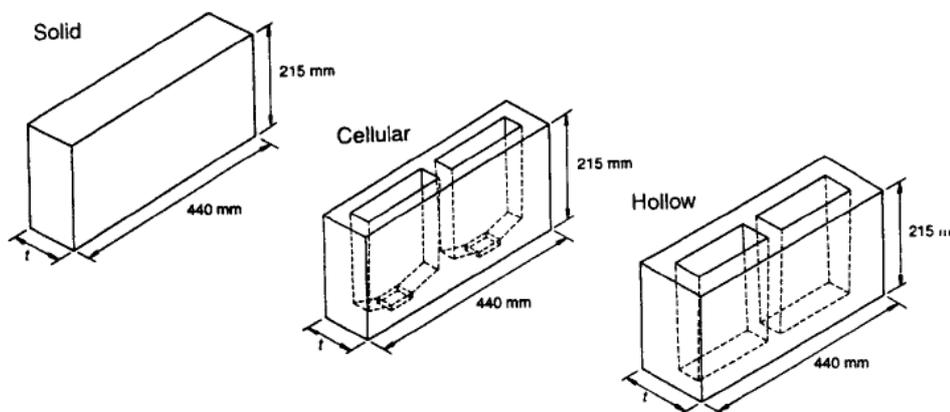


Figure 4 Dimension des briques

Les blocs et les briques sont en terre cuite, le silicate de calcium. Ceux-ci doivent être conformes aux normes nationales, par exemple au Royaume-Uni à BS 3921 (unités d'argile), et BS 187 (silicate de calcium).

b. Variétés

Les briques peuvent être coupées de fil, avec ou sans perforations, avec une presse grenouille simple ou double ou cellulaire.

Les briques perforées comportent des trous; la section transversale d'un trou ne doit pas dépasser 10% et le volume des perforations 25% du volume total des briques.

Les briques cellulaires auront des cavités ou des grenouilles de plus de 20% du volume brut de la brique (voir figure 5).

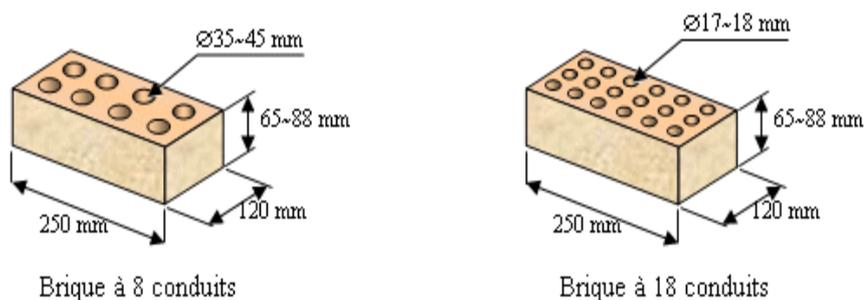


Figure 5 : variété des briques pleines [17]

c. Modélisation et expérimentation

Les murs de maçonnerie sont des éléments verticaux porteurs dont la résistance à la compression est le facteur prédominant dans la conception.

Cependant, les murs sont souvent appelés à résister au cisaillement «forces horizontales» ou de pression latérale du vent et donc la force de résistance de la maçonnerie en compression et en traction doit aussi être prise en considération.

A W Henry [17] a traité le comportement de la maçonnerie sous différents cas de chargement, compression et traction simple, flexion ainsi que sous chargement combiné, à savoir traction cisaillement, après plusieurs tests empiriques sur la maçonnerie.

Pour le cas de la compression et du cisaillement [17], la formule de Coulomb pose la relation entre la résistance au cisaillement et pré-compression, autrement dit, il ya une résistance au cisaillement initial due à l'adhérence entre les unités et le mortier suite au frottement. Ceci peut s'exprimer par la formule suivante [15] :

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma_c \quad (1.1)$$

Où : τ_0 est la résistance au cisaillement à pré-compression,

μ est un coefficient de frottement,

σ_c est la contrainte de compression verticale

Cette relation est valable jusqu'à une certaine valeur limite de la compression verticale, au-delà de laquelle la rupture du joint représentée par l'équation de Coulomb est remplacée par la fissuration des unités. Pour les briques d'argile la limite est d'environ 2,0 N/mm. La résistance au cisaillement dépend du mortier, pour les unités la force de résistance à la compression est comprise entre 20 et 50 N/mm² dans du mortier fort, la valeur de τ_0 est d'environ 0,3 N/mm² et 0,2 N / mm² pour une résistance moyenne du mortier. La valeur moyenne de μ est de 0.4 à 0.6.

La traction, peut naître du vent, des variations thermiques, de l'humidité ou des mouvements des fondations [15].

La résistance à la traction de la maçonnerie, en particulier au niveau des joints de lit est faible et variable et n'est donc généralement pas prise en compte pour la conception des structures, elle est d'environ 0.4N/mm.

Dans[17] d'autres cas de chargement sont traités, en résumé la maçonnerie est traitée comme un matériau élastique linéaire, diverses formules ont été proposées pour la détermination du module de Young. Ce paramètre est assez variable, même pour des échantillons nominalemeent identiques, et comme approximation, on peut supposer que :

$$E = 700 \sigma'_c \quad (1.2)$$

Où (σ'_c)est la résistance à l'écrasement de la maçonnerie. Cette valeur s'applique jusqu'à environ 75% de la résistance à la rupture.

Ciro Faela [18] a fait une étude sur la résistance au cisaillement des murs de maçonnerie renforcée par un matériau composite à base de ciment dans le but de l'utiliser pour la consolidation des bâtisses existantes.

Une campagne expérimentale a été menée sur des blocs en maçonnerie renforcés par un matériau composite à base de ciment. Le matériau composite a été choisi dans le but de reproduire les matériaux couramment utilisés dans la pratique, et pour cause un mortier à base de ciment et de pouzzolane a été utilisé.

Les résultats ont montré que la charge ultime en compression diagonale (et le correspondant résistance au cisaillement) pour les murs renforcés était entre quatre et six fois plus élevée que celle observée pour les murs nus. Toutefois, aucune panne de déchirement des fibres n'a été observée, cependant, le défaut se produit habituellement prématurément après la perte d'adhérence entre la couche de renforcement et le substrat de maçonnerie.

Aussi on peut citer l'étude faite par Emilia Juhàsovà [13] consacrée aux structures de maçonnerie de pierre en vue de l'amélioration possible de leur résistance et de durabilité.

Les tests sur table vibrante ont été menés sur un spécimen de 3.5m de longueur par 4.0m de largeur et 3.60m de hauteur, les murs sont renforcés par une grille de polymère avec du plâtre contenant des fibres posées verticalement (voir figure 6).

Les résultats obtenus ont montré que l'utilisation de la grille de polymère améliore la résistance sismique des structures de maçonnerie de pierre et contribuent également à la durabilité des structures en maçonnerie.

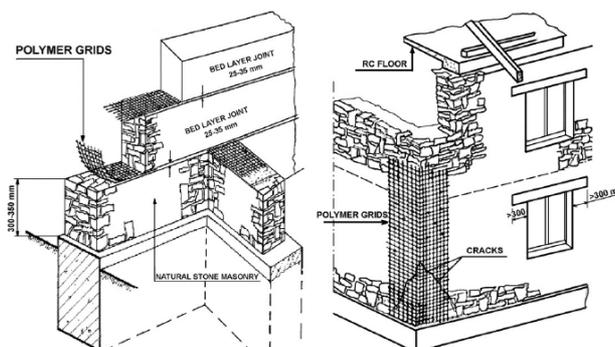


Figure 6 Application des réseaux de polymères combinés avec de la fibre de mortier chaux-ciment / plâtre dans les structures de maçonnerie en pierre [13]

Ces tests ont permis aussi de conclure que pour la maçonnerie le module d'élasticité varie entre 1000 et 2000 Mpa. Le coefficient de Poisson égal à 0,1 semble être approprié pour l'évaluation des fréquences et des modes de vibration naturelles initiales.

1.6. Méthode de l'indice de vulnérabilité

Étant donné que la prévision sismique est encore loin de devenir une réalité, il est nécessaire d'améliorer le pronostic du comportement sismique des structures existantes. C'est la raison pour laquelle les études de vulnérabilité sismique des bâtiments ont été élaborées pour évaluer les dommages attendus dans les différents types de bâtiments quand il ya un tremblement de terre.

Dans ce but, plusieurs méthodes ont été proposées de part le monde afin de qualifier le comportement sismique des structures. Un exemple est la méthode d'inspection visuelle rapide (IVR) pour identifier les bâtiments qui ont un risque sismique élevé [20].

En outre, en Amérique latine des recherches ont été élaborées pour évaluer la performance sismique des bâtiments, utilisant l'expérience internationale.

À titre d'exemple, Aguiar [14] a développé un logiciel (CEINCI3) pour simuler le comportement sismique structurel et de prévoir les dégâts dans 36 types de bâtiments qui peuvent être situés dans n'importe quelle ville du Venezuela, de la Colombie, de l'Équateur et du Pérou.

L'expérience accumulée au cours d'un tremblement de terre destructeur montre que le comportement sismique dans un type de bâtiment n'est pas uniforme dans une zone avec les mêmes conditions de sol. Ceci souligne l'importance d'avoir un outil qui peut quantifier le comportement sismique d'un type de bâtiment adapté à la région d'étude afin d'anticiper de façon plus correcte le niveau de dommages lors d'un tremblement de terre.

Pour cela, la méthode utilisée dans ce travail est la méthode GNDT Level II modifiée dans [5] pour l'adapter au contexte algérien et la faire évaluer.

La méthode consiste en l'identification des paramètres influant sur la vulnérabilité des constructions.

En suite un indice est attribué à chaque paramètre pour pouvoir calculer un indice de vulnérabilité propre à une construction afin de la classer en bon, moyen ou mauvais état.

Les paramètres pris en considération sont au nombre de douze comme montré dans le tableau1.

Cet indice de vulnérabilité regroupe des paramètres structuraux et non structuraux, de nature descriptives (typologiques et qualitatives) et quantitatives, ayant une influence sur la réponse sismique des constructions en maçonnerie. On attribue à ces paramètres structuraux et non

structuraux des facteurs de pondérations selon le degré d'incidence du paramètre sur le comportement sismique de la structure. L'indice de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie est calculé en combinant des informations pour 12 paramètres décrits au tableau 1.

Il est important de savoir qu'il ya deux catégories de paramètres, ceux qui sont considérés de nature descriptive telle que le type de murs, la régularité en élévation et ceux de nature quantitative tels que la connexion des murs, les conditions de sol.

Dans [5] sont traités les descriptions des différents paramètres ainsi que les limites attribuées à chaque classe de vulnérabilité. Cette étude est basée sur le retour d'expérience sismique et utilise une base statique pour les différents résultats.

Tableau 1 Liste des paramètres influant sur la vulnérabilité

des structures en maçonnerie	
N°	Paramètre
1	Régularité en plan
2	Régularité en élévation
3	Résistance au cisaillement
4	Condition au sol
5	Planchers
6	Toiture
7	Connexion des murs
8	Type des murs
9	Entrechoquement
10	Modifications
11	Détails
12	Maintenance

1.7. CONCLUSION

L'étude de la vulnérabilité des constructions en maçonnerie a fait l'objet de beaucoup d'études ici en Algérie et partout dans le monde surtout les anciens centres de civilisations mondiales.

Dans le but d'une meilleure évaluation de la vulnérabilité des constructions en maçonnerie plusieurs méthodes ont été utilisées.

Nous distinguons les méthodes expérimentales, les méthodes empiriques et les méthodes numériques.

Les méthodes expérimentales nécessaires mais nécessitant des moyens expérimentaux et du matériel pouvant être coûteux.

Les méthodes empiriques du type méthode de l'indice de vulnérabilité ont fait l'objet d'études approfondies et ont pour base le retour d'expérience sismique et nécessitant beaucoup de données.

Les méthodes analytiques permettant d'effectuer des modélisations à moindre coût.

Notre étude entre dans ce cadre et vise à quantifier les paramètres ayant une influence sur la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie.

CHAPITRE 2

MODELISATION DES PARAMETRES INFLUANT SUR LA VULNERABILITE

2.1. Introduction

Le comportement des constructions en maçonnerie sous chargement sismique dépend des caractéristiques intrinsèques des structures, ainsi que la nature du sol et l'aléa sismique.

Afin d'appréhender l'étude de la vulnérabilité sismique de ce type de structures, il convient donc de bien identifier les paramètres influençant leurs tenues au tremblement de terre, puis de quantifier cette influence et enfin de définir un critère de classification.

La méthode des éléments finis offre un outil puissant permettant de réaliser ces objets, aussi nous nous proposons de l'utiliser à cette fin.

2.2. Paramètres influents

Le degré d'endommagement que peut subir une construction lors d'un tremblement de terre est fonction des éléments qui constituent cette dernière, tel que les éléments structuraux, les éléments non structuraux, mais aussi des éléments qu'on peut noter extérieur et qui peuvent influencer sur le comportement de la construction tel que : nature du sol, zone d'implantation ...etc.

Afin d'évaluer les dommages d'une construction, il faut tenir compte de l'influence de ces éléments. Dans ce travail, nous avons choisi douze paramètres. Ces derniers sont comme suit :

① Régularité en plan

② Régularité en élévation

Ces deux paramètres permettent de prendre en considération la géométrie du bâtiment ainsi que l'influence de la torsion.

③ Résistance totale au cisaillement

④ Connexion des murs

⑤ Types de murs

L'ossature d'une construction en maçonnerie est composée essentiellement de murs porteurs. Ce qui fait que, l'état de ces derniers est très important dans l'évaluation du comportement de la bâtisse.

Pour cela, nous avons pris ces trois paramètres, la résistance au cisaillement prend en considération la résistance de la bâtisse à l'effort sismique.

La connexion des murs assure que toute la bâtisse travaille d'un bloc. Le type des murs prendre en considération les matériaux de construction.

⑥ Plancher

⑦ Toiture

Ces deux paramètres ont été choisis pour prendre en considération d'un côté l'état du diaphragme des planchers de la bâtisse, ainsi que le niveau de confort.

Une bâtisse dont les planchers et/ou la toiture sont détériorés rend cette dernière inexploitable et invivable.

⑧ Entrechoquement

Ce paramètre a été choisi pour estimer l'influence que peut avoir deux constructions adjacentes.

⑨ Conditions au sol

Ce paramètre prend en considération l'influence du sol d'assise de la construction sur son comportement sismique.

⑩ Modifications

⑪ Détails

⑫ Maintenance

Ces trois paramètres mettent en évidence l'impact de toute modification sur la construction que ce soit une modification partielle ou totale, l'état des éléments secondaires de la bâtisse sous le paramètre « détails » et le niveau de maintenance ou entretien de la bâtisse.

2.3. Procédure d'analyse

Nous allons donner des hypothèses concernant le choix des hauteurs des modèles de calcul, les méthodes d'analyse considérées et le choix des enregistrements sismiques considérés.

2.3.1. Choix des hauteurs

Notre étude considère trois hauteurs type. Les bâtiments à faible hauteur appelés « LOW RISE » qui correspondent à des immeubles jusqu'en RDC+2.

Les constructions de moyenne hauteur appelés « MID RISE » qui correspondent à des immeubles jusqu'en R+4, et les constructions de grande hauteur appelés « HIGH RISE » qui correspondent à des immeubles de plus de R+4, nous avons pris un R+6.

2.3.2. Analyse tridimensionnelle des modèles

Une analyse modale et dynamique a été élaborée pour chaque modèle considéré. L'analyse modale nous permet de déterminer les caractéristiques intrinsèques du modèle, ainsi nous pouvons faire les vérifications nécessaires par rapport aux recommandations du règlement parasismique Algérien [21].

Par la suite nous avons effectué une analyse dynamique dans laquelle nous calculons le déplacement maximal, déterminé par un code de calcul éléments finis.

2.3.3. Les enregistrements sismiques

Lors d'un séisme l'énergie libérée se propage sous formes d'ondes élastiques. Les ondes créées correspondent à des ondes de volume : ondes de compression ou onde de cisaillement.

La vitesse de propagation d'une onde de cisaillement varie en fonction du sol.

Elle est supérieure à 1000m/s dans du rocher, de l'ordre de quelques centaines de m/s dans des alluvions et inférieure à 100m/s dans des dépôts d'argiles molles ou de vases [25].

Par intégration d'un accélérogramme on peut obtenir les diagrammes de vitesse et de déplacement en fonction du temps.

Les enregistrements sismiques utilisés dans ce travail ont été pris lors du séisme de Boumerdes 2003 de différentes stations, ces derniers ont une durée de 80s, les fréquences varient d'un enregistrement à un autre en fonction de la nature du sol où été posé l'appareil.

Ci-après la liste des enregistrements considérés :

Afroune E-W

Afroune N-S

Afroune V

Blida E-W

Blida N-S

Blida V

Dar el beida E-W

Dar el beida N-S

Dar el beida V

Hussein day E-W

Hussein day N-S

Hussein day V

Kedara E-W

Kedara N-S

Kedara V

2.3.4. Principe de la méthode d'analyse

L'index de vulnérabilité « I_v » est un indicateur de l'état de la structure qui peut être estimé avant comme après l'occurrence de l'évènement sismique. Il nous permet de connaître l'état des constructions d'une région et de les classer selon leur vulnérabilité. Cette méthode offre la possibilité d'une mise à jour pratiquement continue de la qualité sismique des bâtiments d'une région.

Les différents paramètres, pris en compte par cette méthode, sont classés en trois catégories. Chaque paramètre a une valeur numérique exprimant la qualité sismique des éléments structuraux et non structuraux influant sur le comportement sismique de la construction. La somme des valeurs numériques de ces paramètres représente l'index de vulnérabilité « I_v » de la construction étudiée.

Un paramètre est un élément de nature structurelle ou non structurelle pouvant avoir une influence sur la réponse sismique de la structure.

Ce paramètre ne peut prendre qu'une seule valeur et représente ainsi la classe à laquelle appartient cette construction.

- Classe A : Dans cette catégorie, sont classées les constructions ou les éléments réalisés selon le code parasismique en vigueur et donc présentant une bonne résistance au séisme.
- Classe B : Sont classées, dans cette catégorie, les constructions bâties sans tenir tout à fait compte des normes parasismiques lors de leur construction et qui présentent au moment de leur classification une assez bonne résistance.

Classe C : Y sont classées les constructions vétustes ou ayant une mauvaise résistance au séisme.

Le principe de la méthode utilisée dans ce travail est le suivant :

- Pour chaque paramètre on définit trois classes de vulnérabilité classe A, B et C.
- Nous calculons pour chaque hauteur type le déplacement maximum en sollicitant le modèle par des accélérogrammes (dans notre cas d'étude douze enregistrements sismiques ont été considérés).
- Une fois tous les déplacements sont calculés, nous calculons une première moyenne des déplacements en fonction des douze accélérogrammes.

- Ensuite nous procédons au calcul d'une deuxième moyenne en fonction des trois hauteurs types, cette valeur exprime le coefficient de pondération du paramètre dans la classe A.
- Nous répétons ce procédé pour les classes B et C sachant que dans la classe B, le paramètre satisfait moyennement la condition et le définit et dans la classe C la condition n'est pas satisfaite.

Le procédé exposé peut être résumé dans l'organigramme suivant :

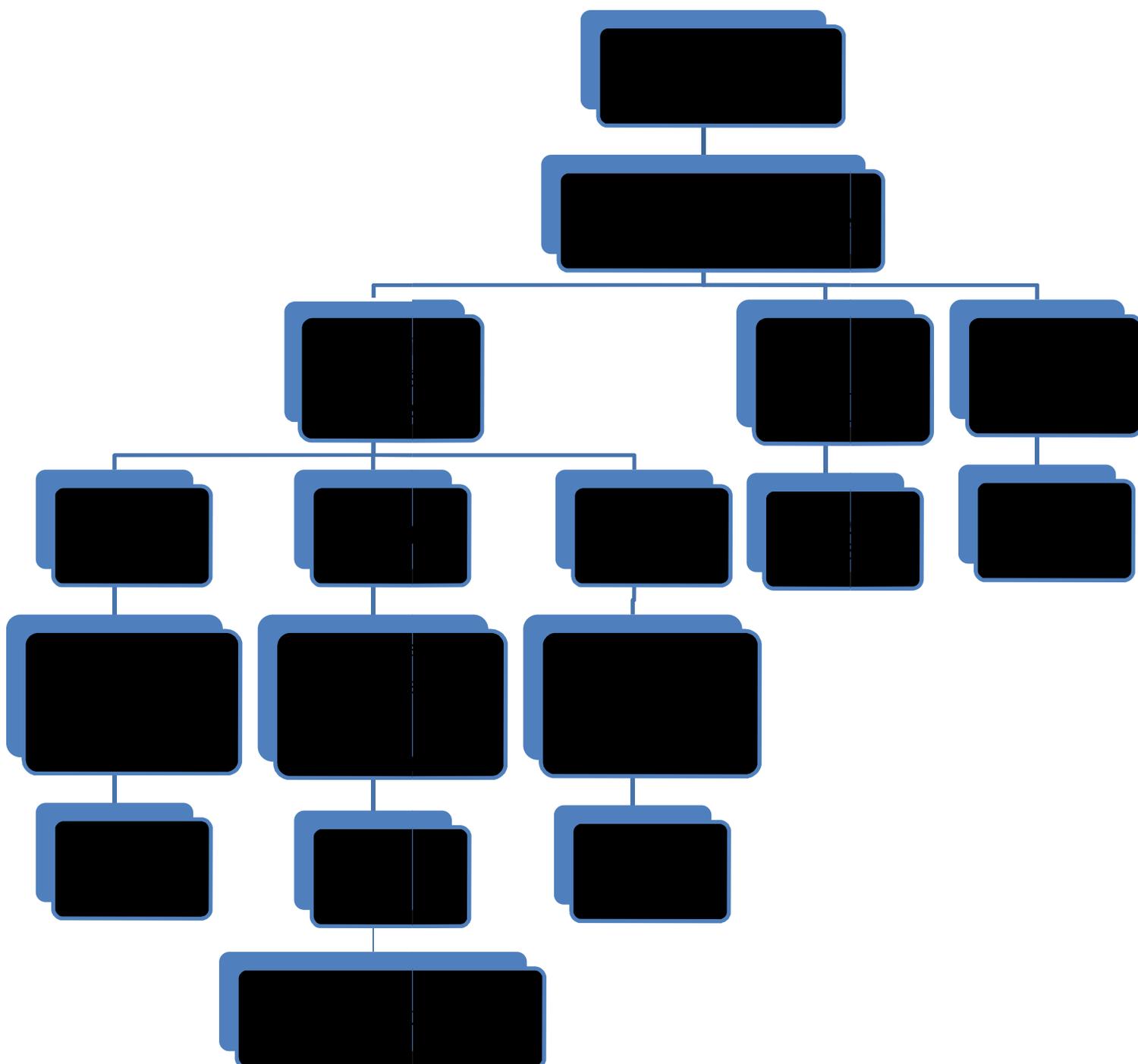


Figure 7 Organigramme de procédure de modélisation

La procédure montrée pour la classe A est la même pour la classe B et C.

La valeur de K_i calculée correspond au coefficient de pondération du paramètre i dans la classe A. nous répétons ce procédé pour toutes les classes et pour tous les paramètres.

2.4. Modélisation des différents paramètres

Dans ce qui suit, nous allons exposer paramètre par paramètre. En premier lieu nous les définissons, après nous établissons les classes de vulnérabilité, enfin nous exposons le modèle avec les résultats.

La modélisation a été faite sur des constructions dans lesquelles tous les paramètres sont définis comme étant vérifiés sauf un, qui est le paramètre étudié, ce dernier varie entre les trois classes définies A, B et C.

2.4.1. Régularité en plan

- **Définitions du paramètre**

Nous retrouvons dans le règlement parasismique algérien RPA [21] qu'un bâtiment est dit régulier en plan si :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

- **Critère**

Un bâtiment est dit régulier [21] si toutes les conditions citées ci-dessus sont vérifiées à la fois; pour cela le modèle a été choisi de telle sorte que toutes les conditions sont vérifiées sauf une, de là, les trois classes de vulnérabilité ont été définies comme suit

- Classe A : Le bâtiment est parfaitement symétrique suivant les deux directions. Les décrochements qui existent ne dépassent pas les 25%, ainsi toutes les conditions sont vérifiées.
- Classe B : Le bâtiment a un décrochement au milieu avec un rapport de 30%, il dépasse la condition du 25% légèrement, en d'autres termes il est moyennement non régulier en plan.
- Classe C : Le bâtiment comporte deux décrochements avec un rapport égal à 75%, le bâtiment est fortement non régulier.

- **Présentation du modèle**

Le modèle de base considéré pour tous les paramètres est un cube de 12m × 12m et la hauteur d'étage est de 3m.

Pour la classe A, nous avons pris des décrochements de 1.5m par rapport à une longueur totale de 12m, ce qui nous donne un rapport de 12.5%, (voir figure 8).

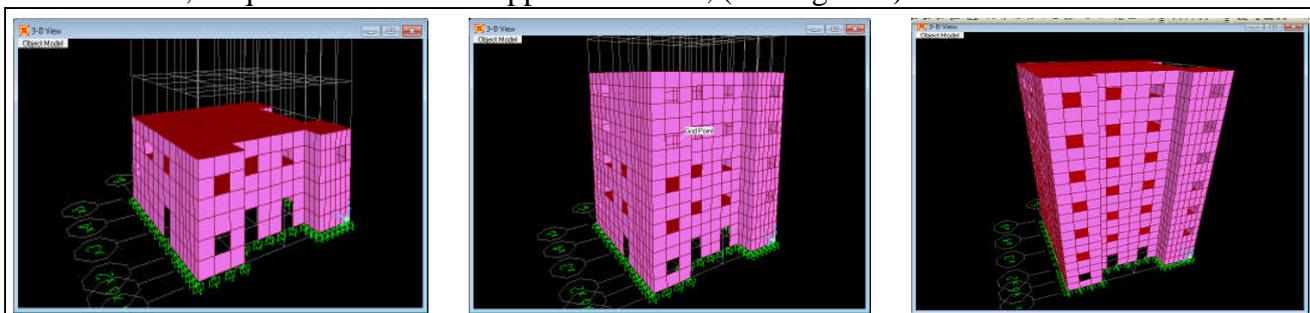
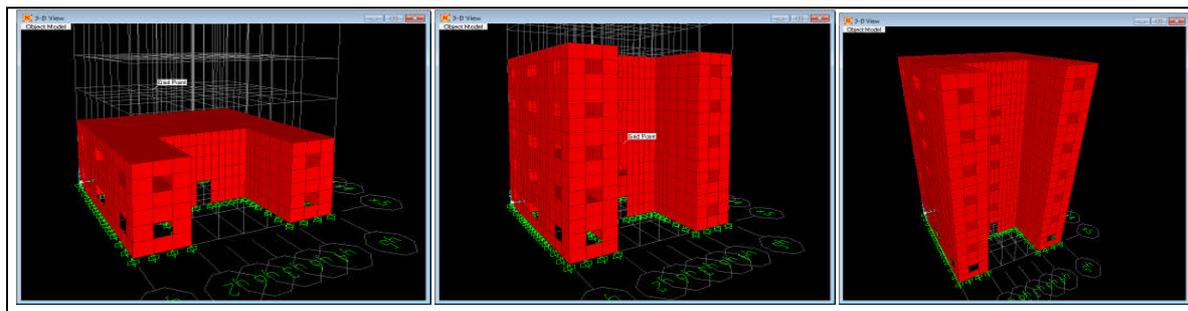


Figure 8 Modèle du paramètre régularité en plan –Classe A-

Pour la classe B, le décrochement est de 4.5m par rapport à une longueur totale de 12m, ce qui fait qu'on a un rapport de 37.5%, (voir figure9).



Pour la classe C, la somme des deux décrochements de 9 m sur 12 m de longueur, ce qui fait qu'on obtient un rapport de 75%, (voir figure 10).

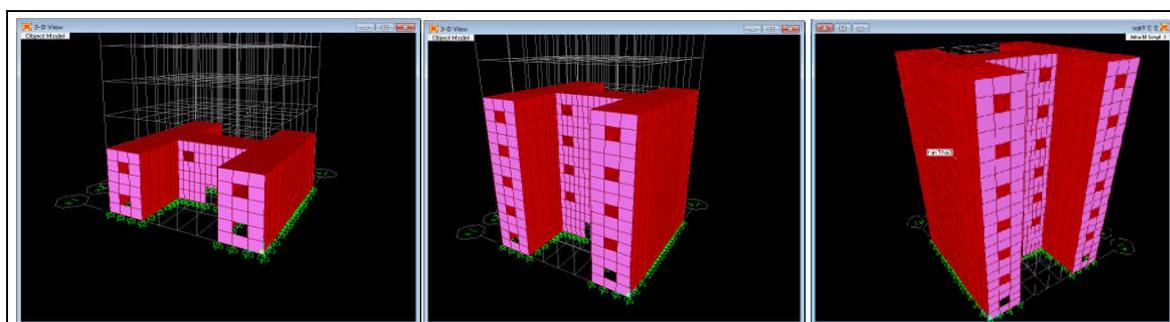


Figure 10 Modèle du paramètre régularité en plan –Classe C-

- **Analyse temporelle**

L'analyse modale de la structure permet d'extraire les caractéristiques dynamiques de la structure telle que les fréquences propres et les taux de participation massiques, cette dernière a été faite sur un modèle de low rise.

Tableau 2 Modes propres de la structure-Régularité en plan-

Modes	Période	Fréquence	UX	UY	ΣUX	ΣUY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.1996	5.0090	6.98%	73.75%	6.98%	73.75%
Mode 2	0.1509	6.6288	71.41%	8.16%	78.39%	81.91%
Mode 3	0.1123	8.9077	0.00%	0.03%	78.39%	81.94%
Mode 12	0.0439	22.7609	14.13%	0.15%	94.36%	96.27%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 12ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique.

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 3 Vérification des déplacements inter étage -régularité en plan-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	U _x (cm)	δU_x (cm)	U _y (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.42	0.28	2.18	0.40	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs types comme expliqué dans l'organigramme (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 4 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Régularité en plan	0.00261	0.0257	0.1285

- Classe B

Tableau 5 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Régularité en plan	0.005256	0.05463	0.37861

- Classe C

Tableau 6 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Régularité en plan	0.00575	0.06378	0.56378

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 7 Résultats de la modélisation du paramètre -régularité en plan-

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Régularité en plan	0.05	0.14	0.21

2.4.2. Régularité en élévation

- **Définition du paramètre**

Une répartition homogène de la résistance et de la rigidité le long de la hauteur du bâtiment est, comme pour la régularité en plan, un facteur important pour un bon comportement sismique des structures.

Un bâtiment est dit régulier en élévation [21] si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment (voir figure 11).
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions

de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

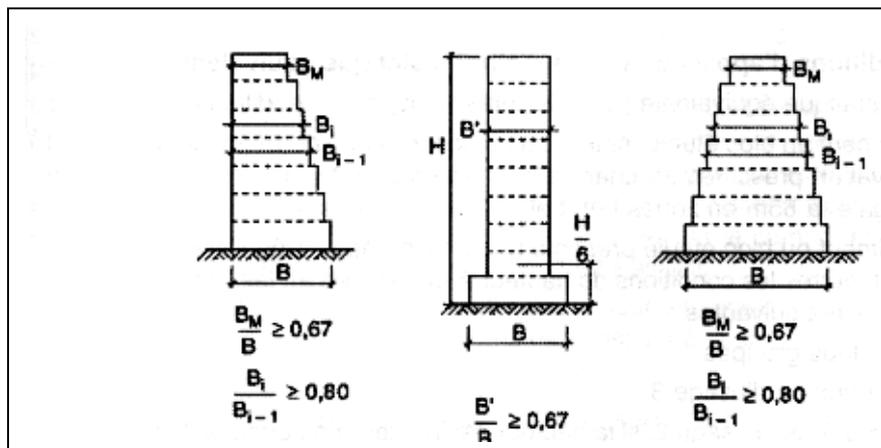


Figure 11 Limites des décrochements en élévation [21]

Tout comme la régularité en plan [21], si l'un des paramètres cités ci-dessus n'est pas vérifié, le bâtiment est dit non régulier en élévation.

- **critère**

L'attribution des classes de vulnérabilité se fait comme suit:

Classe A : Le bâtiment est parfaitement régulier, le rapport de largeur d'étage de deux étages successifs ne dépasse pas les 80% et le rapport entre la base du bâtiment et le dernier étage ne dépasse pas les 67%.

Classe B : Le bâtiment est moyennement régulier, le rapport de largeur d'étage de deux étages successifs ne dépasse pas les 80% et le rapport entre la base du bâtiment et le dernier étage est compris entre 67% et 60%.

Classe C : Le bâtiment n'est pas régulier, le rapport de largeur d'étage de deux étages successifs est inférieur à 80% et le rapport entre la base du bâtiment et le dernier étage est inférieur à 60%.

- **Présentation du modèle**

Pour la classe A, nous avons pris le cas d'un bâtiment carré parfaitement régulier sans aucun décrochement comme montré dans les figures ci-après, de gauche à droite LOW, MID et HIGH RISE (voir figure 12).

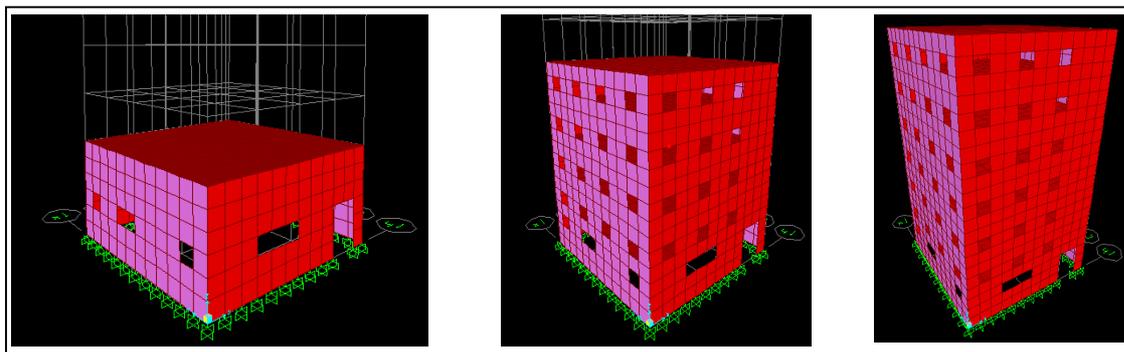


Figure 12 Modèle du paramètre régularité en élévation –Classe A-

Pour la classe B, le décrochement pour low rise est de 75%, pour le mid rise il est de 83% pour le rapport entre la base du bâtiment et le 1^{er} étage, et de 62.5% pour le rapport entre la base et le dernier étage, pour high rise c'est les mêmes proportions que le mid rise (voir figure 13).

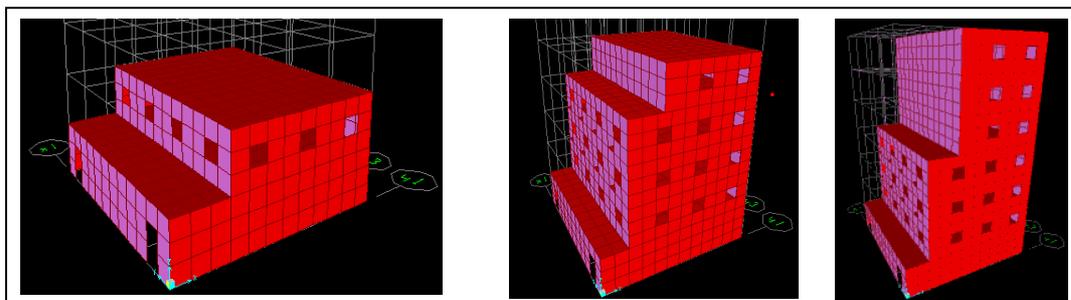


Figure 13 Modèle du paramètre régularité en élévation –Classe B-

Pour la classe C, le décrochement pour Low rise est de 75% (voir figure 14), pour le mid rise le rapport de largeur entre la base et le premier étage est de 75% et celui entre la base et le dernier étage est de 50%, ces rapports sont les mêmes pour le High rise.

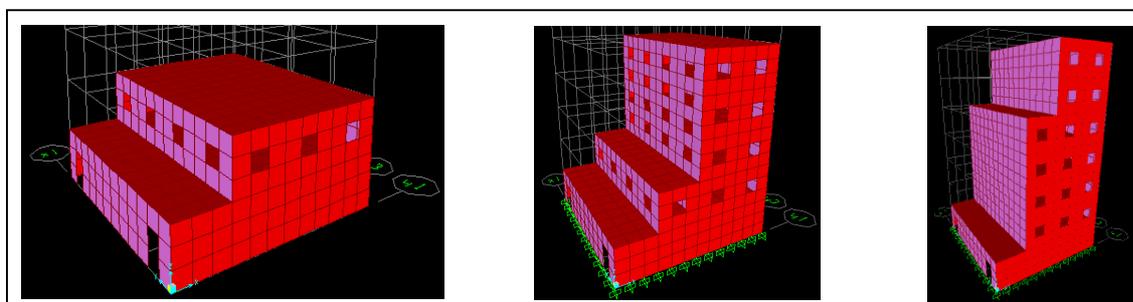


Figure 14 Modèle du paramètre régularité en élévation –Classe C-

- **Analyse temporelle**

Modes et périodes propres de vibration

Tableau 8 Modes propres de la structure -régularité en élévation-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2008	8.0490	7.68%	75.74%	10.39%	71.23%
Mode 2	0.1559	6.5288	74.41%	8.16%	78.39%	75.36%
Mode 3	0.7574	8.9077	0.00%	0.03%	84.49%	79.16%
Mode 18	0.0439	22.7609	14.13%	0.15%	94.36%	96.27%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 18ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 9Vérification des déplacements inter étage -régularité en élévation-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	Ux (cm)	δU_x (cm)	Uy (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.08	0.08	0.38	0.38	3.00
1er étage	0.42	0.36	0.84	0.46	3.00
2nd étage	1.49	1.07	2.18	1.34	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieur au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donnent les résultats suivants :

- Classe A

Tableau 10 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Régularité en élévation	0.002714	0.01787	0.05979

- Classe B

Tableau 11 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Régularité en élévation	0.003135	0.02424	0.111

- Classe C

Tableau 12 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Régularité en élévation	0.003352	0.03255	0.16618

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considérées ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 13 Résultats de la modélisation du paramètre régularité en élévation

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Régularité en élévation	0.01	0.05	0.09

2.4.3. Résistance au cisaillement

- **Définition**

La résistance du bâtiment au cisaillement est un paramètre très important dans l'évaluation de vulnérabilité d'une construction. Cependant, la résistance d'un mur au cisaillement dépend de l'épaisseur du mur, la hauteur, le nombre de murs et la disposition dans un sens par rapport à l'autre.

Le document technique italien[22] propose la formule pour le calcul de la force de résistance d'un mur :

$$T_u = A \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_o + \sigma_y + \sigma_x}{1.5 \tau_k} + \frac{(\sigma_o + \sigma_y)\sigma_o}{2.25 \tau_k}} \quad (2.1)$$

où τ_k est la résistance caractéristique au cisaillement, A la section transversale du mur, σ_o la contrainte normale appliquée au centre du mur due aux charges verticales, σ_x la contrainte normale appliquée au centre du mur due à d'éventuels tirants horizontaux et σ_y la contrainte normale appliquée au centre du mur due à d'éventuels tirants verticaux [22].

Pour modéliser ce paramètre, un calcul de la force de résistance a été fait en faisant varier l'épaisseur des murs, les résultats ont été comme suit :

Pour une épaisseur des murs $e=60\text{cm}$:

$$\sigma_o=125.82 \text{ kN/m}^2 \quad \text{d'où } T_u= 3679.25 \text{ Mpa} \quad (2.2)$$

Pour une épaisseur des murs $e=50\text{cm}$

$$\sigma_o=121.68 \text{ kN/m}^2 \quad \text{d'où } T_u= 3065.01 \text{ Mpa} \quad (2.3)$$

Pour une épaisseur des murs $e=40\text{cm}$

$$\sigma_o=113.74 \text{ kN/m}^2 \quad \text{d'où } T_u= 2448.43 \text{ Mpa} \quad (2.4)$$

De là on trouve les rapports suivant :

$$R1 = \frac{T_u(50)}{T_u(60)} = 83\% \quad R2 = \frac{T_u(40)}{T_u(60)} = 67\%$$

A chaque fois que l'épaisseur du mur diminue, nous perdons de la capacité de résistance du mur au cisaillement, d'après les calculs, nous perdons 17% de capacité de résistance au cisaillement en diminuant l'épaisseur du mur de 60 à 50cm et 33% quand on passe à 40cm.

De là, le choix de variation d'épaisseur des murs peut refléter la perte de capacité de résistance du bâtiment au cisaillement.

- **Critère**

L'attribution des classes de vulnérabilité se fait comme suit:

Classe A : Le bâtiment est modélisé avec des murs de 60cm d'épaisseur, ce choix se justifie par le nombre de bâtisses construites avec cette épaisseur et qui tiennent très bien.

Classe B : Le bâtiment est modélisé avec des murs de 50cm d'épaisseur

Classe C : Le bâtiment est modélisé avec des murs de 40cm d'épaisseur

- **Présentation du modèle**

Pour la classe A, nous avons pris le cas d'un bâtiment régulier en plan et en élévation sans aucun décrochement avec des murs de 60cm d'épaisseur comme montré dans la figure 15, de gauche à droite LOW, MID et HIGH RISE.

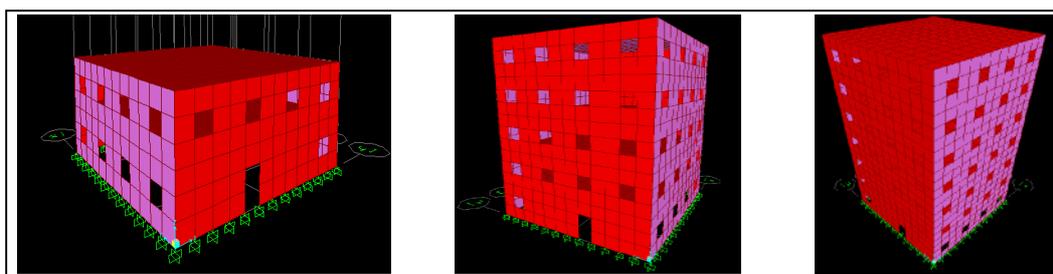


Figure 15 Modèle du paramètre résistance au cisaillement –Classe A-

Pour les classes B et C, nous avons pris le même bâtiment que pour la classe A mais avec une épaisseur de 50 et 40 cm respectivement classe B et C.

- **Analyse temporelle**

Tableau 14 Modes propres de la structure-résistance au cisaillement-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2005	8.0450	8.78%	78.74%	9.98%	75.75%
Mode 2	0.1328	7.5878	74.41%	8.16%	68.58%	79.90%
Mode 3	0.1586	8.8066	0.00%	0.03%	78.39%	85.39%
Mode 13	0.0439	22.7609	14.23%	0.29%	95.36%	98.37%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 13ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

- **Analyse dynamique**

Tableau 15 Vérification des déplacements inter étage -résistance au cisaillement-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	Ux (cm)	δU_x (cm)	Uy (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.46	0.46	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.38	3.00
2nd étage	1.42	0.98	1.98	1.14	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21].

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismique et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 16 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 17 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 18 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 19 Résultats de la modélisation du paramètre résistance au cisaillement

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Résistance au cisaillement	0.01	0.03	0.06

2.4.4. Connexion des murs

- **Définition**

Ce paramètre [5] exprime la qualité d'organisation des structures verticales, c'est-à-dire, il évalue dans quelle mesure les murs sont connectés.

Dans les travaux précédents sur la vulnérabilité [5], [26], [27] L'attribution des classes de vulnérabilité a été faite en fonction de l'élément qui constitue la liaison entre les deux murs, si c'est du béton armé la liaison est bonne, s'il contient juste des joints entre les murs orthogonaux la liaison est moyennement bonne et si les murs sont seulement posés de façon adjacente on dit qu'il n'ya pas de liaison.

En d'autres termes la liaison entre deux murs orthogonaux est assurée grâce à l'élément de l'angle, plus il est résistant mieux la connexion est meilleur.

Pour modéliser la connexion des murs, nous avons modifié les caractéristiques des poteaux du coin de telle sorte que la qualité de ces poteaux de coin varie entre bon moyen et mauvais en se basant sur les résultats expérimentaux d'Emilia Juhàsovà [13].

- **Critère**

L'attribution des classes de vulnérabilité se fait comme suit:

Classe A : Le modèle est pris avec un poteau au coin ayant un module E au maximum de l'intervalle de variation de ce dernier pour le cas de la maçonnerie.

Classe B : Le modèle est pris avec un poteau au coin ayant un module E pris au milieu de l'intervalle de variation.

Classe C : Le modèle est pris avec un poteau au coin ayant un module E inférieur à la borne minimale de l'intervalle de variation.

- **Présentation du modèle**

Pour la classe A, nous avons pris un module de YOUNG égale à 2000Mpa pour tous les murs constituant le modèle de calcul, (voir figure 16).

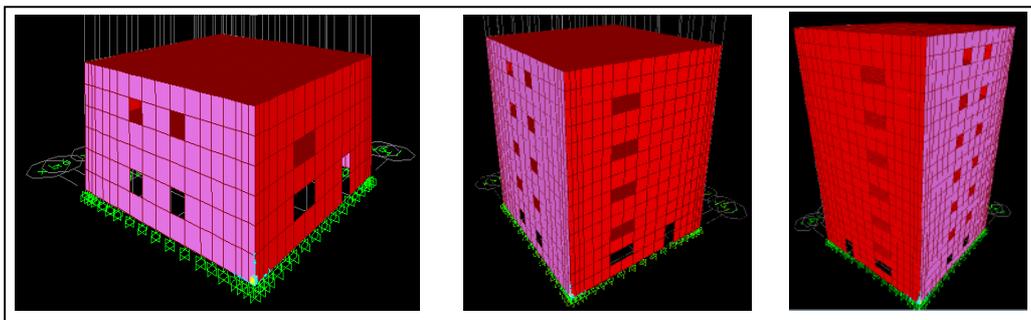


Figure 16 Modèle du paramètre connexion des murs –Classe A-

Pour les deux autres classes de vulnérabilité B et C, nous avons pris le même modèle. Pour la classe B nous avons pris un module d'Young du poteau du coin égale à 1400Mpa, et 900 Mpa pour la classe C.

- **Analyse temporelle**

Tableau 21 Modes propres de la structure-connexion des murs-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2008	7.0290	7.68%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.1559	6.5288	74.41%	8.16%	78.39%	81.91%
Mode 3	0.1123	8.9077	0.00%	0.03%	78.39%	81.94%
Mode 17	0.0439	22.7609	14.13%	0.15%	94.36%	96.27%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 17ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle low rise.

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 20 Vérification des déplacements inter étage -connexion des murs-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	U _x (cm)	δU_x (cm)	U _y (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.42	0.28	2.18	0.40	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismique et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 21 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Connexion des murs	0.0018204	0.011452	0.03952

- Classe B

Tableau 22 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Connexion des murs	0.00269	0.0168	0.04668

- Classe C

Tableau 23 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Connexion des murs	0.003352	0.03255	0.16618

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 24 Résultats de la modélisation du paramètre connexion des murs

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Connexion des murs	0.01	0.03	0.06

2.4.5. Type des murs

- **Définition du paramètre**

Ce paramètre prend en considération les différences dans les murs des bâtisses en maçonnerie par rapport à la non homogénéité et le type de matériaux qui constituent les différents murs.

Pour modéliser ce paramètre, nous avons pris le cas de différents types de matériaux utilisés dans la construction de la même bâtisse en partant du principe que si la bâtisse est réalisée avec le même type de matériaux son comportement sera plus homogène.

- **Critère**

Les classes de vulnérabilité ont été attribuées de la façon suivante:

- Classe A : Dans cette classe tous les murs sont réalisés avec le même type de matériaux.
- Classe B : Dans cette classe nous avons pris deux types de matériaux différents.
- Classe C : Dans cette classe, quatre types de matériaux différents ont été utilisés.

- **Présentation du modèle**

Pour la classe A, nous avons pris un seul type de mur, avec le même module d'Young, comme dans la figure 17.

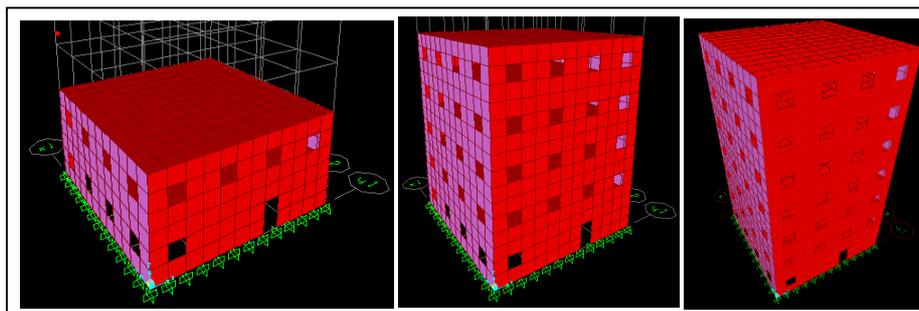


Figure 17Modèle du paramètre type des murs –Classe A-

Pour les deux autres classes de vulnérabilité, nous avons gardé le même modèle, pour la classe B deux types de murs avec un module égale à 2400 et 2000Mpa, pour la classe C nous avons pris les modules d'Young égale à 2400 2200 2000 et 1800Mpa.

- **Analyse temporelle**

Modes et périodes propres de vibration

Tableau 25 Modes propres de la structure- type des murs-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2004	7.0580	7.58%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.1859	6.5538	70.41%	8.16%	75.79%	81.91%
Mode 3	0.1753	8.8077	0.00%	0.03%	78.39%	86.94%
Mode 11	0.0439	22.7609	14.13%	0.15%	96.36%	98.27%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 11ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étages

Tableau 26 Vérification des déplacements inter étage - type des murs-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	Ux (cm)	δU_x (cm)	Uy (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.42	0.98	1.38	0.54	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport aux différentes hauteurs type (Figure7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 27 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 28 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 29 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 30 Résultats de la modélisation du paramètre type des murs

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Type des murs	0.03	0.05	0.09

2.4.6. Plancher

- **Définition**

La qualité du plancher joue un rôle important dans le transfert des charges aux éléments verticaux résistants. Notant que l'effondrement des éléments horizontaux engendre des conséquences importantes en termes de dégâts et de victimes. [5]

Les classes de vulnérabilité dans [5] ont été attribuées par rapport au diaphragme du plancher et la nature de la jonction entre le plancher et les murs porteurs, ceci étant difficile à modéliser, et pour refléter l'influence du plancher sur la vulnérabilité de la bâtisse, nous avons pris le critère du diaphragme.

- **Classe de vulnérabilité**

Les classes de vulnérabilité ont été attribuées de la façon suivante :

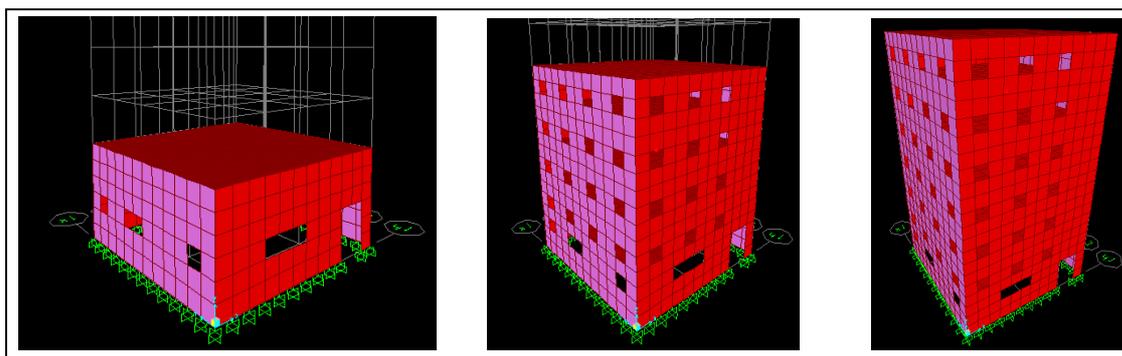
Classe A : Cette classe représente le cas idéal c.à.d. les déformations dans le plan de la dalle sont négligeables, pour cela, nous avons défini un diaphragme pour tout le plancher.

Classe B: Dans ce cas, nous avons pris un diaphragme partiel (moitié du plancher).

Classe C: Dans ce cas aucun diaphragme n'a été défini.

- **Présentation du modèle**

Pour la classe A, tous les planchers sont définis avec un diaphragme, (voir figure 18).



Pour la classe B et C, c'est le même modèle que la classe A mais pour la classe B nous avons défini un diaphragme pour la moitié seulement du plancher et pour la classe C nous n'avons défini aucun diaphragme.

- **Analyse temporelle**

Modes et périodes propres de vibration

Tableau 31 Modes propres de la structure-plancher-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2004	6.0290	7.68%	71.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.1259	8.5288	76.41%	8.86%	71.39%	85.91%
Mode 3	0.1123	9.9077	0.00%	0.03%	79.59%	89.94%
Mode 18	0.0439	25.7609	14.13%	0.15%	97.38%	98.17%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 18ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 32 Vérification des déplacements inter étage –plancher-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	Ux (cm)	δU_x (cm)	Uy (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.85	0.76	1.26	0.9	3.00
2nd étage	1.42	0.57	2.18	0.92	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21].

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque par rapport a X et Y, on fait une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs (Figure 7).Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 33 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 34 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 35 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 36 Résultats de la modélisation du paramètre plancher

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Type des murs	0.01	0.03	0.04

2.4.7. Toiture

- **Définition**

L'impact de la toiture sur une bâtisse se traduit essentiellement avec sa masse, son encrage et son diaphragme pour les toitures plates. Sachant qu'une toiture plate est le cas le plus fréquents dans les constructions en maçonnerie.

Comme dans le cas du plancher, nous avons modélisé l'influence de la toiture sur la vulnérabilité de la construction avec l'état du diaphragme.

- **Critères**

Les classes de vulnérabilité ont été attribuées de la façon suivante :

Classe A: Cette classe contient les bâtisses dont la toiture est en bon état, pour cela, nous avons défini un diaphragme total de la toiture.

Classe B: Nous avons défini un diaphragme partiel de la toiture.

Classe C: Nous avons modélisé la toiture sans diaphragme.

- **Présentation du modèle**

Pour la classe A, La toiture a été définie avec un diaphragme total, (voir figure 19).

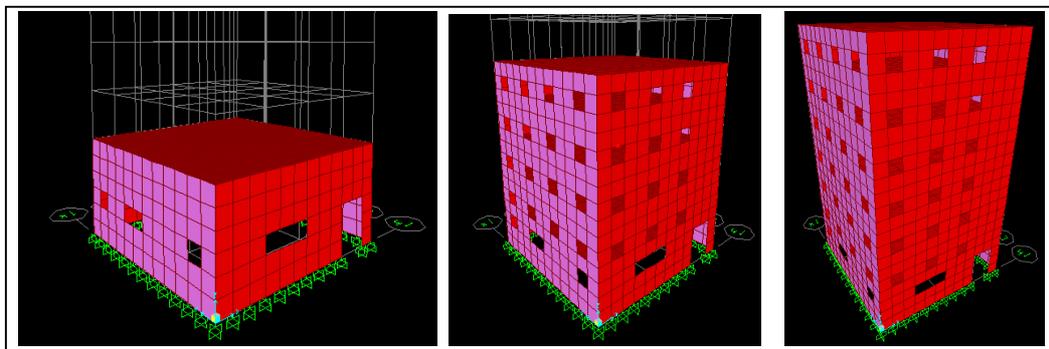


Figure 18 Modèle du paramètre toiture –Classe A-

Pour la classe B et C, c'est le même modèle que la classe A mais pour la classe B nous avons défini un diaphragme pour la moitié de la toiture et pour la classe C nous n'avons défini aucun diaphragme.

- **Analyse temporelle**

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90%

de participation massique au 14^{ème} mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique (Tableau37). L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

Tableau 37 Modes propres de la structure –toiture-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	ΣUX	ΣUY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2011	6.0290	7.68%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.2559	5.5288	74.41%	8.16%	79.39%	85.91%
Mode 3	0.2123	7.9077	0.00%	0.03%	81.39%	88.94%
Mode 14	0.0439	21.7609	14.13%	0.15%	98.36%	99.27%

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étages

Tableau 38 Vérification des déplacements inter étage –toiture-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		δU _{x,y} adm (cm)
	U _x (cm)	δU _x (cm)	U _y (cm)	δU _y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.42	0.98	2.18	1.34	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport

aux hauteurs (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous ont donné les résultats suivants :

- Classe A

Tableau 39 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 40 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 41 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considérées ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 42 Résultats de la modélisation du paramètre toiture

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Type des murs	0.01	0.03	0.04

2.4.8. Conditions du sol

- **Définition**

Sous cette rubrique [5] sont regroupées dans une évaluation synthétique et qualitative trois facteurs qui peuvent influencer sur la résistance sismique d'une structure, les caractéristiques lithologiques des sols de fondation, les caractéristiques morphologiques de cette dernière ainsi que la présence et le type de fondations.

Nous retrouvons dans [27], que ce paramètre repose sur les caractéristiques du sol, décrites dans le règlement parasismique algérien RPA99, les types des sols sont :

S1- Sol rocheux

S2- Sol ferme

S3- Sol meuble

S4- Sol très meuble

La classification dans [27] a été faite comme suit :

- Classe A:

Dans cette classe, la catégorie S1 (Sol rocheux) dont la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement est $V_s \geq 800$ m/s.

- Classe B:

Cette catégorie regroupe le type du sol S2 (sol ferme), c'est à dire les dépôts, très denses, de sables ou de graviers et/ou d'argile sur-consolidée sur 10 à 20 m avec une vitesse moyenne de l'onde de cisaillement: $V_s \geq 400$ m/s

- Classe C:

Dans cette classe sont groupés les sols de catégorie S3 (Sol meuble) et de catégorie S4 (Sol très meuble), comme les dépôts de sable et de gravier moyennement dense ou lâche ainsi que les dépôts d'argile moyennement raide ou molle.

L'interaction sol structure nous permet de prendre en considération l'influence des différents types de sols sur la structure citée dans [27].

Joaquim A [25] propose une analyse structurelle d'un immeuble endommagé en béton armé et en maçonnerie, les propriétés du sol et de béton ont été évaluées à partir d'essais expérimentaux.

Dans [25] une formule a été utilisée afin d'évaluer le module de la réaction verticale du sol,

K_s tel que :

$$K_s = 40q_a F_s \quad (2.6)$$

q_a est la pression admissible du sol de base.

F_s est un coefficient de sécurité.

D'un autre côté Newmark et Resenblueth [23] nous proposent une autre formule permettant de prendre en considération l'interaction sol structure (2.2).

L'interaction de la structure avec le sol est modélisée par l'intermédiaire des ressorts élastiques discrets de translation (K_h horizontal et vertical K_v et de rotation K_θ).

$$K_h = 2(1+\nu) G\beta_x (BL)^{1/2}$$

$$K_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_v (BL)^{1/2} \quad (2.7)$$

$$K_\theta = \frac{G}{1-\nu} \beta_\theta a^2 b$$

$$K_R = \frac{G}{(21-\nu)} + G\beta_x (a^2+b^2) (BL)^{1/2}$$

Où : L et B sont respectivement la longueur et la largeur de la fondation.

β_x , β_θ et β_v : paramètres dépendant de la géométrie de la fondation.

$G = \frac{G}{2(1+\nu)}$: module de cisaillement dynamique du sol, ν : coefficient de poisson.

Les fondations d'une bâtisse en maçonnerie sont sous forme de rigoles, pour cela, nous avons calculé les raideurs des ressorts en s'appuyant sur les formules (2.2) pour le cas des semelles filantes. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 43 Rigidité des ressorts des différentes conditions au sol

Type du sol	Très meuble	Meuble	Ferme	Très ferme
Vitesse d'onde de cisaillement (m/s)	100	200	400	800
Masse volumique (kN/m ³)	18	20	22	22
Coefficient de poisson	0.45	0.4	0.3	0.3
K_h (10 ⁶ kN/m)	1.04	4.48	18.30	73.20
K_v (10 ⁶ kN/m)	1.43	5.84	22.00	88.10
K_θ (10 ⁶ kN/m)	1.31	5.33	20.10	80.50
K_R (10 ⁶ kN/m)	0.98	4.28	19.52	84.32

- **Critères**

Nous avons considéré la même définition des classes de vulnérabilité que celle considérée dans [27]

- **Présentation du modèle**

Pour la classe A, nous avons considéré le cas d'un sol très ferme dont la vitesse d'onde de cisaillement >800 m/s, (voir figure 20).

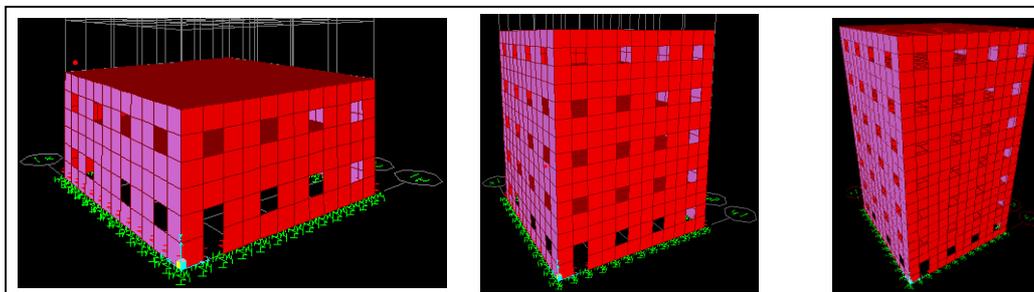


Figure 19 Modèle du paramètre condition au sol –Classe C-

Pour la classe B et C, nous avons considéré le même modèle que celui de la classe A sauf que la nature du sol change.

Pour la classe B, nous avons considéré un sol ferme dans lequel la vitesse d'onde de cisaillement est supérieure ou égale à 400 m/s. Pour la classe C, nous avons considéré un sol meuble dans lequel la vitesse d'onde de cisaillement est supérieure ou égale à 200 m/s.

- **Analyse temporelle**

Modes et périodes propres de vibration

Tableau 44 Modes propres de la structure-conditions au sol-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2012	7.0290	7.68%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.1479	4.5028	74.41%	8.16%	74.39%	81.91%
Mode 3	0.1155	8.9077	0.00%	0.03%	81.39%	86.94%
Mode 12	0.0439	25.7609	14.13%	0.15%	95.36%	98.27%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90%

de participation massique au 12^{ème} mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 45 Vérification des déplacements inter étage –conditions au sol-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	U _x (cm)	δU_x (cm)	U _y (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.52	1.08	2.28	1.44	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21].

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 46 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 47 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 48 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 49 Résultats de la modélisation du paramètre conditions au sol

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Condition du sol	0.01	0.03	0.06

2.4.9. Entrechoquement

- **Définition**

L'interaction entre deux constructions voisines peut causer beaucoup de dégâts lors d'un séisme si le joint n'est pas bien dimensionné, ce paramètre tient en compte ce phénomène.

Nous retrouvons dans le règlement parasismique Algérien [21] qu'il faut un joint d'épaisseur supérieur à 40mm pour que deux bâtisses ne s'entrechoquent pas.

- **Critères**

Les classes de vulnérabilité ont été attribuées de la façon suivante :

Classe A : Dans cette classe le joint entre les bâtisses est bien dimensionné, ce qui nous mène dans la modélisation à considérer qu'il n'y a pas d'interaction et donc une bâtisse seule.

Classe B : Dans cette classe le joint entre les deux bâtisses est dans la limite du minimum imposé par le règlement.

Classe C : Le joint séparant les deux bâtisses est sous dimensionné et est très loin du minimum recommandé par [21].

- **Présentation du modèle**

Dans la classe A on retrouve une bâtisse toute seule tenant compte du fait que le joint est bien dimensionné, (voir figure 21).

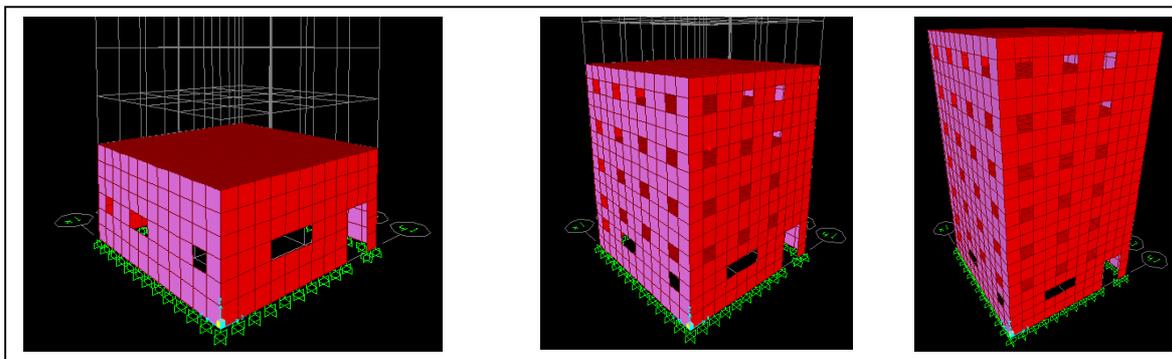


Figure 20Modèle du paramètre entrechoquement –Classe A-

Dans la classe B, le joint entre les deux constructions est de 40mm, ce joint est égale au minimum recommandé par [21], (voir figure 22).

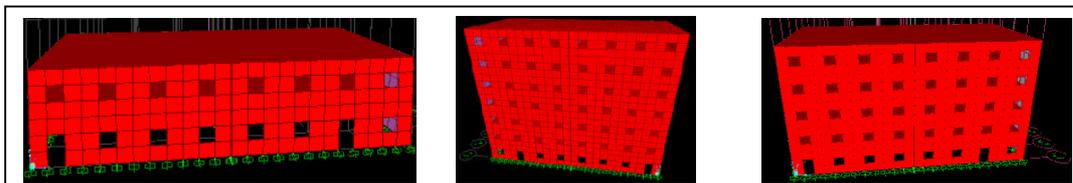


Figure 21Modèle du paramètre entrechoquement –Classe B-

Dans la classe C, le joint entre les deux constructions est de 20mm, sous dimensionné et très loin du minimum recommandé par [21], (voir figure 23).

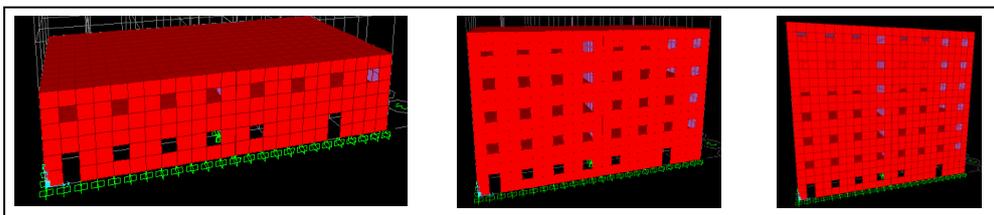


Figure 22Modèle du paramètre entrechoquement –Classe C-

- **Analyse temporelle**

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 10ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique (Tableau 50). L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

Tableau 50 Modes propres de la structure –entrechoquement-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2588	7.0290	7.68%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.1529	6.5288	74.41%	8.16%	72.58%	83.91%
Mode 3	0.1123	8.9077	0.00%	0.03%	78.39%	89.94%
Mode 10	0.0439	28.7609	14.13%	0.15%	93.36%	92.27%

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 51 Vérification des déplacements inter étage –entrechoquement -

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	U _x (cm)	δU_x (cm)	U _y (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.34	0.25	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.39	1.05	1.98	1.50	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismique et une deuxième moyenne par rapport à différentes hauteurs type (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 52 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 53 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 54 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 55 Résultats de la modélisation du paramètre entrechoquement

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Entrechoquement	0.01	0.08	0.14

2.4.10. Modification

- Définition

Ce paramètre prend en considération toutes modifications dans l'usage du bâtiment.

Une transformation de cloisonnement, ou une augmentation des charges d'exploitation ou changement de destination, peuvent modifier défavorablement, le comportement d'une construction sous l'action sismique.

- Critères

Les classes de vulnérabilité ont été attribuées de la façon suivante :

Classe A : Dans cette classe sont regroupées les constructions qui n'ont subi aucune modification sur le plan architecturale ni changement d'usage.

Classe B : Sont regroupées dans cette classe, les structures dont les changements ou des modifications sont moyennement significatifs.

Classe C : On retrouve dans cette classe les constructions qui ont subi beaucoup de changement de telle sorte que même le comportement sismique peut changer.

- Présentation du modèle

Sur le plan modélisation dans la classe A, (figure 24), on retrouve le même modèle que celui pris dans la régularité en plan vu que c'est le cas d'une construction qui n'a subi aucune modification. Nous avons considéré le cas d'une bâtisse initialement à usage d'habitation.

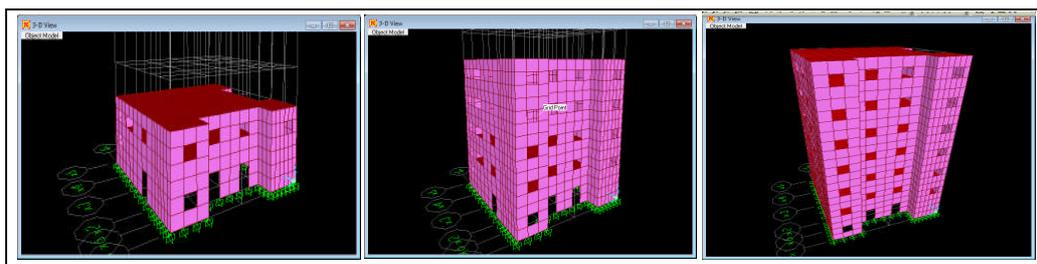


Figure 23Modèle du paramètre modification –Classe A-

Dans la classe B nous avons considéré qu'un immeuble conçu pour habitation change d'usage vers un immeuble à usage d'administration ou autre ce qui signifie qu'on a un changement dans la charge d'exploitation sans pour autant que l'aménagement intérieur change.

Dans la classe C, nous avons considéré que d'une bâtisse à usage d'habitation on passe à une bâtisse à usage d'hôtel ou autre donc une importante charge d'exploitation par rapport à celle prévue initialement avec modification au niveau du RDC qui peut être utilisé comme parking.

Nous avons gardé le même modèle que la classe A vu d'extérieur et ceci vu que les changements apportés sur une bâtisse généralement se font à l'intérieur.

- **Analyse temporelle**

Modes et périodes propres de vibration

Tableau 56 Modes propres de la structure- modification-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2008	7.0290	7.68%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.1559	6.5288	74.41%	8.16%	78.39%	81.91%
Mode 3	0.1123	8.9077	0.00%	0.03%	78.39%	81.94%
Mode 14	0.0439	22.7609	14.13%	0.15%	94.36%	96.27%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 14ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 57 Vérification des déplacements inter étage –modification-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	Ux (cm)	δU_x (cm)	Uy (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.42	0.98	2.18	1.34	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction par rapport à X et Y, on fait une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 58 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 59 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 60 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 61 Résultats de la modélisation du paramètre-modification-

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Modification	0.01	0.03	0.07

2.4.11. Détails

- Définition

On entend par paramètre détail [28], l'état et la qualité des éléments non structuraux, qui peuvent influencer sur le comportement de la structure lors d'un séisme ; ainsi que l'état des divers réseaux qui influent sur la fonctionnalité de la structure. Les éléments à prendre en considération sont les balcons, les garde corps, l'escalier, l'acrotère etc.

Dans notre cas nous avons considéré l'état des balcons.

- Critères

Les classes de vulnérabilité ont été attribuées de la façon suivante :

- Classe A : Le balcon est en bon état et n'a pas subi une sur exploitation.
- Classe B : Le balcon commence à présenter des signes de dégradation.
- Classe C : le balcon en état détérioré.

- Présentation du modèle

Dans la classe A, pour modéliser ce paramètre, nous avons considéré que la maçonnerie constituant le balcon est en bonne état donc le module de Young égale la maçonnerie constituant les murs, (figure 25).

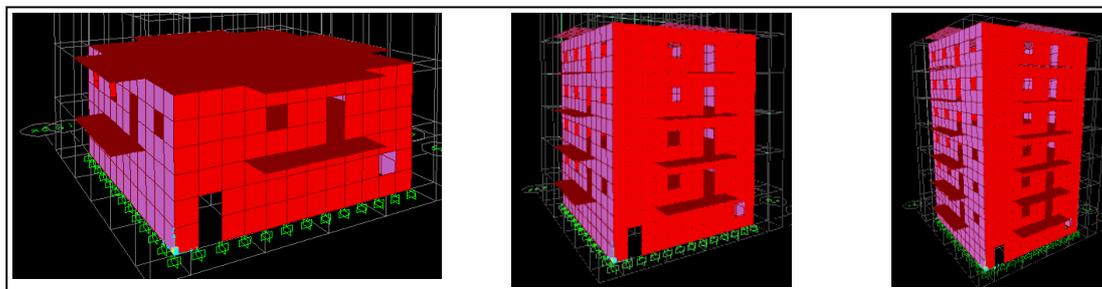


Figure 24Modèle du paramètre détail –Classe A-

Pour modéliser la détérioration de l'état du balcon dans la classe B et C, nous avons joué sur le module de Young, pour la classe B une valeur légèrement inférieure à celle prise dans la classe A et encore plus inférieure pour la classe C.

L'architecture du modèle pour la classe B et C est la même que celle pour la classe A.

- **Analyse temporelle**

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations de RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 8ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique (Tableau 62). L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

Tableau 62 Modes propres de la structure- détails-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.1368	6.0290	7.68%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.2559	7.5288	72.41%	8.16%	56.39%	82.91%
Mode 3	0.3123	9.9077	0.00%	0.03%	63.39%	89.94%
Mode 8	0.0439	20.7609	14.13%	0.15%	92.36%	93.27%

- **Analyse dynamique**

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 63 Vérification des déplacements inter étage –détails-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	U _x (cm)	δU_x (cm)	U _y (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.09	0.09	0.36	0.36	3.00
1er étage	0.44	0.35	0.84	0.48	3.00
2nd étage	1.72	1.28	2.18	1.74	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction, nous calculons une première moyenne par rapport aux enregistrements sismique et une deuxième moyenne par rapport aux différentes hauteurs types (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 64 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 65 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 66 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Les déplacements inter-étage sont inférieur au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

Tableau 67 Résultats de la modélisation du paramètre détails

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Détails	0.01	0.03	0.04

2.4.12. Maintenance

- Définition

L'entretien et la maintenance de tout bâtiment signifie une durabilité dans le temps et plus de sécurité et donc moins de vulnérabilité vis-à-vis des aléas extérieurs.

Ce paramètre prend en considération l'état de l'entretien des éléments porteurs pour assurer la sécurité et des éléments secondaires pour assurer le confort.

Étant donné que l'aspect sécurité passe avant l'aspect confort, nous avons modélisé l'état de maintenance des éléments structuraux.

- Critères

Les classes de vulnérabilité ont été attribuées de la façon suivante :

Classe A : Un bon entretien est assuré, ce qui signifie que les murs porteurs sont en bon état.

Classe B : Un entretien moyen, 40% des murs porteurs sont détériorés.

Classe C : Aucun entretien, tous les éléments structuraux sont détériorés et ont perdu leur résistance.

- Présentation du modèle

Pour la classe A, tous les murs porteurs sont en bon état, Nous avons maintenu le même module de Young pour tous les murs porteurs qui est égale à 2000Mpa, (figure 26).

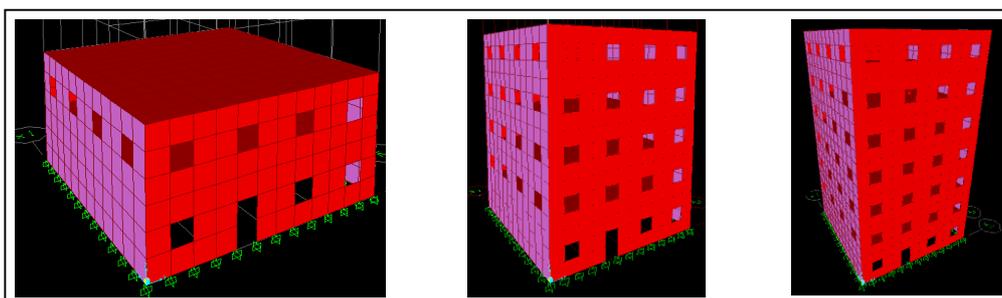


Figure 25 Modèle du paramètre maintenance –Classe A-

Pour la classe B et C, nous avons pris un module de 1700Mpa pour la classe B et 1200 Mpa pour la classe C et ceci pour tous les murs porteurs. Ceci reflète l'absence de maintenance et d'entretien des murs qui a fait que les murs perdent leur résistance.

- **Analyse temporelle**

Modes et périodes propres de vibration

Tableau 68 Modes propres de la structure-maintenance-

.Modes	Période	Fréquence	UX	UY	Σ UX	Σ UY
	Sec	Hz	%	%	%	%
Mode 1	0.2008	7.0290	7.68%	75.74%	7.98%	75.75%
Mode 2	0.1559	6.5288	74.41%	8.16%	78.39%	81.91%
Mode 3	0.1123	8.9077	0.00%	0.03%	78.39%	81.94%
Mode 13	0.0439	22.7609	14.13%	0.15%	94.36%	96.27%

Nous constatons que les deux premiers modes sont des translations suivant YY pour le premier mode et suivant XX pour le deuxième mode, le troisième mode est une rotation conformément aux recommandations du RPA99 version 2003 [21]. Nous atteignons les 90% de participation massique au 13ème mode, pour cela nous allons considérer ce nombre de mode pour le calcul dynamique. L'analyse a été faite sur un modèle de low rise.

Analyse dynamique

Vérifications des déplacements inter-étage

Tableau 69 Vérification des déplacements inter étage -maintenance-

Niveau	Sens XX'		Sens YY'		$\delta U_{x,yadm}$ (cm)
	Ux (cm)	δU_x (cm)	Uy (cm)	δU_y (cm)	
RDC	0.14	0.09	0.57	0.36	3.00
1er étage	0.53	0.39	1.05	0.48	3.00
2nd étage	1.42	0.89	2.38	1.33	3.00

Les déplacements inter-étage sont inférieure au déplacement inter-étage admissible recommandé par le règlement [21]

- **Classe de vulnérabilité**

Après calcul des déplacements maximum dans chaque direction par rapport à X et Y, on fait une première moyenne par rapport aux enregistrements sismiques et une deuxième moyenne par rapport aux hauteurs (Figure 7). Les déplacements calculés suivant les 10 enregistrements sismiques nous donné les résultats suivant :

- Classe A

Tableau 70 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe A

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.00258	0.01971	0.0801

- Classe B

Tableau 71 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe B

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.003167	0.022332	0.12409

- Classe C

Tableau 72 Déplacement maximum de la bâtisse dans la classe C

Hauteur	Low rise	Mid rise	High rise
Résistance au cisaillement	0.004982	0.036662	0.19732

Nous calculons après une deuxième moyenne pour chaque classe en fonction des trois hauteurs types considéré ce qui nous donne le résultat suivant :

Tableau 73 Résultats de la modélisation du paramètre maintenance

Paramètre	Classe A	Classe B	Classe C
Maintenance	0.01	0.03	0.06

Après modélisation des paramètres, tous les résultats sont groupés dans le tableau 39.

Tableau 74 Résultats de la modélisation des paramètres influant sur la vulnérabilité

Paramètres	Coefficient Ki		
	A	B	C
1/ Régularité en Plan	0,05	0,14	0,21
2/ Régularité en élévation	0,01	0,05	0,09
3/ Résistance total au cisaillement	0,03	0,05	0,09
4/ Connexion des murs	0,01	0,03	0,06
5/ types de murs	0,03	0,05	0,09
6/ Plancher	0,01	0,03	0,04
7/ Toiture	0,01	0,03	0,04
8/ Condition du sol	0,01	0,03	0,06
9/ Entreoquement	0,01	0,08	0,14
10/ Modification	0,01	0,03	0,07
11/ Détails	0,01	0,03	0,04
12/ Maintenance	0,03	0,05	0,07

2.5. Résultats finaux de la modélisation

Dans la classe A nous remarquons quatre paramètres qui sont dominants à savoir la régularité en plan, la résistance totale au cisaillement, les types de murs et la maintenance.

Dans la classe B, nous constatons qu'il ya deux paramètres qui augmentent la valeur de l'indice de vulnérabilité à savoir la régularité en plan et l'entreoquement, ceci peut s'expliquer par le fait qu'un mauvais entretien et une mauvaise qualité de la pierre utilisée (paramètre dominant dans la classe A) fait que les déplacements soient plus importants et donc le risque d'entreoquement est plus important.

Donc pour une bâtisse classée orange, il faudra faire plus attention à ces deux paramètres car ces derniers peuvent faire passer la construction en classe rouge.

Pour la classe C, pratiquement tous les paramètres sont dominants et font augmenter la valeur de l'indice de vulnérabilité, chose qui est normale car une construction classée rouge est une construction à remplacer.

D'un autre côté, la régularité en plan est un paramètre qui est très significatif dans la vulnérabilité d'une construction en maçonnerie en classe A et augmente encore davantage de valeur en classe B et C, car une irrégularité en plan induit des forces de torsion importantes sur les murs porteurs et par conséquent une détérioration de la résistance des murs.

La régularité en élévation devient significative à partir de la classe B, sachant que dans la classe A les paramètres les plus influents sont la maintenance, type des murs et la résistance au cisaillement, il est normal que la régularité en élévation soit significative vu que les murs porteurs ont perdu leur résistance. Dans la classe C, ce paramètre passe de 0.05 à 0.09 autrement dit une augmentation de 55%.

La résistance au cisaillement est un paramètre très important dans la vulnérabilité des constructions en maçonnerie, ceci s'exprime déjà en classe A comme étant un paramètre dominant et augmente de plus de 50% entre la classe B et C. En d'autres termes avoir des dimensions de l'ordre de 50 cm et plus signifie plus de durabilité et moins de vulnérabilité.

La connexion des murs commence à être importante à partir de la classe B, l'indice de vulnérabilité augmente de 50% en classe C, ceci s'explique par le fait que si une construction a une bonne connexion entre les murs elle résiste bien aux différents secousses sismiques, mais si cette liaison perd de sa force, elle devient un point faible qui peut causer beaucoup de dégâts.

Le type des murs est de même nature que la résistance au cisaillement, il exprime le fait qu'avoir une pierre de qualité assure une meilleure résistance du bâtiment.

Les deux paramètres plancher et toiture, ne sont pas aussi significatif par rapport à la vulnérabilité globale de la construction, cependant ils sont importants dans la mesure où ils peuvent causer des dégâts importants sans pour autant causer la ruine totale du bâtiment. Ces deux paramètres réunis présentent seulement 8% de la vulnérabilité totale.

Le paramètre condition au sol augmente de 50% entre les classes B et C.

L'entrechoquement devient significatif et augmente 8 fois plus entre les classes A et B et presque deux fois entre les classe B et C. Ce paramètre devient plus important et plus dangereux à partir de la classe B.

Pour le paramètre modification, nous avons constaté que plus les modifications sont importantes et touchent à la structure porteuse plus la construction devient vulnérable et pour cause entre les classe B et C on passe du simple au double en terme de vulnérabilité.

Le paramètre détail n'est pas aussi influent sur la vulnérabilité globale de la bâtisse. Cependant la préservation d'un immeuble passe par la préservation de tous ses constituants pour assurer un bon fonctionnement de la bâtisse. Nous constatons à travers les valeurs de l'Iv de ce paramètre que sa valeur est petite par rapport aux autres paramètres.

Le paramètre maintenance est l'un des paramètres les plus importants. Dans les classe B et C, il augmente de 40% entre les classes A et B et de 30% entre les classes B et C. Ces augmentations sont moyennement significatives par rapport à l'évolution des autres paramètres.

Après cette analyse nous avons constaté que choisir une pierre de bonne qualité, bien dimensionner les éléments porteurs assure une meilleure stabilité et prolonge la vie d'une construction en maçonnerie à condition d'assurer un bon entretien.

2.6. Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

Les résultats exposés dans le tableau ci-dessus (tableau 75) sont issus à partir d'un calcul numérique, ci-après les résultats des travaux précédents [5].

Tableau 75 Coefficient de pondération issue par la méthode expérimentale [5]

Paramètres	Coefficient Ki		
	A	B	C
1/ Régularité en Plan	0,05	0,12	0,21
2/ Régularité en élévation	0,01	0,04	0,07
3/ Résistance total au cisaillement	0,01	0,04	0,07
4/ Connexion des murs	0,03	0,07	0,1
5/ types de murs	0,01	0,03	0,05
6/ Plancher	0,01	0,03	0,05
7/ Toiture	0,01	0,03	0,05
8/ Condition du sol	0,02	0,06	0,1
9/ Entrechoquement	0,01	0,04	0,07
10/ Modification	0,01	0,04	0,07
11/ Détails	0	0,02	0,03
12/ Maintenance	0,03	0,08	0,13

Ci-après un tableau comparatif des écarts en pourcentage entre l'étude expérimentale et l'étude numérique (Tableau 76).

Tableau 76 Tableau comparatif des écarts entre les résultats numérique et expérimental

Paramètres	Coefficient Ki		
	A	B	C
1/ Régularité en Plan	0	0,02	0
2/ Régularité en élévation	0	0,01	0,02
3/ Résistance total au cisaillement	0,02	0,01	0,02
4/ Connexion des murs	0,02	0,04	0,04
5/ types de murs	0,02	0,02	0,04
6/ Plancher	0	0	0,01
7/ Toiture	0	0	0,01
8/ Condition du sol	0,01	0,03	0,04
9/ Entrechoquement	0	0,04	0,07
10/ Modification	0	0,01	0
11/ Détails	0,01	0,01	0,01
12/ Maintenance	0	0,03	0,06

Nous constatons des petits écarts entre les résultats des deux méthodes, de la nous concluons que les résultats calculés par la méthode numériques sont correct.

2.7. Intervalle de classification des constructions

La classification des constructions se fait sur la base de la valeur de l'indice de vulnérabilité de chaque construction en trois classes vert (N°1), orange (N°2) ou rouge (N°3).

Tableau 77 Intervalle de classification des constructions en maçonnerie.

Classe	1	2	3
IV	0 – 0.22	0.22 – 0.60	0.60 – 1
Couleur	Vert	Orange	Rouge

La classe 1 à laquelle est associée la couleur verte montre que la construction présente une bonne résistance au séisme et ne nécessite pas de renforcement ni réparation.

La classe 2 à laquelle est associée la couleur orange montre que la construction présente une résistance moyenne au séisme et nécessite un renforcement.

La classe 3 à laquelle est associée la couleur rouge montre que la construction présente une faible résistance au séisme et nécessite la démolition.

Ces intervalles de classification sont les mêmes que ceux obtenus par la méthode expérimentale dans [5].

2.8. Conclusion

La modélisation des différents paramètres ayant une influence sur le comportement sismique des structures en maçonnerie, a permis de déterminer des coefficients de pondération pour chaque paramètre choisi et selon les trois classes de vulnérabilité définies.

Ces coefficients permettent le calcul d'un indice de vulnérabilité d'une structure.

En fonction de cet indice une classification du bâti étudié est effectuée selon des intervalles définis.

La comparaison avec la méthode empirique a montré une bonne adéquation entre les deux méthodes.

CHAPITRE 3

MISE EN OEUVRE NUMERIQUE

3.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons mettre en application la méthodologie exposée précédemment (dans le chapitre 2). En premier lieu, nous exposons le principe de la méthode expérimentale ainsi que les fiches techniques utilisées pour le recueil d'informations relatives aux bâtisses.

En deuxième lieu, nous donnons la mise en œuvre informatique, le principe du programme VIP utilisé dans la méthode expérimentale ainsi que les modifications qui ont été apportées au programme suite à la modélisation des paramètres influant sur la vulnérabilité.

En dernier lieu sera donné la validation de notre méthode sur un certain nombre de bâtiments, pris individuellement, et dont les caractéristiques ainsi que l'état sont obtenus à partir des rapports d'expertise faits par l'organisme National de Contrôle Technique de la construction « CTC Ouest ». Pour chaque bâtiment étudié, un indice de vulnérabilité sera calculé permettant ainsi sa classification suivant les résultats issus de la méthode développée dans le chapitre 2.

3.2. Enquête in-situ

Pour l'évaluation de la vulnérabilité des constructions suivant la méthode exposée dans le chapitre précédent, nous devons disposer de toutes les informations concernant l'état des différents paramètres relatifs à chaque construction. Pour cela une fiche d'enquête ou fiche technique d'évaluation a été élaborée.

La détermination des paramètres de nature structurale et non structurale ayant une influence sur le comportement sismique de la structure ainsi que la connaissance des mécanismes de rupture (de ruine) après séisme de ces derniers est une étape préalable à l'élaboration de la fiche d'enquête.

La fiche technique développée par Djaallali [5] a été utilisée, la fiche technique est donnée ci-après :

FICHE D'EVALUATION DE L'ETAT DU BATI

- Identification de la construction

- Code :

- Arrondissement :

- Adresse :

- Date de la construction

approximatif

- Usage de la construction

Logement

Hospitalier

Industriel

Administratif

Sportif

Socioculturel

Scolaire

Commercial

Autres

- Construction calculée au séisme: Oui

Non

- Construction contrôlée au séisme: Oui

Non

- Système constructif

Béton armé:

Portique

Voile

Mixte

Maçonnerie:

Maçonnerie pure

Mixte

Charpente métallique:

Charpente pure

Mixte

- Dimensions

Hauteur	<input type="text" value=".....(m)"/>	Hauteur inter-étage	<input type="text" value=".....(m)"/>
Largeur	<input type="text" value=".....(m)"/>	Longueur	<input type="text" value=".....(m)"/>
		Nombre de niveau	<input type="text"/>

- Estimation du poids de la construction

* Possibilité de récupérer les plans	Oui	<input type="checkbox"/>	Non	<input type="checkbox"/>
--------------------------------------	-----	--------------------------	-----	--------------------------

* Possibilité de récupérer les notes de calcul

Oui

Non

Si non :

Nombre de travées longitudinales :

Nombre de travées transversales :

Poids de la construction :

- Régularité de la structure

Régularité	Régulière	Moyennement Régulière	Peu Régulière	Irrégulière
Régularité en Plan				
Régularité en élévation				

- Eléments structuraux et Jonctions entres Murs

Dommage Elément	Aucun	Légers	Modéré	Important	sévère
Murs en maçonnerie					
Poutres métallique					
Poteaux métallique					
Jonctions Murs/Murs					

- Planchers

Dommage Type	Aucun	Légers	Modéré	Important	sévère
Plancher voutain					
Plancher corps creux					
Dalle préfabriquée					
Autres					

- Toitures terrasse

Damage Type	Aucun	Légers	Modéré	Important	sévère
Béton armé					
Solive métallique					
Solives bois					

- Toitures inclinée

Damage Type	Aucun	Légers	Modéré	Important	sévère
Charpente métallique					
Charpente bois					
Couverture tuile					
Couverture métallique					

- Conditions de sol

- Nature du sol:

Rocher

Ferme

Meuble

• Instabilités autour de la construction

Non faible tassement tassement important
 Failles éboulement Glissement de terrain

Liquéfaction
 Résistance du sol:

• Etat des fondations/infrastructure

Type de fondation :

Type de dommage :

Glissement : Oui Non
 Tassement : Oui Non
 Basculement : Oui Non

• Cas de vide sanitaire ou de sous-sol

Domage	Aucun	Légers	Modéré	Important	sévère
Murs en maçonnerie					
poteaux					

- Entreoquement

* La construction est-elle une menace pour une construction voisine

Oui Non

* La construction est-elle menacée par une construction voisine

Oui Non

* La construction est-elle isolée

Oui Non

Existe t-il des joints :

Oui Non ombre

Epaisseur du joint (cm): Vide Rempli

- Modifications

Degré d'Anomalie	Aucun	Léger	Moyen	Important
Modification				

- Eléments non structuraux: Détails

Domage	Aucun	Légers	Modéré	Important	sévère
Maçonnerie					
Bardages					
Cloisons					
Balcons					
Garde-corps					
Acrotères-corniches					
Cheminées					

Réseau électrique					
Réseaux gaz					
Réseaux eaux					
Réseau d'assainissement					
Réseau téléphonique					

• Conditions Générale de Maintenance

Etat	Aucune	Légère	Moyenne	Bonne
Maintenance				

• Observations

.....

.....

.....

.....

Enquête réalisée	Saisie
Par : Le :	Par : Le :

--	--

ANNEXE

Niveaux de dommages relatifs aux éléments structuraux et non structuraux

1: Aucun dommage

- Pas de dommage constaté

2: Dommages légers

- fissuration des cloisons intérieures
- fissuration des plafonds
- dommages pour canalisations d'eau, électricité, gaz.

En résumé dommages non structurels isolés

3: Dommages modérés

- éléments non structuraux: dommages important. Aspect architectural,
- éléments structuraux: faibles dommages, on peut observer:
 - Fissures diagonales ou autres dans les murs porteurs
 - Fissures dans les trumeaux et/ou les linteaux
 - Fissures dans les éléments en béton armé, poteaux, poutres et les voiles
 - Fissures dans l'ossature avec remplissage

4: dommages importants

- dommages non structuraux très importants
- dommages structuraux considérables:
 - fissures en X dans les voiles de contreventements
 - fissures importantes dans les trumeaux et les linteaux avec écrasement du matériau
 - éclatement des nœuds poteaux-poutres

5: dommages sévères: risque d'effondrement de la structure

- les éléments structuraux et leurs connexions sont extrêmement détériorés
- dislocation importante de l'ensemble de la structure
- déformabilité dans le plan de la dalle importante
- nombre important de nœuds poteaux-poutres éclatés

3.3. VIP existant

Le programme VIP a été développé sous langage DELPHI, il comporte différents types de construction à savoir, la maçonnerie, charpente métallique, béton armé et mixte charpente-maçonnerie.

Le programme VIP a été conçu dans le but de classer les constructions.

Plusieurs versions ont été développées au fur et à mesure que les travaux de vulnérabilité sur le bâtiment s'effectuent. La dernière version de ce programme a été la version 4.3 modifiée par [27], dans cette version les constructions mixtes charpente métallique-maçonnerie ont été introduites, (voir figure27).



Figure 26 L'interface du programme VIP version 4.3

Le programme VIP se compose de deux parties.

- La partie interface utilisateurs qui sert à recueillir les données consignées dans la fiche technique.
- La partie programmation qui contient les lignes d'instructions servant au calcul de l'indice de vulnérabilité et la classification de la bâtisse.

La partie interface a été exposée et bien détaillée dans [26] [27], dans ce qui suit nous allons traiter la deuxième partie, à savoir programmation du VIP.

Néanmoins, un bref aperçu sera donné concernant la partie interface du programme.

3.3.1. Interface du programme

Le programme VIP est doté d'une interface très facile à utiliser, figure 28(a), les étapes d'utilisation du programme peuvent être résumées comme suit :

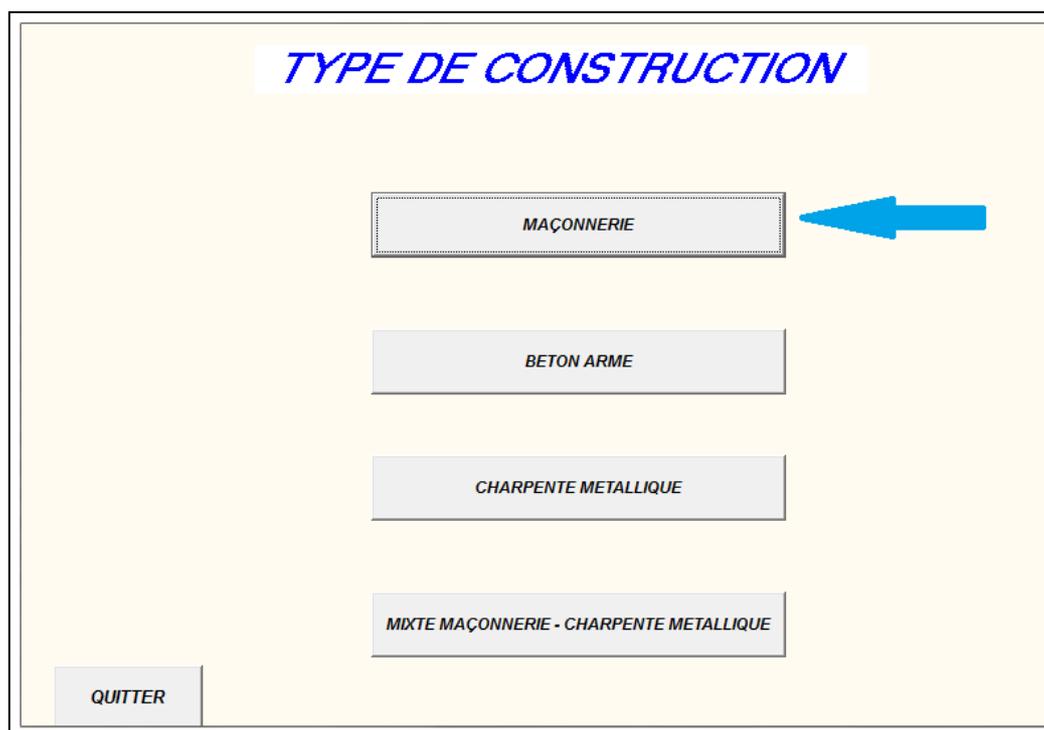


Figure 27(a) Choix du type de construction

Figure 28(b) Les différentes fiches techniques

- D'abord nous devons sélectionner le type de la construction parmi les quatre types de construction proposés par le programme à savoir les constructions en maçonnerie, charpente métallique, béton armé et mixte charpente-maçonnerie.
- Quatre volets de renseignements s'affichent. Figure 28(b)
- À ce niveau, il faudra introduire toutes les informations concernant la bâtisse.
- Une fois que toutes les informations sont portées sur les fiches, le programme calcule l'indice de vulnérabilité de la bâtisse.
- Un tableau s'affiche contenant tous les paramètres avec leurs coefficients de pondération, ainsi que la valeur de l'indice de vulnérabilité de la bâtisse.
- Le programme offre la possibilité d'imprimer un rapport sur la bâtisse.

Le fonctionnement du programme suit le cheminement résumé sur l'organigramme suivant :

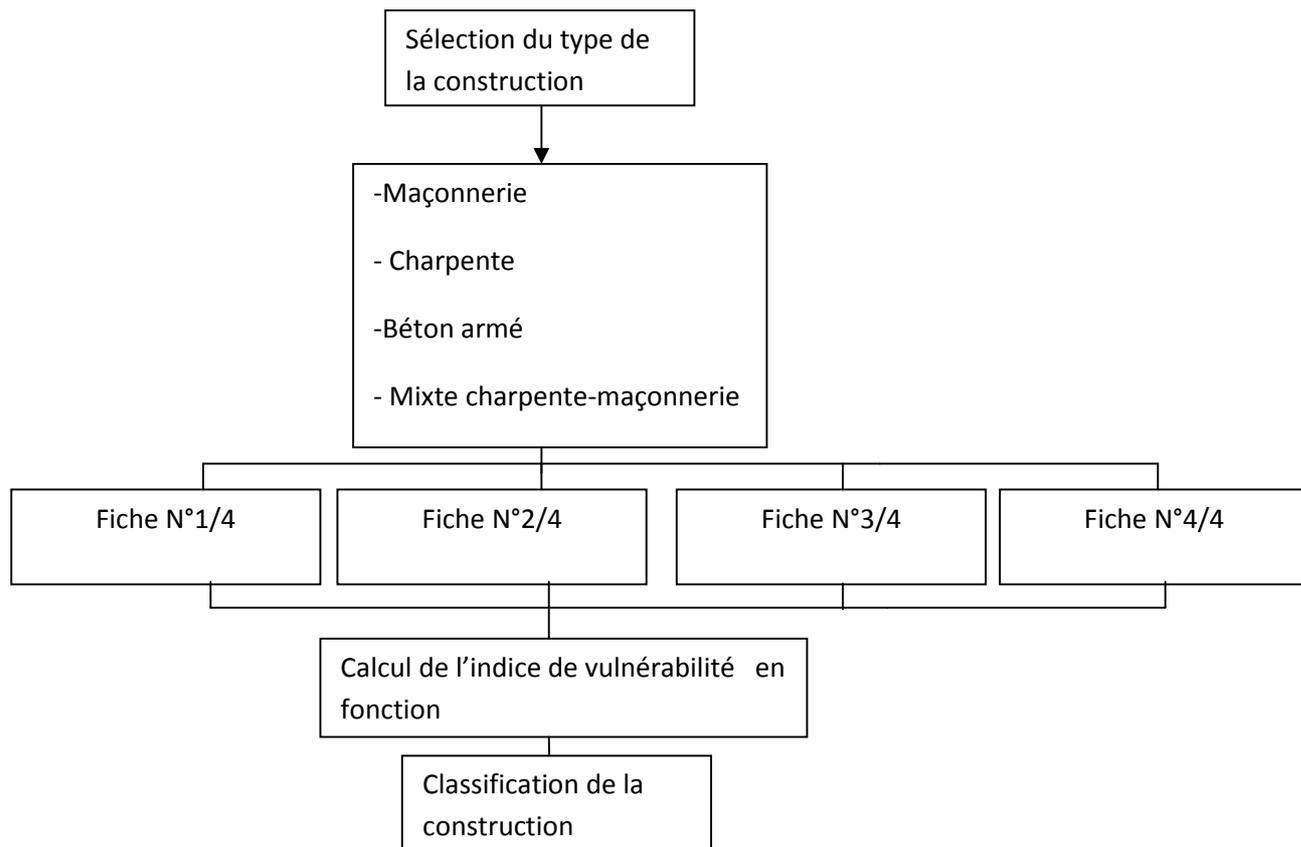


Figure 29 Organigramme du fonctionnement du programme VIP

Une fois que toutes les informations sont introduites dans le programme, ce dernier calcule l'indice de vulnérabilité. En fonction de l'intervalle de classification, la construction est classée.

Les coefficients de pondération de chaque paramètre s'affiche à part ainsi que la classification finale de la bâtisse. Le tout peut être imprimé sous forme d'un rapport (voir figure 30).

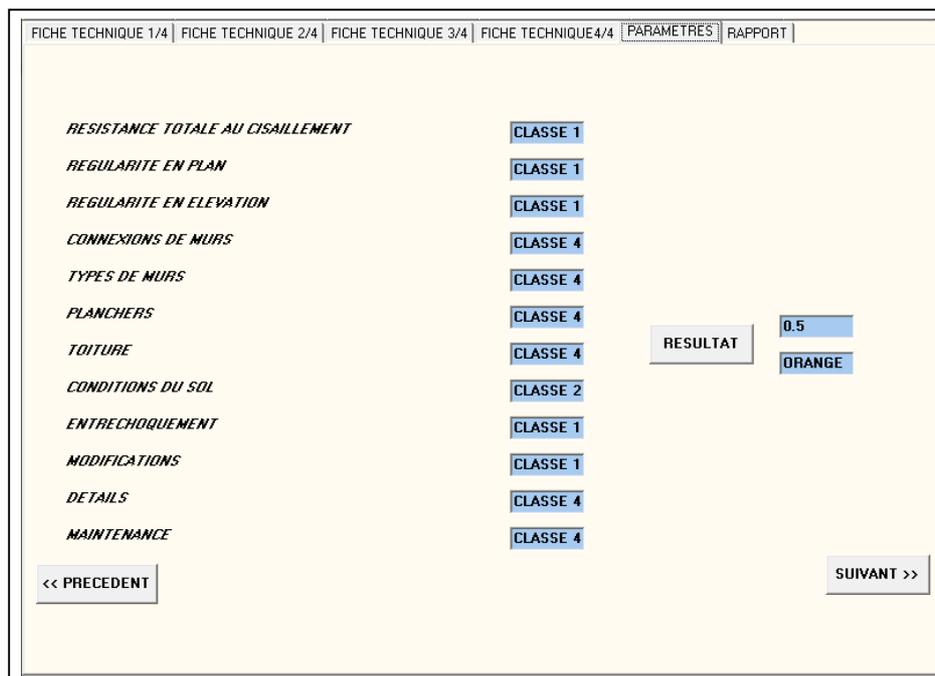


Figure 30 Fenêtre d'affichage des résultats du programme VIP

3.3.2. Programmation du logiciel

Comme tout programme informatique, le programme VIP est composé de lignes d'instructions successives imposant des conditions de calcul.

Sous DELPHI, chaque paramètre a un nombre d'icônes qui le représentent, chaque icône fait appel à une batterie de lignes d'instructions, dans lesquelles les conditions de calcul sont relatives à la condition du paramètre. (Voir figures 31(a) et (b)).

Prenant pour exemple le paramètre entrechoquement, rappelons que la condition de ce paramètre été celle tirée de RPA99, l'épaisseur de 40mm. Les instructions sont comme suit:

```

Begin
  If n > 40 then
    Begin
      k6:=0;
      dbedit30.Text:='CLASSE 1';
    End;
  If n = 40 then
    Begin
      k6:=0.01;

```

```

dbedit30. Text: ='CLASSE 2';
End;
If (n<40) and (n > 0) then
Begin
k6:=0.04;
dbedit30. Text: ='CLASSE 3';
End;

```

Sachant que « n » est la valeur de l'épaisseur du joint introduite par l'utilisateur du programme.

Figure 31(a) l'icône qui correspond au paramètre entrechoquement,

```

procedure TForm5.Button1Click(Sender: TObject);
var n,k6:real;
begin
  n:=strtfloat(dbedit8.Text);
  if n > 40 then
  begin
    k6:=0;
    dbedit30.Text:='CLASSE 1';
  end;
  if n = 40 then
  begin
    k6:=0.01;
    dbedit30.Text:='CLASSE 2';
  end;
  if (n<40)and(n > 0) then
  begin
    k6:=0.04;
    dbedit30.Text:='CLASSE 3';
  end;
  label109.Caption:=floattostr(k6);
end;

```

Figure 32(b) Lignes d'instructions du paramètre entrechoquement (VIP version 4.3)

Dans ce cas, si l'épaisseur du joint est supérieure à 40mm, le coefficient de pondération sera égale à zéro, s'il est égale à 40mm le coefficient prend la valeur de 0.01 et s'il est inférieur à 40mm alors le coefficient de pondération prend la valeur 0.04.

3.4. La nouvelle version

Dans le but de pouvoir classer les constructions à la base des résultats trouvés par modélisation, nous avons modifié les valeurs des coefficients de pondération dans le programme VIP version 4.3, (voir figure 32).

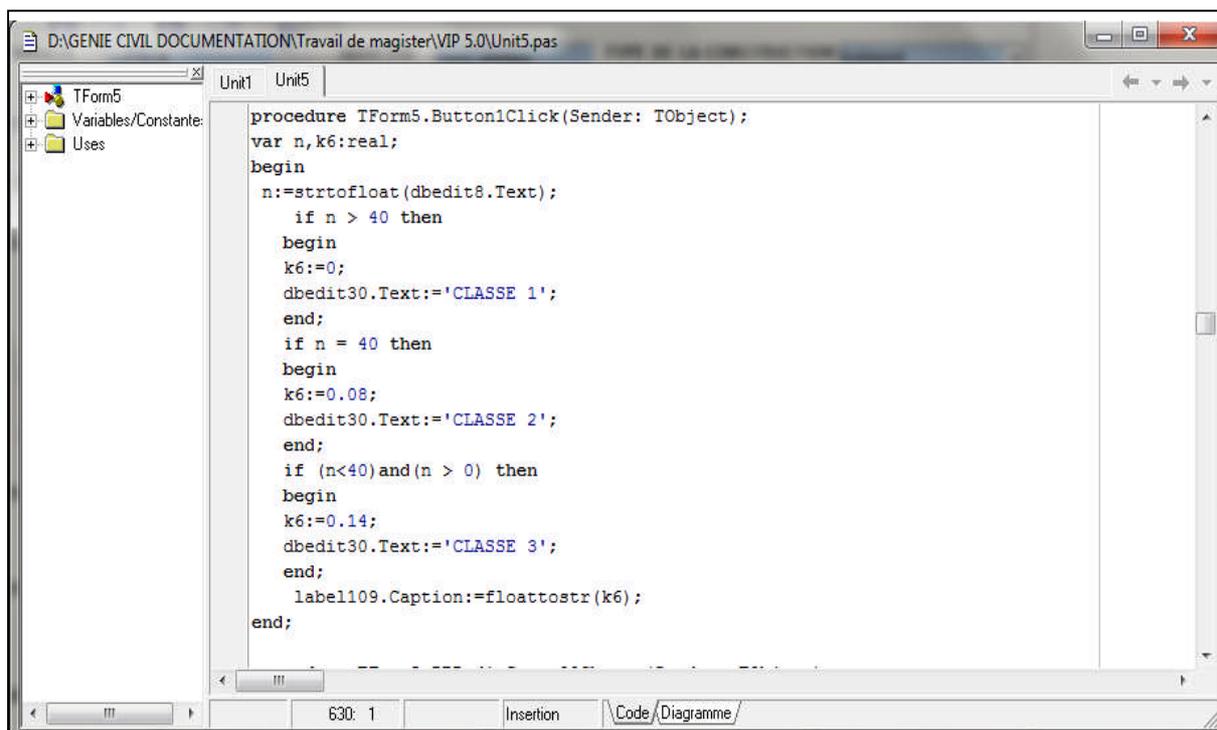


Figure 33 Les lignes d'instructions du paramètre entrechoquement
(VIP version 5.0)

3.5. Application

Plusieurs bâtisses ont fait l'objet d'étude de vulnérabilité et la classification a été élaborée par rapport aux résultats expérimentaux, dans cette partie nous allons prendre les caractéristiques de trois bâtisses et les traiter avec le VIP version 5.0 pour pouvoir comparer la classification de ces constructions.

3.5.1. Exemple 1

Il s'agit d'une bâtisse datant de l'époque coloniale dans la commune de Belouizded à Alger, dont la base est de forme rectangulaire comprenant un RDC seulement. Cette construction est implantée sur un terrain plat. Elle possède une construction mitoyenne à gauche et à droite. La construction est constituée de murs porteurs périphériques et intermédiaires en pierres.

➤ **Caractéristiques géométriques**

Hauteur total : 7m

Hauteur inter étage : 4,5 m

Largeur : 5m

Longueur : 20m

Nombre de niveau : 1

➤ **Caractéristiques constructives**

Joint de dilatation : Non

Régularité en plan : Moyennement régulier Régularité en élévation : Régulier

Etat des murs porteurs : Mauvais Jonction entre les murs : Mauvais

Etat du plancher : Moyen Toiture en bois : Mauvais

Couverture en tuiles : Moyen Etat de la maçonnerie : Mauvais

Etat des cloisons : Mauvais Etat de Acrotère : Mauvais

Nature du sol : Ferme Instabilité du terrain : Aucune

Type des fondations : Rigole

Etat des réseaux Gaz, Electricité, Eau : Bon

Maintenance : Moyen

Construction isolée : Non

➤ **Résultat**

Tableau 80 : Tableau comparatif entre l'indice de vulnérabilité par la méthode expérimentale et numérique-Exemple 1-

La méthode	Méthode expérimentale	Méthode numérique	Remarque
Indice de vulnérabilité	0.14	0.17	Classe vert

3.5.2. Exemple 2

Il s'agit d'une bâtisse datant de l'époque coloniale dans la commune de Belouizded à Alger. Utilisée comme habitation dont la base est de forme rectangulaire comprenant un RDC seulement. C'est une construction qui n'a pas été calculée au séisme.

➤ **Caractéristiques géométriques**

Hauteur total : 5,3 m Hauteur inter étage : 3,7 m

Largeur : 10,5 m Longueur : 13 m

Nombre de niveau : 1

➤ **Caractéristiques constructives**

Joint de dilatation : Non

Régularité en plan : Régulier Régularité en élévation : Régulier

Nombre de trame Long : 3 Nombre de trame Transversale : 3

Etat des murs porteurs : T. Mauvais Jonction entre les murs : T. Mauvais

Etat du plancher : Moyen Toiture en bois : Mauvais

Plancher en voutain : T. Mauvais Sol en Bois : T. Mauvais
 Couverture en tuiles : T. Mauvais Etat de la maçonnerie : T. Mauvais
 Etat des cloisons : T. Mauvais
 Nature du sol : Meuble
 Type des fondations : Rigole
 Etat des réseaux Gaz, Electricité, Eau : T. Mauvais
 Maintenance : Mauvais
 Construction isolée : Non

➤ **Résultat**

Tableau 81 : Tableau comparatif entre l'indice de vulnérabilité par la méthode expérimentale et numérique-Exemple2-

La méthode	Méthode expérimentale	Méthode numérique	Remarque
Indice de vulnérabilité	0.61	0.83	Classe Rouge

3.5.3. Exemple 3

Il s'agit d'une bâtisse datant de l'époque coloniale-dans la commune de Belouizded à Alger- à usage de commerce dont la base est de forme rectangulaire comprenant 2 niveaux. C'est une construction qui n'a pas été calculée au séisme.

➤ **Caractéristiques géométriques**

Hauteur total : 7,4 m Hauteur inter étage : 3,5 m
 Largeur : 14 m Longueur : 18 m

➤ **Caractéristiques constructives**

Joint de dilatation : Non
 Régularité en plan : Régulier Régularité en élévation : Régulier
 Nombre de trame Long : 4 Nombre de trame Transversale : 5
 Etat des murs porteurs : Moyen Jonction entre les murs : Moyen
 Etat du plancher : Moyen Toiture en bois : Mauvais
 Plancher en voutain : Moyen Sol en Bois : Moyen
 Couverture en tuiles : Moyen Etat de la maçonnerie : Moyen
 Etat des cloisons : Moyen
 Nature du sol : Ferme

Type des fondations : Rigole

Etat des réseaux Gaz, Electricité, Eau : Moyen

Maintenance : Moyen

Construction isolée : Non

➤ Résultat

Tableau 82 : Tableau comparatif entre l'indice de vulnérabilité par les méthodes expérimentale et numérique-Exemple3-

La méthode	Méthode expérimentale	Méthode numérique	Remarque
Indice de vulnérabilité	0,26	0,29	Classe Orange

Nous observons que l'indice de vulnérabilité calculé par la méthode numérique -pour les trois exemples- est plus grand que celui de la méthode expérimentale, ceci s'explique par le fait que les paramètres dominants dans les deux méthodes sont différents, cependant nous retrouvons toujours le même résultat en terme de classe de vulnérabilité.

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la nouvelle version du programme VIP développée sous Delphi, et son principe de fonctionnement. Le programme développé permet de classer la structure en calculant son indice de vulnérabilité vis-à-vis de l'action sismique.

Nous avons validé les résultats de la nouvelle version du programme, en calculant l'indice de vulnérabilité de trois (03) structures que nous avons classées suivant cet indice de vulnérabilité.

Les résultats obtenus ont été comparés aux expertises effectuées sur les constructions en maçonnerie de la ville de Belouizded par la méthode expérimentale. Nous avons obtenu une bonne concordance.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les constructions en maçonnerie constituent le noyau de nombreux centres urbains en Algérie et à travers le monde. Ce noyau est vulnérable vis-à-vis de l'action sismique, aussi il convient d'en étudier sa vulnérabilité afin de réduire les pertes en cas d'un séisme.

Ceci peut être fait à travers l'étude de la vulnérabilité sismique de ces structures. La présente étude entre dans ce cadre.

Ainsi les paramètres les plus influant sur le comportement sismique des structures en maçonnerie ont été modélisés afin de déterminer un coefficient de pondération pour chacun d'eux, selon trois classes de vulnérabilité définies.

L'indice de vulnérabilité ainsi déterminé permet la classification de l'ouvrage selon trois intervalles auxquels sont associés trois couleurs (vert, orange et rouge).

Les résultats obtenus ont été comparés aux résultats de la méthode empirique, ce qui a montré une bonne concordance entre les deux.

Quelques exemples de validation ont été présentés montrant l'applicabilité de la méthode.

Reste que la problématique abordée peut être étudiée d'un autre côté par exemple à travers la construction de courbes de fragilité.

LISTE DES REFERENCES

- 1 Vincenzo M. Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara. *Engineering Structures Science direct* (2008).
- 2 Sandi, H. Vulnerability and Risk Analysis, Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering Moscow, Volume -A-, pp 89-107. (1990),
- 3 Marie-José Nollet Evaluation de la vulnérabilité sismique des Bâtiments existants Etat des Connaissances, Rapport technique de l'ETS, Département de génie de la construction, école de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, (2004),
- 4 Calgaro, J. A. Fiabilité et ouvrages de génie civil. 2e conférence nationale sur la fiabilité des matériaux et des structures, JN-FIAB'98, Université de Marne la Vallée (1998).
- 5 Djaalali F., Détermination des courbes de vulnérabilité pour le bâti en maçonnerie de la capitale Alger (Algérie), thèse de doctorat, ENSTP, 2013.
- 6 A. Giordano, E. Mele Modeling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study. *Engineering Structures* (2002).
- 7 Vincenzo Mallardo^a, Roberto Malvezzi^a, Enrico Milanib, Gabriele Milanib Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara. *Engineering Structures* (2008).
- 8 P. Medeiros. Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal
- 9 Lourenço PB. Computational Strategies for masonry structures. PhD thesis. Delft; . <www.civil.uminho.pt/masonry> 1996.
- 10 Haach VG, Experimental analysis of reinforced concrete block masonry walls subjected to in-plane cyclic loading. *Structure Engineering* 2010.
- 11 Lourenço PB Analysis of masonry structures without box behavior., Mendes N, Ramos LF, Oliveira DV *Int J Archit Heritage* 2011; 5:369–82.
- 12 A. Giordano, E. Mele Modeling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study. *Engineering Structures* (2002).
- 13 Emilia Juhàsovà, stone masonry in historical buildings Ways to increase their resistance and durability, *science direct*, septembre 2007
- 14 Aguiar R. Sistema de Computacion CEINCI3 para Evaluar Daño Sismico en los Paises Bolivarianos. Quito (Ecuador): Centro de Investigaciones Cientificas Escuela Politecnica del Ejercito; 2002.
- 15 Ivo Calì A new discrete element model for the evaluation of the seismic behavior of

- unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures* (2012).
- 16 Joonam P. Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. *Engineering Structures* (2009).
- 17 A W Henry, B P Sinha Design of masonry structures, S R Davis This edition published in the Taylor & Francis e-Library, 2004.
- 18 Ciro Faella, Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign, science direct, 2009.
- 20 FEMA 154. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A handbook. Earthquake hazards reduction series, vol. 41. USA: Federal Emergency Management Agency; 1988
- 21 Règlement parasismique Algérien, RPA, (1988), Centre National de Recherche en Génie Parasismique, Alger, Algérie.
- 22 Diretiva Tecniche ed Esemplicazioni delle Metodologie di Interventi per la Riparazione ed il Consolidamento degli Edifici Danneggiati da Eventi Sismici (Art. 38 L.R 1/7/81, N.34).
- 23 Newmark NM, Rosenblueth E Fundamentals of earthquake engineering. Prentice-Hall: Englewood Cliffs, Nj, 1971
- 24 Bensaïbi, M., Djaalali, F., Belheouane, I., Bourahla, N. (2011), "Vulnerability index method: Algiers case study", 7th National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul Technical University, Istanbul, Turkey.
- 25 Joaquim A., Analysis of a damaged building in the north region of Portugal, Département De génie civil de l'université de Minho Portugal. Evk4-ct-2000-00014
- 26 Alain Pecker Dynamique des sols, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées Paris 1984.
- 27 Youcefi N., Estimation de l'indice de vulnérabilité des structures mixtes, thèse de magistère, BLIDA, 2010.
- 28 Belhouane F/Z., Détermination de l'indice de vulnérabilité des constructions en béton armé, thèse de magistère, Blida 2002.
- 29 Amellal O., Détermination de l'indice de vulnérabilité des constructions en charpente métalliques, thèse de magistère, Blida 2005.