

N° d'ordre : 12/2012-M/GC

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
*Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène*  
**FACULTE DE GENIE CIVIL**



## **MEMOIRE**

**Présenté pour l'obtention du diplôme de MAGISTERE  
en Génie Civil**

**Spécialité : Géotechnique**

par

**Baya SELLAMI**

**Thème**

**Développement des fonctions de vulnérabilité  
sismique des bâtiments en béton armé contreventés  
par portiques autostables**

**Soutenu publiquement, le 20 Mai 2012 devant le jury composé de :**

Mme F.KHARCHI	Professeur	à l'USTHB	Présidente
Mr D.BENOUAR	Professeur	à l'USTHB	Directeur de mémoire
Mr H.BECHTOULA	Maitre de Recherche /A	CGS	Examineur
Mr M.NAILI	Maitre de Recherche /A	CGS	Examineur
Mme F.AMMARI	Docteur Ingénieur MAA	à l'USTHB	Invité
Mme Y.AIT MEZIANE	Maitre de Recherche/A	CGS	Invité
Mr E.DJAKAB	Maitre de Conférences /B	à l'USTHB	Invité

*A mes parents*

*A Meriem*

*A toute ma famille*

## REMERCIEMENTS

*Je remercie en premier et en dernier, DIEU, pour m'avoir donné le courage et la volonté d'achever ce travail.*

*Je remercie mon Directeur de thèse, Monsieur Djilali BENOUAR, Professeur à la Faculté de Génie Civil à l'USTHB, pour m'avoir permis d'effectuer ce travail, de la confiance qu'il m'a accordé et de ses conseils.*

*Je remercie vivement Madame F.KHARCHI, Professeur à la Faculté de Génie Civil à l'USTHB pour avoir accepté de présider mon jury de thèse.*

*Je tiens à remercier Monsieur H.BECHTOULA, Maître de Recherche au CGS, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant d'être examinateur de ma thèse.*

*Je tiens à remercier Monsieur. M.NAILI Maître de Recherche au CGS , pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant d'être examinateur de ma thèse.*

*Mes sincères salutations sont réservées à Madame F.AMMARI, Docteur Ingénieur à l'USTHB, et Monsieur E.DJAKAB, Maître de Conférences à l'USTHB dont la présence donne une dimension supplémentaire à ce travail, je vous prie d'accepter du fond du cœur mes remerciements.*

*Une pensée reconnaissante va à ma famille en particulier à ma chère mère c'est grâce à son amour éternel que je peux franchir les obstacles les plus difficiles, à mon chère père, à ma petite sœur Meriem et mon frère Saïd qui ont su me soutenir et m'encourager.*

*Enfin, je remercie mes amies Amina et Samia pour leur soutien moral, leur encouragement et leur écoute.*

## RESUME

Les fonctions de vulnérabilité des bâtiments existants, constituent un outil de base pour la prédiction et l'évaluation du taux d'endommagement sismique de ces bâtiments au niveau d'une zone, en cas d'un séisme d'une intensité donnée. Le but de cette recherche est de proposer une méthodologie pour le développement des fonctions de vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé. Pour se faire, nous avons analysé les bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables, endommagés lors du séisme du 21 mai 2003 (M=6.8) dans la région de Boumerdès. L'évaluation et la prédiction de l'endommagement sismique des structures existantes ont été l'objectif de plusieurs études effectuées. Différentes approches méthodologiques utilisant différents niveaux d'analyse sont ainsi disponibles dans la littérature, depuis l'analyse à grande échelle (échelle de la ville) jusqu'à l'analyse d'un bâtiment particulier. Le concept que nous avons utilisé dans cette recherche pour le développement des fonctions de vulnérabilité, est basé essentiellement sur la méthode de « l'indice de vulnérabilité » développée par Benedetti. Cette méthode, consiste à attribuer une valeur numérique à chaque bâtiment appelée « Index de vulnérabilité ». Cette valeur numérique représente la somme pondérée des valeurs numériques exprimant la qualité sismique des éléments structuraux et non structuraux. La méthode que nous avons proposé nous a permis de déterminer l'indice de vulnérabilité pour chaque bâtiment à travers les critères structuraux et non structuraux évalués à partir du diagnostic visuel des constructions endommagées par le séisme et de déterminer une fonction de vulnérabilité. Cette fonction représente la corrélation entre les niveaux des dommages et la vulnérabilité. L'ensemble des résultats obtenus nous permettra de prévoir les dommages dans d'autres sites de même configuration durant les futurs séismes, d'établir un outil pour préparer des scénarios dans d'autres villes ayant la même morphologie et la même typologie du cadre bâti afin de choisir les premières mesures de réhabilitation parasismique et nous permettra également d'élaborer un instrument de gestion pour les zones sismiquement actives.

**Mot clés :** vulnérabilité sismique, séisme, gestion du risque, bâtiment en béton armé, indice de vulnérabilité, fonction de vulnérabilité

## ABSTRACT

The vulnerability functions of the existing buildings constitute a basic tool for the prediction and the evaluation of the rate of seismic damage of these buildings at the level of a zone, in case of an earthquake of a given intensity. The purpose of this research is to propose a methodology for the development of the seismic vulnerability functions of reinforced concrete buildings. To do it, we analyzed buildings in reinforced concrete frame, damaged during the earthquake of May 21st, 2003 (M=6.8) in the region of Boumerdes. The evaluation and the prediction of the seismic damage of the existing structures were the objective of several made studies. Various methodological approaches using various levels of analysis are so available in the literature, since the large-scale analysis of the city up to the analysis of a particular building. The concept which we used in this research for the development of the vulnerability functions is essentially based on the "Vulnerability Index Method" developed by Benedetti. This method, consists in attributing a numerical value to each building called "vulnerability index". This numerical value represents the balanced sum of the numerical values expressing the seismic quality of the structural and not structural elements. The method which we proposed allowed us to determine the vulnerability index for each building through the structural and not structural criteria estimated from diagnostic visual of the constructions damaged by the earthquake and to determine a function of vulnerability. This function represents the correlation between the levels of the damage and the vulnerability. All the obtained results will allow us to envisage the damage in the other sites of the same configuration during the future earthquakes, to establish a tool to prepare scenarios in the other cities having the same morphology and the same typology of the buildings to choose the first measures of earthquake-resistant rehabilitation and will also allow us to elaborate an instrument of management for the active seismic zones.

**Keywords:** seismic vulnerability, earthquake, risk management, reinforced concrete building, vulnerability index, vulnerability functions

### ملخص

إن دوال قابلية التعرض للخطر الزلزالي (الهشاشة) للمباني القائمة تشكل أداة أساسية للتنبؤ و لتقييم نسبة الضرر الزلزالي لهذه المباني على مستوى أي منطقة في حالة حدوث أي زلزال ذو شدة معينة. الهدف من هذا البحث هو اقتراح منهجية من أجل إعداد دوال قابلية التعرض للخطر الزلزالي للعمارات ذات البناء الخرساني. من أجل ذلك قمنا بتحليل أضرار المباني ذات الهيكل الخرساني الناتجة عن زلزال 21 ماي 2003 بمنطقة بومرداس. تتوفر في الكتابات عدة أساليب منهجية مستخدمة مستويات مختلفة للتحليل. المفهوم الذي استخدم في هذا البحث من أجل إعداد دوال قابلية التعرض للخطر الزلزالي تقوم أساسا على منهجية تسمى "مؤشر الهشاشة" التي أعدها بند تي . و هذه المنهجية تتمثل في إسناد قيمة عددية لكل مبنى يسمى "مؤشر الهشاشة" و هذه القيمة العددية تتمثل في المجموع المتوازن للقيم العددية التي تعبر على النوعية البنوية ضد الخطر الزلزالي للعناصر الهيكلية و غير الهيكلية للمبنى . المنهجية المقترحة تتيح لنا تحديد مؤشر الضعف (الهشاشة) لكل مبنى و ذلك عبر التشخيص البصري للعناصر الهيكلية و غير الهيكلية المتضررة للمبنى من الزلزال و كذلك تحديد دالة قابلية التعرض للخطر الزلزالي (الهشاشة). هذه الدالة تمثل الارتباط بين مستويات الضرر و الهشاشة . مجمل النتائج المتحصل عليها تمكننا من توقع الأضرار في مواقع أخرى من نفس الشكل . و تعد وسيلة لوضع تصورات و سيناريوهات عن بقية المدن ذات نفس التصنيف من أجل اختيار الإجراءات الأولية لتعزيز المباني بتقنيات تدعيمية ضد الخطر الزلزالي و تمكننا أيضا من إعداد أداة لإدارة المناطق الزلزالية.

## TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>14</b>
<b>PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>16</b>
<b>CHAPITRE I : CARACTERISATION DES SEISMES .....</b>	<b>18</b>
<b>I.1 INTRODUCTION .....</b>	<b>18</b>
<b>I.2 ORIGINES DES SEISMES.....</b>	<b>18</b>
<b>I.3 CARACTERISTIQUES DU MOUVEMENT SISMIQUE.....</b>	<b>21</b>
I.3.1 Ondes sismiques .....	21
I.3.2 Composantes de l'action sismique .....	22
I.3.3 Intensité sismique .....	23
I.3.4 Magnitude sismique .....	24
I.3.5 Accélération maximale et déplacement maximale du sol .....	24
<b>I.4 ALEA SISMIQUE ET MICROZONAGE.....</b>	<b>25</b>
I.4.1 Aléa sismique .....	25
I.4.2 La microzonation sismique.....	25
<b>I.5 LA SISMICITE EN ALGERIE .....</b>	<b>26</b>
I.5.1 Historique de la sismicité en Algérie .....	26
I.5.2 Caractéristiques de la sismicité Algériennes .....	27
<b>CHAPITRE II : METHODES D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES BATIMENTS EXISTANTS (ETAT DE L'ART) .....</b>	<b>30</b>
<b>II.1 INTRODUCTION .....</b>	<b>30</b>
<b>II.2 VULNERABILITE OBSERVEE.....</b>	<b>30</b>
<b>II.3 FONCTIONS DE VULNERABILITE BASEE SUR LES JUGEMENTS D'EXPERT .....</b>	<b>32</b>
<b>II.4 APPROCHE ANALYTIQUE BASEE SUR DES MODELES SIMPLES .....</b>	<b>33</b>
<b>II.5 PROCEDURE PAR SYSTEME DE PONDERATION (SCORE ASSIGNMENT) .....</b>	<b>34</b>
II.5.1 Expérience Canadienne .....	35
II.5.2 Expérience Américaine .....	35
II.5.3 L'Echelle Macrosismique Européenne EMS 98.....	37
II.5.4 Expérience Italienne.....	40

<b>II.6 ANALYSES DETAILLEES .....</b>	<b>43</b>
II.6.1 Analyse statique linéaire .....	44
II.6.2 Analyse dynamique linéaire .....	44
II.6.3 Analyse statique non linéaire .....	44
II.6.4 Analyse dynamique non linéaire .....	44
 <b>PARTIE B : METHODOLOGIE POUR L'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES BÂTIMENTS EN BETON ARME AVEC PORTIQUES AUTOSTABLES (ETUDE DE CAS : LA WILAYE DE BOUMERDES) .....</b>	 <b>45</b>
 <b>CHAPITRE I : LE SEISME DU 21 MAI 2003 DE BOUMERDES .....</b>	 <b>47</b>
 <b>I.1 INTRODUCTION .....</b>	 <b>47</b>
<b>I.2 CONTEXTE GEODYNAMIQUE.....</b>	<b>47</b>
<b>I.3 BILAN DES VICTIMES ET DOMMAGES .....</b>	<b>49</b>
<b>I.4 EFFETS DU SEISME SUR LES CONSTRUCTION .....</b>	<b>49</b>
I.4.1 Caractéristiques du patrimoine bâti .....	49
I.4.2 Comportement des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables avec remplissage en maçonnerie .....	50
 <b>CHAPITRE II : METHODOLOGIE POUR LE DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE VULNERABILITE SISMIQUE .....</b>	 <b>58</b>
 <b>II.1 INTRODUCTION .....</b>	 <b>58</b>
<b>II.2 CLASSIFICATION DES BÂTIMENTS .....</b>	<b>58</b>
II.2.1 Classification des bâtiments selon le type de structure .....	59
II.2.2 Classification des bâtiments selon degré de dommage .....	59
II.2.3 Classification des bâtiments selon différents critères de vulnérabilité .....	60
<b>II.3 IMPORTANCE DES DOMMAGES ET COEFFICIENT DE PONDERATION.</b>	<b>61</b>
<b>II.4 EVALUATION DU DEGRE DE DOMMAGE PAR BÂTIMENT .....</b>	<b>62</b>
<b>II.5 CALCUL DE L'INDICE DE VULNERABILITE .....</b>	<b>62</b>
<b>II.6 FONCTION DE VULNERABILITE.....</b>	<b>63</b>
<b>II.7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>66</b>
 <b>CHAPITRE III : METHODES DE REPARATION ET DE RENFORCEMENT .....</b>	 <b>69</b>
 <b>III.1 INTRODUCTION .....</b>	 <b>69</b>
<b>III.2 METHODES DE REPARATIONS DES OUVRAGES EN BETON ARME.....</b>	<b>69</b>
III.2.1 Types et causes des désordres .....	69
III.2.2 Différentes techniques de réparation des éléments de structure .....	73

<b>III.3 RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME.....</b>	<b>84</b>
III.3.1 Renforcement à l'aide d'une nouvelle construction .....	85
III.3.2 Renforcement par brêlage .....	86
III.3.3 Renforcement par voiles en béton armé .....	86
III.3.4 Renforcement par panneaux de remplissage .....	87
III.3.5 Renforcement par chainage et /par tirants .....	87
III.3.6 Renforcement par palées triangulées .....	87
III.3.7 Renforcement par isolateurs .....	88
 <b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES DE RECHERCHE .....</b>	<b>90</b>
 <b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>93</b>
 <b>ANNEXES.....</b>	<b>98</b>

## TABLE DES ILLUSTRATIONS

### LISTE DES FIGURES

Figure A-I-1	Origine des séismes	18
Figure A-I-2	Répartition de la tectonique des plaques [46].	19
Figure A-I-3	Cartographie des zones de sismicité élevée	20
Figure A-I-4	Différents types de failles [12]	21
Figure A-I-5	Ondes de type P [38]	21
Figure A-I-6	Ondes de type S [38]	22
Figure A-I-7	Ondes de surface [38]	22
Figure A-I-8	Composantes de l'action sismique	23
Figure A-I-9	Zonation sismique de la région Nord Algérienne en accélération maximale (PGA) en m/s <sup>2</sup> [39]	26
Figure A-I-10	Carte de zonage sismique en Algérie [24]	28
Figure A-II- 1	Classes de vulnérabilité de l'EMS 98	38
Figure A-II- 2	Courbes de dégâts typiques pour une classe de vulnérabilité (EMS-98)[41]	40
Figure B-I-1	Localisation du séisme principale du 21 MAI 2003[2]	47
Figure B-I-2	Contexte géodynamique de la marge Nord Africaine. Modèle Nuvel 1.[2]	48
Figure B-I-3	Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003.[2]	48
Figure B-I-4	Interaction maçonnerie-structure dans le plan du portique [30]	53
Figure B-III-1	Gainage métallique [22]	75
Figure B-III-2	Gainage en béton armé [22]	76
Figure B-III-3	Gainage d'un poteau en béton armé [22]	76
Figure B-III-4	Gainage des poutres en béton armé [22]	77
Figure B-III-5	Gainage des poutres en béton armé [22]	78

Figure B-III-6	Gainage des poutres en béton armé [22]	78
----------------	--	----

## **LISTE DES PHOTOS**

Photo B-I-1	Effondrement dû à l'absence du contreventement [2]	51
Photo B-I-2	Mécanisme de ruine dû à la formation de rotule plastique dans les poteaux [2]	51
Photo B-I-3	Destruction de l'extrémité du poteau à cause de l'absence d'armatures transversales et présence de talonnette [30]	52
Photo B-I-4	Construction présentant une irrégularité en élévation [30]	52
Photo B-I-5	Destruction des poteaux à cause du fonctionnement en poteaux courts [30]	53
Photo B-I-6	Détail de destruction d'un poteau d'angle [30]	54
Photo B-I-7	Défaut de conception, changement brutal de rigidité, nécessité d'un joint parasismique [2]	55
Photo B-I-8	Construction individuelle [8]	55

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau A-I-1	Principaux séismes d'Algérie (1365-2001) [45]	27
Tableau A-II-1	Classification selon le temps et la difficulté de calcul[41]	30
Tableau A-II-2	Classification selon l'application [27]	30
Tableau A-II-3	Format d'une matrice de dommages probables, selon Whitman 1974[41]	31
Tableau A-II-4	Classification typologique et cotes structurales de base du FEMA - 154 -[41]	36
Tableau A-II-5	Sismicité définie dans le FEMA-154- 2002[41]	36
Tableau A-II-6	Liste des items du formulaire de niveau II du GNDT (Maçonnerie)	41
Tableau A-II-7	Liste des paramètres du formulaire de niveau II du GNDT (béton armé)	43
Tableau B-I-1	Répartition des dommages dus au séisme du 21mai 2003 (CGS, 28juin2003) [2]	49

Tableau B-II-1	Liste des critères de vulnérabilité	60
Tableau B-II-2	Coefficient de pondération de chaque critère de vulnérabilité ajusté à partir des dommages observés	61
Tableau B-II-3	Echelle d'évaluation du degré de dommage.	62
Tableau 5.1	Préparation des surfaces	104
Tableau 5.2	Avantages et inconvénients des produits	106

### **LISTE DES GRAPHES**

Graphe B-II-1	Corrélation linéaire entre D et V, $D = aV + b$	63
Graphe B-II-2	Corrélation quadratique entre D et V, $D = aV^2 + bV + c$	64
Graphe B-II-3	Corrélation cubique entre D et V, $D = aV^3 + bV^2 + cV + d$	65

## **LISTE DES ABREVIATIONS**

<b>Ag</b>	Age de la construction
<b>ATC</b>	Applied Technology Council (Conseil de Technologie Appliquée).
<b>BSH</b>	Basic structural hazard (Cote structurale de base)
<b>CE</b>	Configuration en Elévation
<b>CGS</b>	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique
<b>CNB</b>	Code national du bâtiment du Canada
<b>CNR</b>	Conseil national de recherche de l'Italie
<b>CP</b>	Configuration en Plan
<b>CS</b>	Condition du Sol
<b>CTC</b>	Contrôle Technique de la Construction
<b>CV</b>	Elément de Contreventement
<b>D</b>	Degré de dommage
<b>DF</b>	Ratio de dommage (Dammage Factor)
<b>DH</b>	Diaphragme Horizontal
<b>DPM</b>	Matrice de Dommage Probable
<b>EMS</b>	Echelle Macrosismique Européenne
<b>ENS</b>	Element Non Structural
<b>FEMA</b>	Federal Emergency Management Agency.
<b>FI</b>	Fondation et Infrastructure
<b>GIS</b>	Système d'Information Géographique
<b>GNDT</b>	Groupe national de défense contre les séisme/Gruppo Nazionale Da Difesa Dai Terremoti

<b>HAZUS</b>	Hazards US
<b>IMM</b>	Echelle de Mercalli Modifiée
<b>INS</b>	Indice Non Structural
<b>IPS</b>	Indice de Priorité Sismique
<b>IS</b>	Indice Structural
<b>M</b>	Magnitude
<b>MCS</b>	Echelle de Mercalli Modifiée par Cancani et Sieberg
<b>MDF</b>	Ratio de dommage moyen
<b>M<sub>L</sub></b>	Magnitude local
<b>MM</b>	Échelle d'intensité Mercali modifiée
<b>M<sub>S</sub></b>	Magnitude des ondes de surface
<b>MSK</b>	Échelle de magnitude sismique Mededev, Sponheuer et Karnik
<b>NIBS</b>	National Institute of Building Science
<b>PGA</b>	Peak Ground Acceleration
<b>RF</b>	redondance des files
<b>RPA</b>	Règles Parasismique Algérienne
<b>UNDRO</b>	Office of the United Nations Disasters Relief Coordinator
<b>V</b>	Indice de vulnérabilité

---

# *INTRODUCTION GENERALE*

---

## **INTRODUCTION GENERALE**

Parmi les catastrophes naturelles les plus destructives dans les zones urbanisées, sont les secousses sismiques qui affectent la surface de la terre, et qui sont responsable de la majorité des dommages causés aux structures. Les pertes encourues résultant de ces dommages sont économiques, sociales et aussi humaines.

Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, c'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social, humain et économique majeur. Le séisme de mai 2003 à Boumerdès en Algérie et celui de décembre 2003 à Bam en Iran en sont des exemples probants. Le séisme de Boumerdès, d'une magnitude de 6,8 sur l'échelle de Richter, s'est soldé par plus de 2000 morts et plus de 10000 blessés [2]. En 1995, le séisme de Kobe à Hyogo-ken Nambu au Japon, d'une magnitude de 7,2 a entraîné la mort de plus de 5000 personnes [41] et causé des dommages majeurs aux propriétés (Shinozuka). En Californie, le séisme de Northridge (1994) d'une magnitude de 6,7 bien que moins mortel (57 morts) a causé des dommages aux infrastructures et aux structures, dont 3000 bâtiments jugés non sécuritaires, entraînant des pertes évaluées à 40 milliards de dollars américains. Les dommages et les interruptions de service suite au séisme de Loma Prieta (Californie) en 1989 ont été évalués à plus de 10 milliards de Dollars dont 6,8 milliards en dommages directs [41].

Les pertes encourues lors de ces différents événements, surtout dans les zones densément peuplées, ont mis en évidence la nécessité de réduire les dommages potentiels des structures existantes (infrastructures et bâtiments) et d'évaluer leur vulnérabilité aux séismes. L'estimation de ces pertes, allant de l'interruption de services aux pertes en vies humaines, est un champ d'expertise en plein développement. Il s'agit d'une préoccupation importante pour les régions du monde où la probabilité d'occurrence de séisme de forte intensité est beaucoup plus élevée qu'ailleurs, mais aussi pour les régions moins sensibles, mais densément peuplées.

Les derniers tremblements de terre (Chlef, Tipaza, Boumerdes,...) montrent que l'activité sismique en Algérie est importante. Cette activité touche essentiellement le Nord où se situent les plus grandes villes pour lesquelles le risque sismique va grandissant avec le développement du tissu économique et la croissance de la population. Le séisme du 21 mai 2003 qui a affecté la région de Boumerdes et ses limitrophes, illustre de manière spectaculaire cette évidence. En face de tel événement et ses effets économiques et sociaux non négligeables, une volonté et des efforts continus s'imposent, l'établissement et le maintien de programme effectif est plus qu'urgent pour la réduction du risque sismique.

En juillet 2003, un comité national créé suite au séisme de Boumerdes ( 21 Mai 2003), au niveau du ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement a élaboré le premier document présentant la stratégie relative à la réduction des risques sismiques, intitulé «Le risque sismique et le redéploiement des activités et de l'urbanisation » , présentant la stratégie relative à la réduction des risques sismiques, contenant le nouveau dispositif réglementaire et législatif y afférent , ce document présente l'impact de la réduction des risques majeurs sur la politique d'aménagement du territoire.

Par ailleurs , le ministère de l'habitat et de l'urbanisme a retenu pour la décennie 2003 – 2013 la réalisation d'un ensemble d'études régionales d'aléa sismique visant à améliorer la connaissance du niveau de cet aléa sur la frange nord du pays .La stratégie de prévention

contre les séismes comporte, aussi, l'élaboration d'études de microzonage sismique. Les études régionales d'aléa sismique et les études de microzonage permettent alors, de cartographier les zones à risque en identifiant les failles sismiques avec le niveau probable d'intensité qu'elles peuvent générer. Parmi les résultats atteints en matière de politique préventive contre les séismes, il ya lieu de citer l'élaboration des études spécifiques de vulnérabilité des bâtiments stratégiques existants, considérés comme des ouvrages d'importance vitale, tels que les bâtiments abritant les centres de décision , les bâtiments abritant les centres de secours et d'intervention [40]. A ce titre, un ensemble d'études de vulnérabilité aux séismes est déjà finalisé pour les villes d'Alger, de Constantine et d'Ain Témouchent.

Le risque sismique dépend d'une part de la probabilité d'occurrence des séismes, donc de l'aléa sismique et, d'autre part, de la vulnérabilité des constructions menacées. En l'absence de constructions et de personnes, il est nul :

**Risque Sismique = Aléa sismique x Eléments Exposés x Vulnérabilité x coût**

Evaluer le risque sismique et le connaître est nécessaire pour toute politique de prévention, une façon de l'estimer est d'effectuer des études de vulnérabilité du bâti existant. Notre projet de recherche ce concentre sur ce dernier volet, la vulnérabilité du bâti existant. Dans le cadre de ce travail nous nous intéresserons à l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables, en nous basant sur le développement des courbes de vulnérabilité (fonctions de vulnérabilité), ce qui constitue l'objectif principal de notre étude.

Afin d'effectuer ce travail, nous avons organisé ce mémoire en deux parties principales :

La première partie relative à l'étude bibliographique, se compose de deux chapitres :

- ✓ Le premier chapitre introduit une connaissance du phénomène sismique ainsi qu'un aperçu historique sur la sismicité en Algérie.
- ✓ Le deuxième chapitre présente une revue de l'état des connaissances dans le domaine de l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant.

La deuxième partie introduit une méthodologie pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments constitués par une structure en portiques (poteaux et poutres) en béton armé, qui sera définie sur les dommages observés après le séisme du 21Mai 2003 dans la wilaya de Boumerdès, se compose de trois chapitres :

- ✓ Le premier chapitre présente des généralités sur le séisme du 21Mai2003 et ses effets sur les constructions.
- ✓ Le deuxième chapitre présente une proposition d'une méthodologie pour le développement des fonctions de vulnérabilité sismique des bâtiments avec portiques en béton armé, basée sur la méthode de l'indice de vulnérabilité.
- ✓ Le troisième chapitre présente les différentes méthodes de réparation et de renforcement des bâtiments, endommagés lors du séisme.

Nous finirons par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail.

# PARTIE -A-

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

---

Cette première partie a pour objet de présenter dans un premier temps le phénomène sismique dans son ensemble. Il s'agit de comprendre l'origine et les caractéristiques du mouvement sismique, ainsi que les effets que peut engendrer un séisme sur la stabilité des ouvrages. En effet la bonne connaissance de ce phénomène permet de prévoir les mesures préventives à mettre en place, afin de minimiser les risques encourus par la population et les installations humaines. Nous présentons également dans cette partie l'historique et les caractéristiques de l'activité sismique en Algérie, sa répartition sur le territoire national et son ampleur.

Dans un deuxième temps, une bibliographie a été effectuée, pour essayer de voir les travaux réalisés dans le domaine de l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant depuis plusieurs décennies dans des pays sismiques comme les Etats –Unis, l'Italie et le Canada. Les principes généraux de ces méthodes sont décrits dans la présente partie.

---

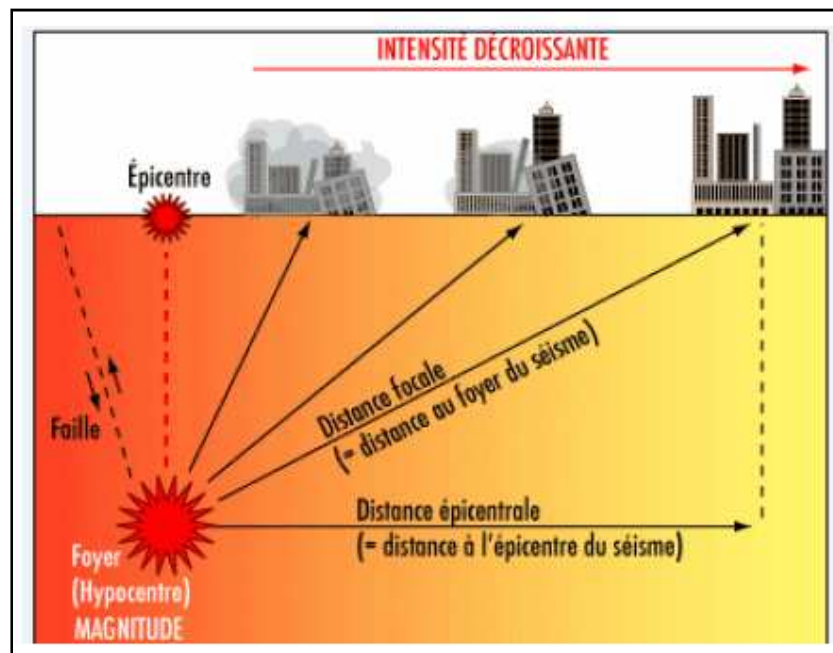
*CHAPITRE I*  
*CARACTERISATION DES SEISMES*

---

## CHAPITRE I CARACTÉRISATION DES SEISMES

### I.1 INTRODUCTION

Un séisme ou tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer [44]



*Figure A-I-1: Origine des séismes*

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle. Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète [44]. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices.

Nous présentons dans ce chapitre le phénomène sismique dans son ensemble. Il s'agit de comprendre le déroulement ainsi que les effets que peut engendrer un séisme sur la stabilité des bâtiments.

### I.2 ORIGINE DES SEISMES

La compréhension du mécanisme responsable de l'activité sismique du globe terrestre est récente, puisque ce n'est qu'en 1968 que J. Morgan, D. McKenzie et X. Le Pichon ont formulé la théorie de la tectonique des plaques qui fournit un modèle cinématique cohérent des déformations de l'écorce terrestre [12]. Le moteur de ces déformations est l'expansion des fonds océaniques (proposée en 1960 par H. Hess après l'échec d'autres tentatives d'explication de la « dérive des continents », imaginée en 1915 par Wegener) par création

continue de croûte océanique le long des dorsales médio-océaniques ; cette expansion, qui peut atteindre 170 mm/an pour les dorsales les plus actives, pousse les unes contre les autres les différentes plaques rigides (Figure A-I-2) qui constituent l'écorce terrestre.

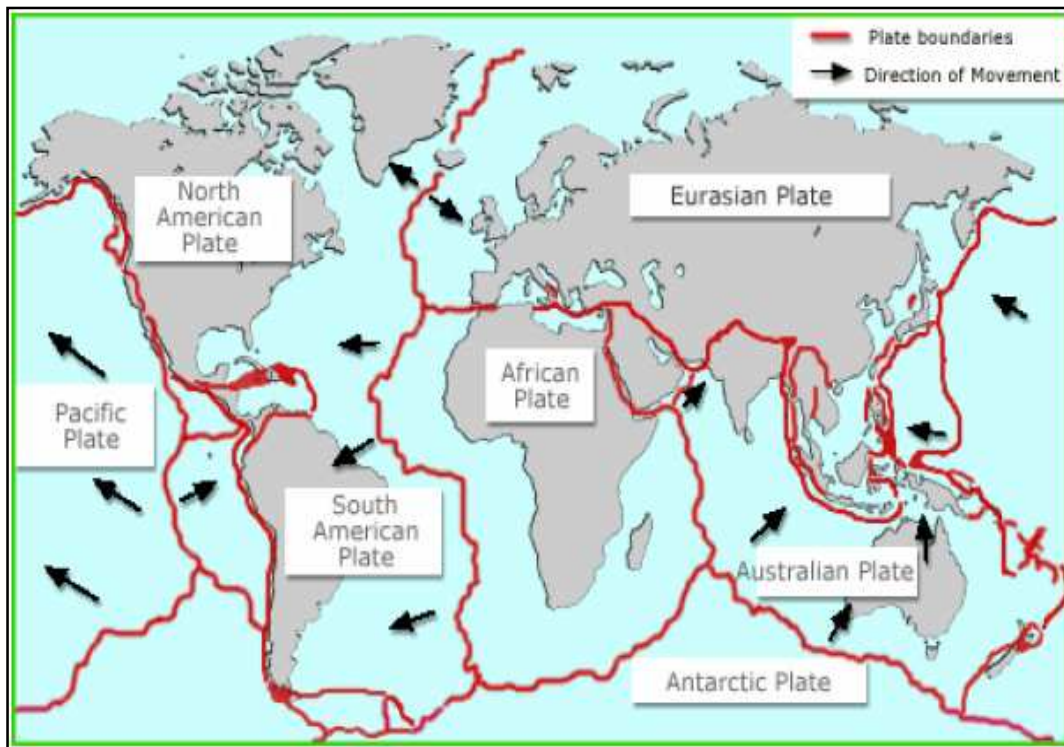


Figure A-I-2: Répartition de la tectonique des plaques [46]

Plusieurs types de mouvements peuvent résulter de ces affrontements entre plaques :

- la **subduction**, c'est-à-dire la plongée d'une plaque sous une autre (ce qui permet de compenser l'augmentation de surface résultant de l'expansion des fonds océaniques), comme celle de la plaque Nazca sous l'Amérique du Sud, ou de la plaque Philippines sous l'Eurasie au niveau du Japon.
- le **décrochement**, c'est-à-dire le coulissage horizontal d'une plaque contre une autre (**failles transformantes**), dont l'exemple le plus connu est la célèbre faille de San Andreas en Californie (contact entre les plaques Pacifique et Amérique du Nord).
- la **compression**, c'est-à-dire la collision frontale sans subduction qui se traduit par la formation de chaînes de montagnes, comme l'Himalaya, résultat de la collision des plaques Inde et Eurasie.

Ces mouvements relatifs entre plaques ne se font pas, en général, de manière progressive, mais par à-coups et chacun de ces à-coups constitue un séisme, plus ou moins intense suivant l'amplitude et la rapidité du mouvement, ainsi que l'étendue de la zone concernée.

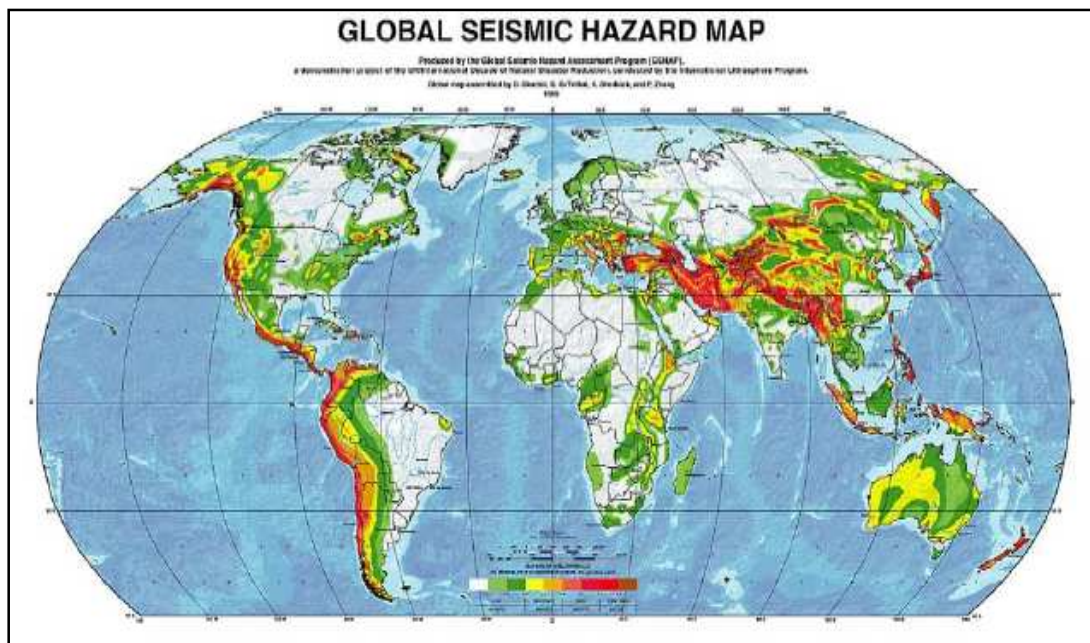
Cette théorie de la tectonique des plaques est maintenant bien établie et fournit une explication immédiate des séismes qui se produisent au voisinage des limites des plaques (séismes interplaques). Si ce type de séisme représente effectivement la plus grande partie de

l'activité sismique, qui est donc concentrée dans certaines zones bien définies, on observe aussi des séismes, moins nombreux mais pouvant être violents, à l'intérieur de certaines plaques (séismes intraplaques). Cette sismicité intraplaque, plus diffuse et plus difficile à

prévoir que la sismicité interplaque, résulte de l'état de contrainte qui règne à l'intérieur des plaques du fait de leurs interactions mutuelles ; l'hypothèse des plaques parfaitement rigides ne constitue en effet qu'une première approximation, et celles-ci sont en réalité susceptibles de subir des ruptures locales sous l'effet des champs de contraintes qui agissent sur elles [12].

Les ruptures brutales qui sont la cause des séismes tectoniques (interplaques ou intraplaques) se produisent le plus souvent dans la partie supérieure de l'écorce terrestre (séismes superficiels, suivant la terminologie des sismologues, c'est-à-dire survenant à moins de 60 km de profondeur). On connaît aussi, particulièrement dans les zones de subduction, des séismes intermédiaires (profondeur de 60 à 300 km) et des séismes profonds (profondeur supérieure à 300 km) [12].

Ci-dessous, nous pouvons observer la localisation des zones de sismicité élevée, nous pouvons très bien constater que celles-ci se situent au niveau des zones frontalières des plaques tectoniques.



**Figure A-I-3: Cartographie des zones de sismicité élevée**

Suivant le type de mouvement relatif, on définit trois types de failles : normale, inverse, transformante [43] (Figure A-I-4):

- **Faille Normale :**

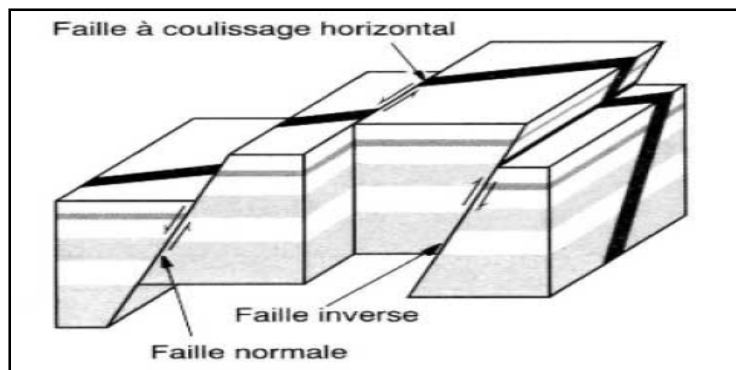
Une faille normale accompagne une extension ; le compartiment au-dessus de la faille descend par rapport au compartiment situé en dessous de la faille. La formation ainsi obtenue entre les failles normales à pendage opposé est appelée graben. Le horst est lié au graben. Bien que situé en contexte d'extension il a l'apparence d'un résultat de jeu de failles inverses (faisant descendre le toit par rapport au mur).

- **Faille Inverse :**

Une faille inverse, ou chevauchement accompagne une compression ; le compartiment au-dessus de la faille monte par rapport au compartiment situé en dessous de la faille.

- **Faille transformante :**

C'est un décrochement qui accompagne un mouvement de coulissage; les décrochements purs (faille verticale et déplacement horizontal) ne s'accompagnent d'aucun mouvement vertical. Le décrochement de deux blocs provoque un mouvement de cisaillement.



*Figure A-I-4: Différents types de failles [12]*

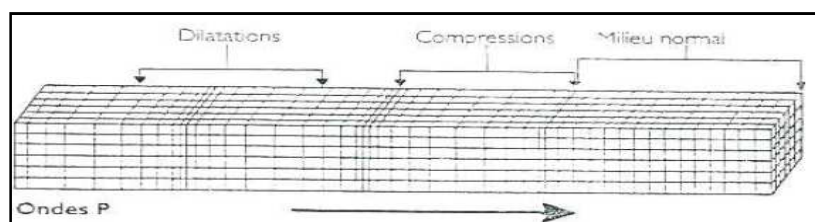
### I.3 CARACTERISTIQUES DU MOUVEMENT SISMQUE

#### I.3.1 Ondes sismiques

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes sismiques sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement. Les vibrations lors d'un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue deux types d'ondes, les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent à sa surface [38].

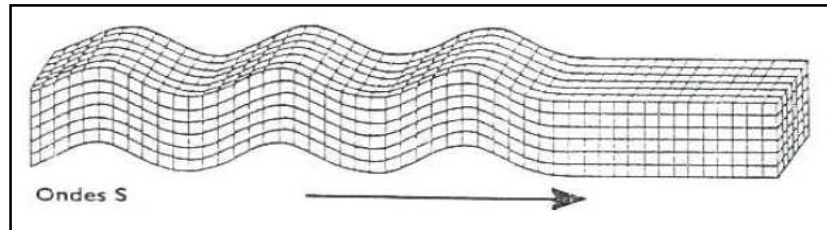
- **Les ondes de volume**

Les ondes P ou ondes Primaires sont des ondes de compression (ou longitudinales) : elles compressent puis dilatent successivement le sol, parallèlement à la direction de leur propagation. Ce sont les ondes les plus rapides pouvant atteindre jusqu'à 14km/s. On les enregistre bien sur la composante verticale du sismomètre.



*Figure A-I-5 : Ondes de type P [38]*

Les ondes S ou ondes Secondaires sont des ondes de cisaillement (ou transversales). A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde.



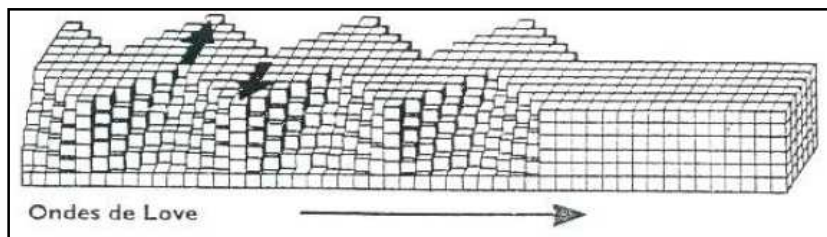
*Figure A-I-6 : Ondes de type S [38]*

Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P. Elles apparaissent en second sur les sismogrammes.

**Remarque :** La différence des temps d'arrivée des ondes P et S suffit, (connaissant leur vitesse), à donner une indication sur l'éloignement du séisme. En confrontant les résultats de plusieurs stations, on peut alors localiser l'épicentre du séisme.

#### - Les ondes de surface

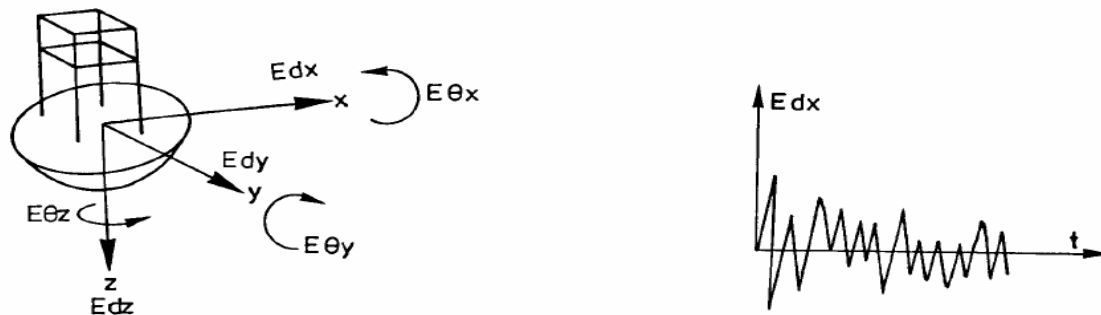
Les ondes de surface ne sont pas créées au foyer comme les ondes de volume. En fait, lorsque les ondes de volume sont réfléchies sur les différentes discontinuités du globe, celles-ci sont modifiées et deviennent des ondes de surface. Ces ondes ont la particularité de ne se propager que dans la croûte et le manteau supérieur. Les deux types les plus connus sont les ondes de Love et les ondes de Rayleigh. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.



*Figure A-I-7 : Ondes de surface [38]*

### I.3.2 Composantes de l'action sismique

A la surface du globe, l'effet de ces ondes est un mouvement de déplacement vertical et horizontal du sol. Le déplacement horizontal différentiel entraîne des rotations. (Figure A-I 8).



**Figure A-I-8: Composantes de l'action sismique**

L'importance relative des composantes du mouvement du sol en un point dépend de la position du point considéré par rapport au foyer (ou « hypocentre ») du séisme. A l'aplomb de celui-ci (épicentre), la composante verticale est du même ordre que la composante horizontale. A plus grande distance, l'importance relative de la composante verticale diminue et vaut 50 à 70% de l'horizontale. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables.

Le mouvement vertical est souvent perçu comme moins dommageable que l'horizontal, partiellement en raison de l'importance généralement moindre de cette composante, mais surtout en raison du fait que les constructions sont naturellement conçues pour reprendre l'action (verticale) de la pesanteur avec une sécurité convenable alors qu'elles ne présentent pas les mêmes ressources pour une action horizontale.

### I.3.3 Intensité sismique

L'intensité sismique est la mesure de la force d'une secousse due à un tremblement de terre. Les premières échelles d'intensité sismique mesuraient l'intensité des répercussions des tremblements de terre sur les humains, les objets et les bâtiments. On doit la première échelle d'intensité sismique à l'Italien Rossi et au Suisse Forel qui proposèrent séparément en 1874 et 1881 des échelles similaires à dix échelons.

L'échelle d'intensité de Rossi-Forel a été modifiée en 1902 par Mercalli pour une échelle également à dix échelons. L'ajout de deux échelons à l'échelle de Mercalli a été faite par Cancani et Sieberg ; ce qui a donné naissance à la plupart des échelles à douze échelons utilisées aujourd'hui et entre autre à l'échelle MCS encore utilisée dans le sud de l'Europe. En 1931, Wood et Neumann traduisent cette échelle en anglais et elle devient l'échelle de Mercalli modifiée (MM ou IMM). L'échelle de Mercalli modifiée (MM) est conçue pour décrire les effets d'un séisme, à un endroit donné, sur des objets naturels, sur des installations industrielles et sur les êtres humains. Elles s'échelonnent de I (ressenti uniquement par quelques personnes dans des conditions particulièrement favorables) à XII (destruction totale). Il y a plusieurs versions de l'échelle MM souvent identifiées par l'année de leur création (MM-31, MM-56).

En 1964, Medvedev, Sponheuer et Karnik publient la première version de l'échelle MSK basée sur les échelles MCS et MM-56. Cette échelle diffère des précédentes par l'utilisation d'une méthode à la fois qualitative et quantitative de l'évaluation des dégâts. L'utilisation de l'échelle MSK s'est répandue rapidement en Europe, mais il est devenu rapidement évident que des améliorations étaient nécessaires pour rendre son utilisation plus

claire et incorporer les techniques de construction. En 1988, la Commission géologique européenne a initié une révision en profondeur de l'échelle MSK. La version finale de cette révision est l'échelle macrosismique européenne, EMS publiée en 1992 et révisée à nouveau en 1998 (Grünthal, 1998). L'EMS-98 est la première échelle d'intensité comprenant des instructions pour son utilisation. C'est aussi la première échelle utilisant des illustrations et des photos pour décrire les différents degrés de dommages des édifices traitant de la probabilité d'occurrence des différents degrés de dégâts. Au Japon, on utilise l'échelle d'intensité d'Omori à sept niveaux, dont le premier correspond au niveau MM-VI. Cette échelle est basée sur le comportement des structures japonaises typiques [41].

### I.3.3 Magnitude sismique

La magnitude des tremblements de terre, est la quantité d'énergie libérée. Elle est évaluée à partir de l'amplitude des ondes sismiques enregistrées par des instruments sensibles (sismographes) et liée à l'énergie libérée au foyer, c'est-à-dire le point d'origine du tremblement de terre.

L'échelle de Richter, établie en 1935, mesure la magnitude sismique. L'échelle de Richter est logarithmique, c'est-à-dire que chaque degré de l'échelle représente une magnitude de 10 fois plus élevée que le degré précédent. Ainsi, une magnitude de 7 indique que les amplitudes mesurées sont dix fois plus importantes que celle de magnitude 6 et 100 fois plus élevée que celle de magnitude 5.

Il existe plusieurs versions de la magnitude de Richter ( $M$ ). La magnitude locale d'un séisme,  $M_L$ , est calculée à partir de la différence d'amplitude entre le séisme local et le séisme de référence de magnitude  $M$ . On emploie trois autres échelles de magnitude : la magnitude des ondes de surface,  $M_S$ , la magnitude des ondes de volume,  $m_b$  et la magnitude du moment sismique,  $M_W$ , laquelle est de plus en plus utilisée par les séismologues pour décrire les séismes [41].

### I.3.4 Accélération maximale et déplacement maximal du sol

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'accélération maximale  $a_g$  du sol ou accélération de pointe, PGA (Peak Ground Accélération). Son ordre de grandeur est de 0,4 g à 0,6g en zone très sismique et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique. L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force  $F$  appliquée à la construction de masse  $m$  :  $F = m.a_g$ .

C'est en termes d'accélération maximale  $a_g$  au niveau du bedrock qu'on exprime les cartes de zonation ou zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques.

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est le déplacement maximal  $d_g$  du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un m en zone très sismique.

## I.4 ALEA SISMIQUE ET MICROZONAGE

### I.4.1 Aléa sismique

Si l'on se réfère à la terminologie proposée en 1980 par l'UNDRO (Office of the United Nations Disasters Relief Coordinator) on entend par Aléa sismique, la probabilité d'occurrence d'un évènement en termes d'intensité, au cours d'une période de référence, une secousse sismique atteigne ou dépasse en ce site une certaine valeur.

En général, l'aléa sismique d'un site dépend de :

- ✓ La définition de la source (emplacement, géométrie)
- ✓ La magnitude maximale pour chaque source
- ✓ La récurrence sismique pour chaque source
- ✓ La relation entre la magnitude et la surface de rupture
- ✓ L'atténuation des mouvements du sol à partir des sources jusqu'au lieu étudié

#### - Aléa sismique régional

L'aléa sismique régional est défini comme étant la probabilité d'occurrence d'un séisme d'une intensité (ou magnitude) donnée, dans une région bien défini et pendant un temps T donné. Il est défini comme étant la probabilité d'occurrence de différents niveaux d'accélération maximale du sol.

#### - Aléa sismique local

L'aléa sismique local nécessite de connaître les facteurs locaux d'aggravation des risques c'est-à-dire les modifications du mouvement sismique :

- ✓ Zone potentiel de glissement de terrain
- ✓ Eventualité de phénomène de liquéfaction
- ✓ Zone possible d'inondation
- ✓ Phénomène de tassement
- ✓ Comportement mécanique des sols
- ✓ Effets de sites

### I.4.2 La microzonation sismique

La microzonation sismique identifie les zones présentant une homogénéité de causes et d'effets ( les cartes de microzonage sismique ont pour objet de faire ressortir les aléas géologiques et physiques pouvant avoir un impact sur la sécurité des ouvrages (glissement , tassement , liquéfaction , amplification du mouvement , apparition de failles en surface , ect..) afin de déterminer la réponse des différents sites urbains aux sollicitations sismiques , les caractéristiques des séismes à l'échelle régionale sont combiné avec les propriétés physiques spécifiques aux sites considérés .Cela aboutit donc à une série de cartes régionales à l'usage de l'aménageur du territoire et de cartes à l'échelle urbaine utiles à l'urbaniste en priorité.

L'utilisation de la microzonation permet de définir et de proposer, d'une part un schéma d'aménagement régional intégré à une armature urbaine équilibrée et, d'autre part, un Plan

d'Urbanisme Directeur. Tout deux, dans leurs orientations principales, incorporent l'aléa sismique. La première étape de l'étude de microzonage sismique est l'évaluation de l'aléa sismique régional. L'objectif principal de cette évaluation est de développer un modèle qui fournit une base pour la détermination des niveaux de l'aléa sismique aussi bien à l'échelle régionale qu'à l'échelle local.

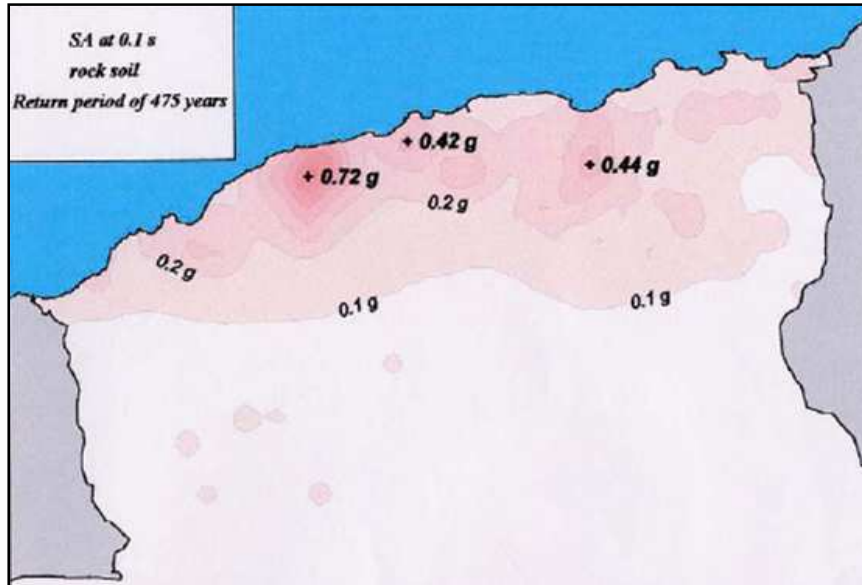


Figure A-I-9: Zonation sismique de la région Nord Algérienne en accélération maximale (PGA) en  $m/s^2$  [39].

## I.5 LA SISMICITE EN ALGERIE

### I.5.1 Historique de la sismicité en Algérie

L'histoire de l'Algérie a été et reste marquée d'évènements sismiques de plus ou moins grande importance, avec comme résultats, souvent des pertes humaines et matérielles importantes. L'Algérie se situe en effet, dans une région à sismo-tectonique complexe, à la frontière des plaques eurasienne et africaine et dont la convergence induit naturellement une sismicité importante du pays. Les investigations de paléo sismicité effectuées après le séisme d'El Asnam ont permis de révéler l'existence de traces d'anciens séismes (sismites) qui ont affecté cette région [37]. Ces travaux ont montré l'existence de plusieurs séismes importants avec rupture en surface ( $M > 6,5$ ) ayant affecté la région depuis au moins 600 ans environ. Ces données de paléo sismicité permettent également d'estimer la récurrence des évènements sismiques qui ont affecté cette région. Cette activité sismique est associée aux structures tectoniques correspondant aux chaînes montagneuses telliennes et aux dépressions qui les limitent. Les travaux de tectonique en Méditerranée occidentale montrent que l'ensemble de ces déformations tectoniques est à mettre en relation avec l'histoire tectonique de la région du Maghreb et de la Méditerranée occidentale [33].

L'activité sismique en Algérie est connue depuis le 02 Janvier 1365 date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger ([1], [3]) (Tableau A.I.1). Antérieurement à cette date, la sismicité n'est pas connue faute de disponibilité de documentation ou d'étude sur les archives relatives aux époques médiévale et antique de notre pays. Depuis 1365, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers. Parmi ces séismes, nous pouvons citer

ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orleansville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980) de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), de Ain Temouchent (22.12.1999, de Béni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdes-Alger, 21.05. 2003) [45].

**Tableau A-I-1 : Principaux séismes d'Algérie (1365-2001) [45]**

Lieu	Date	I/ M	M	Victimes
Alger	03.01.1365	X		Plusieurs
Alger	10.03.1673			
Mitidja	03.02.1716	X		20 000
Oran	09.10.1790	X		2000
Blida	02.03.1825	X		7000
Djidjelli	22.08.1856	X		-
Aures	16.11.1869	IX		30
Gouraya	15.01.1891	X		38
Orleansville	09.09.1954	X	6.7	1243
El Asnam	10.10.1980	X	7.3	2633
Constantine	27.10.1985	VIII	5.9	10
Tipaza	29.10.1989	VIII	6.0	22
Mascara	18.08.1994	VII	5.7	175
Alger	04.09.1996	VII	5.7	
Temouchent	22.12.1999	VII	5.7	25
B.Ouartilane	10.11.2000	VII	5.4	04
Boumerdes-Alger	21.05.2003	X	6.8	2300

A travers les informations données par la sismicité historique nous pouvons constater que l'activité sismique en Algérie se concentre essentiellement dans la région Nord du pays, alors que dans la partie saharienne, très peu d'événements sont recensés. Dans la région Nord, la région tellienne est la plus active. Le zonage effectué indique que les régions d'El Asnam, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits [45].

### **I.5.2 Caractéristiques de la sismicité Algérienne**

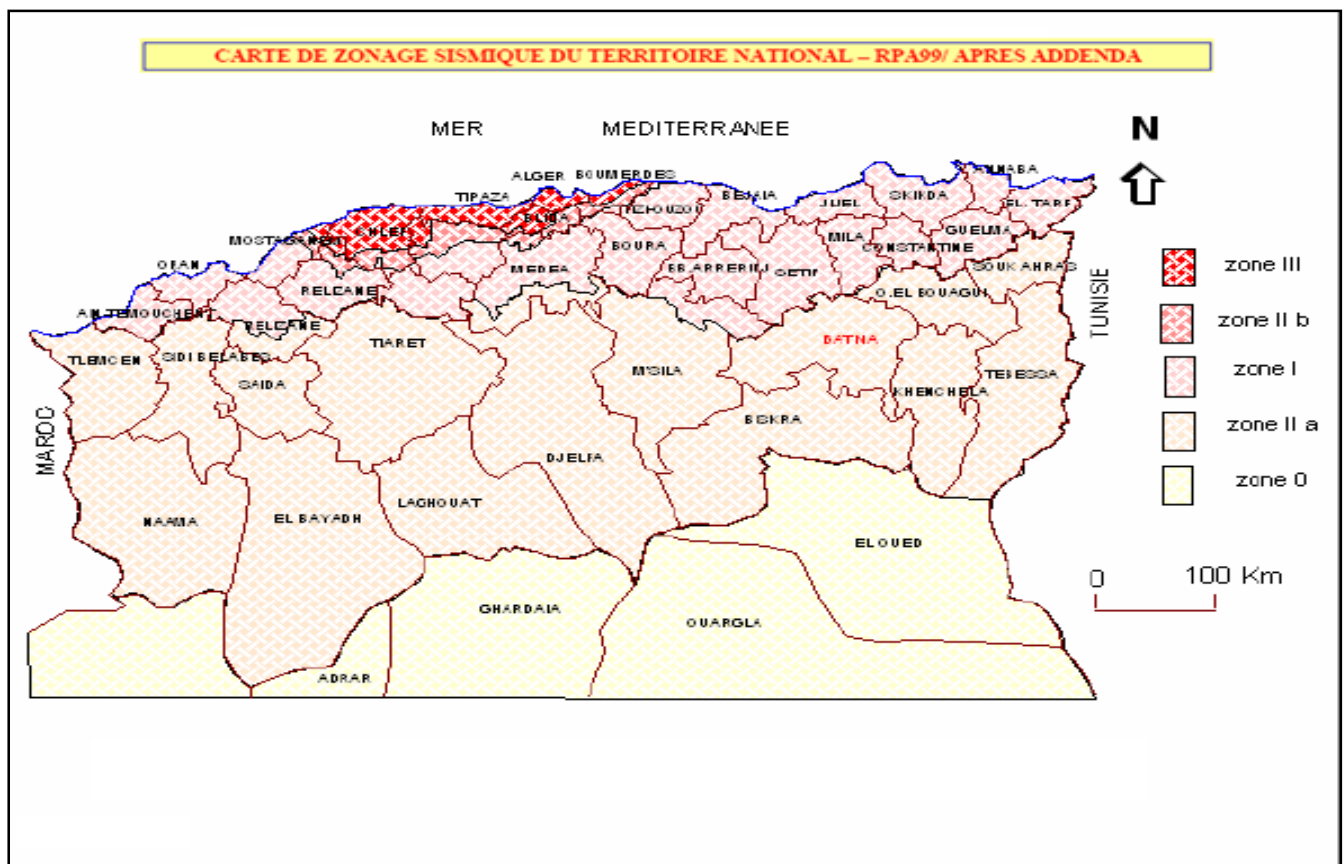
L'analyse de la carte de sismicité de la région maghrébine montre que la sismicité est localisée principalement dans les zones côtières, en mer d'Alboran au Nord d'Oran et sur l'ensemble de la marge méditerranéenne. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque européenne au Nord. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels (profondeur inférieure à 20 km) qui causent des dégâts considérables dans les zones épicales [39].

Jusqu'au 21 mai 2003, cette activité était localisée dans les régions de l'Ouest Algérien, d'Ech Cheliff et de la Mitidja à l'Ouest d'Alger. La région de l'Est Algérois, reconnue sismotectoniquement active depuis 1988 ([37], [13]) a été sérieusement affectée le 21 mai 2003 par un tremblement de terre de Magnitude M = 6,8 causant d'importants dégâts humains et matériels. Les autres régions du pays sont caractérisées par une sismicité diffuse localisée

dans les zones tectoniques et bassins quaternaires des régions des Babors, du Hodna et du Constantinois.

Le règlement parasismique Algérien dans sa dernière version (2003) divise le territoire national en cinq (05) zones de sismicité croissante [24], définies sur la carte des zones de sismicité (*Figure A-I-10*), soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone (II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub>) : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée



*Figure A-I-10 : Carte de zonage sismique en Algérie [24]*

L'étude des séismes récents a permis de déterminer les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Les séismes qui se produisent dans notre région sont en général faibles à modérés atteignant parfois la magnitude 6.0. Dans certains cas, ils peuvent être violents comme ce fut le cas à El Asnam ; ce séisme est d'ailleurs considéré comme le plus important qu'ait connu la Méditerranée Occidentale. Toutefois, les séismes Algériens sont d'autre part superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus perceptibles par la population et donc plus dangereux [45].

---

*CHAPITRE II*  
*METHODES D'EVALUATION DE LA*  
*VULNERABILITE SISMIQUE DES*  
*BÂTIMENTS EXISTANTS (ETAT DE L'ART)*

---

**CHAPITRE II**  
**METHODES D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES**  
**BÂTIMENTS EXISTANTS (ETAT DE L'ART)**

**II.1 INTRODUCTION**

L'évaluation du risque sismique nécessite une évaluation de l'aléa sismique mais également une connaissance de la qualité sismique du bâti existant, c'est l'objectif des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Les approches pour l'évaluation de la vulnérabilité sont multiples et peuvent être classées soit selon leur degré de difficulté en terme de temps et de calcul [36], ou selon qu'on évalue la vulnérabilité d'un seul bâtiment ou d'un ensemble de bâtiment [5]. Ces deux classifications sont illustrées respectivement aux tableaux A-II-1 et tableau A-II-2.

*Tableau A-II-1: Classification selon le temps et la difficulté de calcul [41]*

Investissement	— Temps et difficulté de calcul →				
Méthodes	Vulnérabilité observée	Jugement d'expert	Modèles analytiques simples	Indice de vulnérabilité	Analyses détaillées

*Tableau A-II-2 : Classification selon l'application [27]*

Echelle d'analyse	<i>Plusieurs centaines de bâtiments</i>		<i>Quelques bâtiments</i>		<i>Bâtiments individuels</i>
Méthodes	Vulnérabilité observée	Indice de vulnérabilité	Jugement d'experts	Calcul analytiques simple	Analyse numérique - modélisation-
Applicabilité	Ville - Commune - Quartier - Parc Immobiliers - Bâtiments Stratégiques				

Outre les méthodes très précises d'évaluation de la vulnérabilité sismique réalisées bâtiment par bâtiment qui ne seront pas abordées dans ce document, mais elles sont rappelées pour mémoire, une revue des méthodes citées aux tableaux A-II-1 et tableau A-II-2 est l'objet de ce chapitre. L'accent sera mis sur des analyses globales issues directement des données statistiques (plusieurs centaines de bâtiments). L'intérêt de ces modèles dans le contexte de notre étude, est lié au fait que la vulnérabilité sismique reflète celle d'un ensemble de bâtiments (Analyse à grande échelle).

**II.2 VULNERABILITE OBSERVEE**

La vulnérabilité observée fait référence à l'estimation basée sur des statistiques de dommage de séisme passé et vise en particulier à générer des matrices de dommages probables(DPM) ou des fonctions de vulnérabilité.

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

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

Un des premiers à avoir compilé des statistiques sur les dommages pendant un séisme réel était Whitman [42]. D'une étude de dommage causée par le séisme de San Fernando du 9 février 1971 relevant approximativement 1600 bâtiments qui ont cinq étages ou plus, une matrice de dommage probable (DPM) a été établie pour les différents types de bâtiment. Ces matrices donnent la probabilité qu'un certain degré de dommages survienne pour une intensité sismique selon l'échelle de Mercalli modifiée. Whitman définit neuf degrés de dommages par une description subjective et par le rapport du coût des réparations sur le coût de remplacement, ou ratio de dommages (DF : damage factor) [41].

Le tableau A-II-3 illustre la forme générale d'une telle matrice de dommage probable.

**Tableau A-II- 3 : Format d'une matrice de dommages probables, selon Whitman 1974[41]**

Degré de dommage	Dommage structuraux	Dommages non structuraux	Ratio de dommage %	Intensité sismique			
				V	VI	VII	VIII
0	Aucun	aucun	0 – 0.05				
1	Aucun	mineurs	0.05 – 0.3				
2	Aucun	localisé	0.3 – 1.25				
3	Non observables	étendus	1.25– 3.5				
4	Mineurs	substantiel	3.5– 4.5				
5	Substantiel	majeurs	7.5– 20				
6	Majeurs	Presque totaux	20– 65				
7	Bâtiment condamné		100				
8	effondrement		100				
Pourcentage cumulatif				100%	100%	100%	100%
Ratios de dommages moyens (MDF)							

Dans chaque cellule vide on assigne le pourcentage de bâtiments subissant le degré de dommages pour l'intensité considérée. Le cumulatif des pourcentages attribués à chaque degré de dommages pour une intensité sismique donnée doit être de 100%. Pour certaines applications, il peut être suffisant d'utiliser un ratio de dommages moyen (MDF). Pour chaque intensité sismique on évalue la valeur des dommages dans leur ensemble en pourcentage de la valeur totale. Le calcul du MDF se fait en pondérant les probabilités attribuées à chaque degré de dommages.

Dans les études subséquentes, le nombre de degrés de dommages a été réduit à quatre, cinq ou six étant donné la difficulté à discerner les degrés. Par exemple, les matrices construites à partir de l'échelle macrosismique européenne (EMS) utilisent cinq degrés de dommages.

En 1992, Coburn et Spence ont utilisé les données provenant des études de cas de plusieurs séismes à travers le monde pour développer des fonctions de vulnérabilités pour différents types de bâtiments avec cinq niveaux de dommages [26].

L'approche par observation de la vulnérabilité exige beaucoup de données et n'est valide que pour la région étudiée ou une région similaire. Idéalement la classification typologique des bâtiments devrait être redéfinie pour chaque région en fonction des techniques de construction, des matériaux utilisés, etc. Les matrices de dommages probables et les fonctions de vulnérabilité générées par cette méthode ont servi de base à plusieurs approches pour l'évaluation d'un ensemble de bâtiments

### **II.3 FONCTIONS DE VULNERABILITE BASEE SUR LES JUGEMENTS D'EXPERTS**

Une autre méthode pour développer des fonctions de vulnérabilité en l'absence de données résultant de séismes est l'utilisation du jugement d'experts. À partir de consultation de 58 experts (en se basant sur leurs connaissances personnelles et leurs expériences, les experts avaient pour remplir un questionnaire avec leurs meilleures évaluations de dommage défini comme rapport de perte en dollar sur la valeur de remplacement), le rapport ATC-13 [4] dérive des matrices de dommages probables pour 78 classes d'installations dont 36 réfèrent à des bâtiments. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle fait appel à la subjectivité des experts et introduit des incertitudes sur l'estimation des dommages et sur l'opinion formulée. De plus, les matrices développées sont difficilement applicables dans d'autres régions et à d'autres types de structures. Cette méthode est cependant demeurée la référence jusqu'aux années 1990.

Le rapport ATC-13 a ensuite servi de fondement pour l'élaboration en 1997 du logiciel HAZUS par le National Institute of Building Science (NIBS). Ce logiciel interactif permet d'évaluer le risque sismique à partir du jugement d'experts pour 36 modèles de bâtiments correspondant à la classification typologique du FEMA-178. Les données sismiques sont l'accélération spectrale et le déplacement spectral et permettent de considérer quatre niveaux d'exposition sismique : « high-code, moderate-code, lowcode, pre-code ». Pour chaque type de bâtiment la description de quatre niveaux de dommages est donnée : légers, modérés, importants et perte totale. On calcule ensuite les valeurs limites des paramètres de capacité du bâtiment pour l'initiation des dommages pour chaque niveau d'exposition sismique. Ces paramètres sont, en autres, le déplacement inter-étage et les déplacements spectraux.

HAZUS donne pour chacune des classes de bâtiments, les données permettant d'obtenir les courbes de capacité et les courbes de fragilité. Les courbes de capacité, ou « pushover curves » donnent l'effort de cisaillement total agissant sur une structure, ou d'accélération spectrale correspondante, en fonction du déplacement latéral maximal, ou le déplacement spectral. Les courbes de fragilité décrivent la probabilité qu'un bâtiment appartenant à une certaine classe atteigne ou dépasse un niveau de dommage donné pour un estimé déterministe de la réponse spectrale (accélération ou déplacement).

## **II.4 APPROCHE ANALYTIQUE BASE SUR DES MODELES SIMPLES**

Lorsqu'il n'y a pas de données observables, il n'est pas possible d'établir des fonctions de vulnérabilité basées sur les observations ou sur le jugement d'experts, une méthode analytique basée sur des modèles simples est alors utilisée pour définir les mécanismes de ruptures probables et ainsi établir les degrés de dommages encourus sous l'effet d'un séisme donné. Cette méthode devrait avoir la capacité d'analyser un grand nombre de bâtiments dans une courte période de temps. Elle a été utilisée pour l'estimation des pertes pour le district historique d'Alfama de Lisbonne [28]. Le projet comprenait l'investigation par un système GIS des caractéristiques structurales de 200 bâtiments en maçonnerie non armée. Les informations sur les dimensions, l'état, l'usage, les matériaux, les ouvertures et autres caractéristiques ont été obtenues en parcourant les rues du district et en utilisant un formulaire de niveau I de type GNDT. La description détaillée d'un nombre restreint de bâtiments (épaisseur des murs, présence de renforcement, etc.) a permis ensuite de procéder à l'analyse des mécanismes de rupture de chaque bâtiment, en considérant la maçonnerie comme étant un matériau rigide parfaitement plastique. La capacité en cisaillement statique équivalente sous l'effet de forces horizontales est ainsi déterminée en termes d'accélération critique (coefficient de charge latérale) ( $a_g/g$ ) qui correspond au rapport de l'accélération du sol qui provoque la rupture ( $a_g$ ) sur l'accélération gravitationnelle ( $g$ ).

Deux classes de ruptures étaient considérées : rupture hors du plan et la rupture en plan. Sept mécanismes de ruptures sont associés à ces classes. Les résultats ont permis de développer des relations entre la capacité en cisaillement ( $a_g/g$ ) et les degrés de dommages selon l'échelle macrosismique européenne 98 (EMS-98). La corrélation entre l'accélération au sol et l'intensité sismique MM a permis ensuite de générer des fonctions de vulnérabilité pour ce cas particulier qui ont été comparées favorablement à celles obtenues par l'observation des dommages causés par le séisme historique de Lisbonne en 1755 [41].

Une autre méthode analytique est celle développée par Calvi et utilisée pour évaluer les dommages potentiels pour la ville de Catania en Italie [31]. Cette approche utilise des états limites de déplacement associés à des critères définis d'initiation des dommages. Le modèle est très simple et n'utilise qu'un nombre limité de données : l'année de construction, le nombre d'étages et le matériau de construction (béton armé et maçonnerie). Les résultats de l'étude ont démontré que cette méthode analytique donne une évaluation des dommages équivalente à celle obtenue par la méthode de l'indice de vulnérabilité couramment utilisée en Italie, la GNDT propose une approche analytique semblable pour les bâtiments en béton armé de la ville de Bâle en Suisse ([34], [41]).

L'utilisation de modèles simples telles que les approches analytiques [36], les macro-éléments [32] ou des modèles avec masses concentrées offre la possibilité d'analyser plusieurs types de structures et de considérer plusieurs niveaux de séisme. Plus les paramètres considérés sont nombreux, plus les résultats offrent la possibilité d'en faire un traitement statistique. Par contre, en augmentant le nombre de paramètres d'entrées on augmente aussi les incertitudes qui y sont associées. Certains auteurs se sont penchés sur le traitement statistique des résultats obtenus par l'analyse de modèles simples ou sur le traitement des incertitudes des données et des résultats [41].

L'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments historiques ou monuments est considérée par Augusti et Ciampoli comme une problématique différente des autres bâtiments [5]. Il propose une évaluation comparative pour des monuments semblables en utilisant les macro-

éléments. Cette approche analytique subdivise le bâtiment, ici une église, en éléments principaux tels que la façade, les parois, la coupole, la nef, etc.. Les modes de rupture propres à chaque macroélément, en plan, hors du plan, etc. servent à évaluer leurs probabilités de rupture qui permettent subséquemment d'établir la probabilité de rupture de l'ensemble du bâtiment par une approche cinématique d'analyse limite ([6], [7]). L'approche cinématique d'analyse limite suppose que la rupture sera définie par des critères de rupture dynamique et non statique.

Cette approche, peu convenable pour l'analyse des bâtiments complexes tels que les palais ou les couvents, permet une interprétation qualitative très efficace pour les églises dont l'architecture est relativement simple. Cette décomposition facilite l'utilisation de méthodes analytiques pour l'étude de la vulnérabilité, surtout en absence de statistiques fiables et documentées sur les dommages enregistrés pour une région. Le comportement des murs en maçonnerie étant connu, la prévision des dommages est possible par l'étude des mécanismes hors-plan et dans le plan des murs. La distribution de ces dommages à une même famille de bâtiments avec l'établissement de courbes de fragilité ou de courbes de capacité est également envisageable (méthode mécanique).

## **II.5 PROCEDURE PAR SYSTEME DE PONDRATION (SCORE ASSIGNMENT)**

Les méthodes d'évaluation par système de pondération ou de calcul de l'indice de vulnérabilité ont pour objectif principal une évaluation rapide des structures aux fins de classement ou d'évaluation de leur vulnérabilité. Des données nombreuses permettent d'avoir une approche statistique à l'interprétation des résultats [41].

L'attribution de coefficients de pondération est faite sur la base de paramètres typologiques représentatifs de la région étudiée. Un indice de vulnérabilité est établi à partir d'une fiche de critères structuraux et non structuraux relevés à l'inspection de la structure. L'établissement des critères et des cotes structurales est fait à partir de jugement d'experts, donc est fortement lié aux particularités locales.

Le principe de base de cette approche est l'attribution d'un coefficient de pondération aux différents critères structuraux selon leur classe de vulnérabilité. L'observation de déficiences vient modifier le coefficient de pondération de base jusqu'à l'obtention d'une cote finale se voulant le reflet de la vulnérabilité sismique du bâtiment par rapport à d'autres bâtiments du même type. Les cotes ou coefficients de pondération attribués aux critères structuraux et aux déficiences sont généralement calibrés par des experts.

Le grand avantage des méthodes par systèmes d'attribution de coefficients de pondération est qu'il s'agit d'une méthode simple de la mesure de la vulnérabilité, mais sa valeur est essentiellement statistique. On doit également vérifier que des coefficients de pondération égaux représentent réellement le même niveau de vulnérabilité indépendamment de la typologie des bâtiments et de leurs caractéristiques mécaniques, de même que des coefficients de pondération différents doivent refléter l'écart réel de vulnérabilité [41].

Les méthodes utilisées par un pays ou un autre se différencient généralement par le type de structures considérées, les éléments modifiant la performance, l'inclusion ou non des éléments non-structuraux et de la valeur économique des bâtiments. Parmi les pays possédant une méthodologie établie on retrouve entre autres les États-Unis, le Canada, la Suisse et l'Italie.

### **II.5.1 Expérience canadienne**

Au Canada, la méthode d'attribution de coefficients de pondération est décrite dans le Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique [35]. Basée sur le rapport ATC-21 -Applied Technology Council- (1988) des États-Unis, elle est adaptée à la sismicité et aux méthodes de construction du Canada. Des cotes sont attribuées à différents éléments du bâtiment après une inspection sur place, intérieure ou extérieure, ou suite à l'examen des dessins. Les bâtiments visés sont ceux couverts par la partie IV du Code National du bâtiment à l'exclusion des petits bâtiments résidentiels. Les coefficients de pondération considèrent la sismicité (A), l'état du sol (B), la cote structurale de base selon l'année de construction avec comme référence l'année 1990 (C), les irrégularités du bâtiment (D), l'importance du bâtiment (E) et les dangers reliés aux éléments non structuraux (F). Les cotes finales sont l'indice structural, IS, l'indice non structural, INS, et l'indice de priorité sismique, IPS, ce dernier étant la somme des deux indices précédents.

Bien qu'aucune probabilité ne soit rattachée aux indices, l'indice structural IS (équivalent au produit  $(A*B*C*D*E)$ ) donne une évaluation relative du risque sismique. Il est le produit de l'aléa sismique régional et local, défini par les cotes A et B, de la vulnérabilité du bâti définie par le produit des cotes C et D, et de la valeur du bâtiment en terme social (occupation et fonction), définie par la cote E. La valeur économique du bâtiment n'est pas prise en compte.

L'indice non structural INS est le produit des cotes représentant l'état du sol B, l'importance du bâtiment E et les dangers reliés aux éléments non structuraux F.

L'indice de priorité sismique IPS reflète l'écart du bâtiment par rapport aux exigences sismiques du CNB 1990. Un IPS supérieur à 30 indique qu'une analyse détaillée est requise.

### **II.5.2 Expérience Américaine**

Suite au rapport ATC-21 le Federal Emergency Management Agency (FEMA) proposait en 1988 une procédure rapide d'évaluation sismique pour identifier les systèmes de résistance latérale primaires et les déficiences sismiques des bâtiments. Cette procédure est décrite dans les documents FEMA-154 et FEMA-155 dont la plus récente révision a été produite en 2002([41], [14];[15];[20]; [21]).

Suite à une évaluation visuelle rapide d'un bâtiment, on lui attribue une cote structurale de base (BSH : Basic Structural Hazard) selon sa typologie parmi 15 types de bâtiments définis au tableau A.II.4 et selon la sismicité de la région définie par l'accélération maximale au sol (PGA) (Voir tableau A.II.5). Cette cote varie de 1,6 pour les ossatures en béton armé avec des murs de remplissage en maçonnerie en zone de haute sismicité à 7,4 pour les structures en bois de charpente dans les zones de faible sismicité.

Tableau A-II- 4 : Classification typologique et cotes structurales de base du FEMA-154 - 2002 [41]

Type de structure	Description	Cote initiale BSH		
		Sismicité		
		Faible	Moyenne	Élevée
<b>Structure de bois</b>	W1 Charpente de bois	7,4	5,2	4,4
	W2 Charpente de bois	6,0	4,8	3,8
<b>Ossature en acier</b>	S1 résistant au moment	4.6	3,6	2.8
	S2 contreventée en acier	4.8	3,6	3.0
	S3 légère en acier	4.6	3,8	3.2
	S4 avec murs de cisaillement en béton	4.8	3,6	2.8
	S5 avec murs de remplissage en maçonnerie	5.0	3.6	2.0
<b>Béton</b>	C1 Ossature en béton résistant aux moments	4.4	3.0	2.5
	C2 Murs de béton travaillant en cisaillement	4.8	3.6	2.8
	C3 Ossature avec murs de remplissage en maçonnerie	4.8	3.2	1.6
	PC1 Murs en béton préfabriqués	4.4	3.2	2.6
	PC2 Ossature en béton préfabriquée	4.6	3.2	2.4
<b>Maçonnerie</b>	RM1 M. porteuse armée diaphragmes flexibles	4.8	3.6	2.8
	RM2 M. porteuse armée diaphragmes rigides	4.6	3.4	2.8
	URM Maçonnerie non armée	4.6	3.4	1.8

Tableau A-II - 5 : Sismicité définie dans le FEMA-154- 2002[41]

sismicité	PGA (T=0.2s)	PGA (T=1s)	MMI*
Faible	< 0.167g	< 0.067g	VI
moyenne	0.167 à 0.5g	0.067 à 0.2g	VII, VIII
élevée	=0.5g	=0.2g	IX

Dans la première édition du FEMA-154 en 1988 (ou ATC-21), la cote structurale de base (BSH) était développée à partir des matrices de dommages probables définies dans le rapport ATC-13 (ATC, 1985) pour 12 types de bâtiments. Dans ce rapport, les probabilités de dommages étaient établies à partir du jugement d'experts pour différentes intensités sismiques de l'échelle de Mercalli modifiée (MM). Dans la deuxième édition du FEMA - 154 [20] on intègre les nouvelles connaissances sur l'aléa sismique et sur la performance des bâtiments. La cote BSH est maintenant établie à partir des courbes de fragilité obtenues par le logiciel HAZUS[41], qui caractérise l'aléa sismique en termes d'accélération spectrale maximale. Dans le FEMA-154- 2002, la cote BSH correspond à la probabilité d'effondrement d'un type de bâtiment pour le séisme maximum probable. La cote structurale de base est ensuite modifiée par l'ajout ou la soustraction de facteurs de modification de la performance SM établis selon les déficiences observées pour les différentes classes de bâtiment. La cote finale S est la mesure de la probabilité d'effondrement du bâtiment étudié. Les caractéristiques structurales considérées par les facteurs de modification SM sont les suivantes :

- ✓ Hauteur du bâtiment : moyenne ou élevée
- ✓ Irrégularités : horizontales ou verticales
- ✓ Année de conception et de construction : pré-code et post-année de référence
- ✓ Types de sol (six)

La cote finale **S** varie théoriquement entre 0 et 9,8 et on recommande de procéder à une analyse détaillée pour tout bâtiment ayant obtenu une cote inférieure à 2.

Dans cette approche, la cote structurale de base BSH dépend de la zone d'aléa sismique et de la vulnérabilité reliée à la tenue au séisme du bâti (typologie et déficiences structurales). Il s'agit donc d'une cote donnant la classification du risque sismique associé au bâtiment sans considération de la valeur des pertes économiques ou humaines. Seule une note est indiquée sur le formulaire concernant le nombre de personnes occupant le bâtiment et la classe de fonctions de ce dernier.

### **II.5.3 L'Echelle Macrosismique Européenne EMS-98**

Les échelles macrosismiques sont des fonctions de vulnérabilité basées sur l'observation de la vulnérabilité lors de séismes passés et sur le jugement d'experts. L'objectif principal de ces échelles est de mesurer la gravité d'une secousse sismique en fonction des effets observés dans une zone limitée mais elles peuvent également être utilisées pour des études de vulnérabilité [41].

L'Échelle Macrosismique Européenne (EMS) est définie à l'origine pour caractériser l'intensité d'un séisme, elle contient 12 intensités (Voir tableau 1.1 en Annexe 1), évaluées à partir des dommages observés sur les bâtiments et l'effet des secousses sur les gens et l'environnement. Créée en 1992 sous la recommandation de la XXIIIe Assemblée générale de la Commission sismologique européenne et révisée en 1998, elle se distingue des échelles existantes, comme l'échelle MSK qui lui a servi de point de départ, par l'utilisation des classes de vulnérabilité des structures [41]. L'échelle EMS-98 associe 15 types de structures, aux classes de vulnérabilité A à F, A étant la plus vulnérable. Le type de structure est défini par la qualité du matériau et du système de contreventement qui ont un effet sur la réponse sismique du bâtiment. L'attribution de la classe la plus probable est généralement faite à partir d'opinion d'experts. Cette classification est donnée à la figure A-II-1.

Type de structure		Classe de vulnérabilité					
		A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○					
	Brique crue (adobe)	○	—				
	Pierre brute	○	—	.....			
	Pierre massive		○	—	.....		
	Non renforcée, avec des éléments préfabriques		○	—	.....		
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé		○	—	.....		
	Renforcée ou chaînée			○	—	.....	
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)		○	—	.....		
	Ossature avec un niveau moyen de CPS			○	—	.....	
	Ossature avec un bon niveau de CPS				○	—	.....
	Murs sans CPS		○	—	.....		
	Murs avec un niveau moyen de CPS			○	—	.....	
	Murs avec un bon niveau de CPS				○	—	.....
ACIER	Structures en charpente métallique			○	—	.....	
BOIS	Structures en bois de charpente			○	—	.....	

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable; ..... Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

Figure A-II- 1 : Classes de vulnérabilité de l'EMS 98

Les statistiques autour des dommages enregistrés sur les structures montrent, en effet, que le niveau de dommage est contrôlé par les caractéristiques du système résistant (type d'éléments verticaux et horizontaux).

Afin de définir l'intensité sismique correspondant à une secousse, l'échelle EMS98 utilise les dommages observés sur les différentes classes de vulnérabilité de structures. Cinq degrés de dommages sont considérés et peuvent se résumer ainsi :

- **Degré 1** : Dommages négligeables à légers (pas de dommages structuraux et de légers dommages non structuraux)
- **Degré 2** : Dommages modérés (légers dommages structuraux et dommages non structuraux modérés)
- **Degré 3** : Dommages importants à lourds (dommages structuraux modérés et lourds dommages non structuraux)
- **Degré 4** : Très lourds dommages (lourds dommages structuraux et très lourds dommages non structuraux).
- **Degré 5** : Destruction (très lourds dommages structuraux).

Le tableau 2.1 (Voir Annexe 2) donne la définition de ces cinq degrés de dommages pour les bâtiments en béton armé avec une description qualitative de la nature des dommages observables.

L'EMS-98 propose une corrélation entre l'intensité sismique et l'endommagement des bâtiments. Elle utilise pour ce faire des indicateurs du type « un peu », « beaucoup » et « la plupart ». Par exemple, l'intensité EMS VII se décrit ainsi :

a) **La plupart** des personnes sont effrayées et essaient de se précipiter dehors. De **nombreuses** personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout, en particulier aux étages supérieurs.

b) Les meubles sont déplacés et les meubles dont le centre de gravité est élevé peuvent se renversés, les piscines débordent.

c) **De nombreux** bâtiments de la classe de vulnérabilité **A** subissent des dégâts de degré **3**, **quelques-uns** de degré **4**. De **nombreux** bâtiments de la classe de vulnérabilité **B** subissent des dégâts de degré **2**, **quelques-uns** de degré **3**. **Quelques** bâtiments de la classe de vulnérabilité **C** subissent des dégâts de degré **2**. **Quelques** bâtiments de la classe de vulnérabilité **D** subissent des dégâts de degré **1**.

La description des dégâts à une certaine intensité mentionne généralement le degré de dégât le plus élevé auquel on peut s'attendre. Dans un cas idéalisé, on peut considérer que la distribution des dégâts entre les différents degrés pour des bâtiments de même vulnérabilité, soumis à la même intensité, est une distribution normale autour de la moyenne des dégâts du degré. La figure A-II-2 illustre les courbes de dégâts qu'on obtiendrait pour une classe de vulnérabilité donnée.

On remarque qu'à une intensité sismique supérieure (courbe **c**) et à une intensité sismique inférieure (courbe **a**), la distribution normale devient respectivement, monotone croissante et monotone décroissante étant donné que les degrés de dommages des extrémités représentent des situations limites. Les cercles sur ces courbes sont les descriptions des dégâts aux différentes intensités de l'échelle EMS-98.

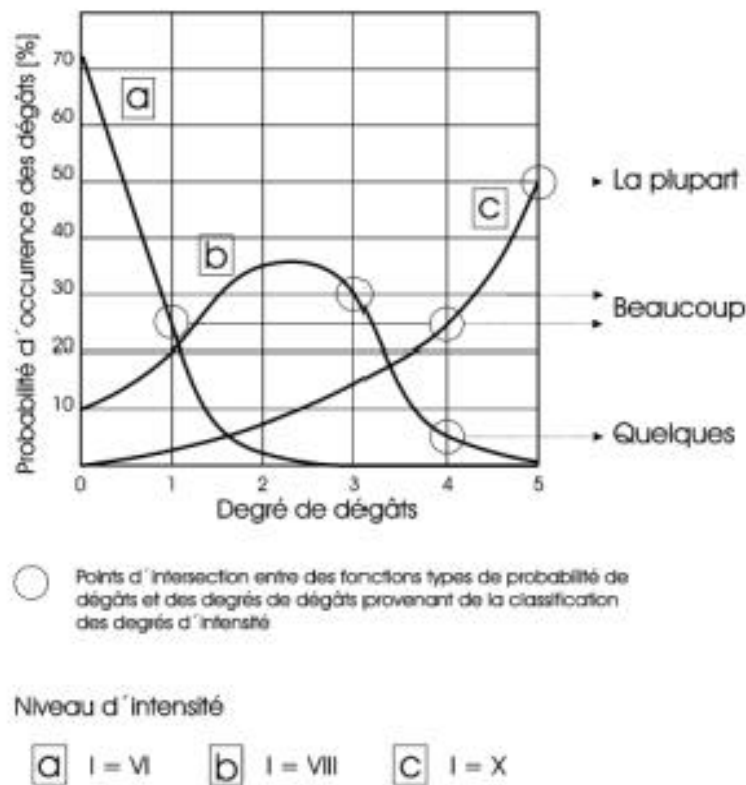


Figure A-II- 2 : Courbes de dégâts typiques pour une classe de vulnérabilité (EMS-98) [41]

Ces courbes de dégâts peuvent être définies pour chaque classe de vulnérabilité, ainsi que pour des constructions différentes à celles décrites dans l'EMS-98, et éventuellement servir à des études d'estimation des dégâts potentiels.

#### II.5.4 Expérience Italienne « La Méthode GNDT, Italie »

En Italie, l'utilisation d'une technique d'évaluation pour assigner des indices de vulnérabilité a été proposée pour la première fois par Benedetti et Petrini en 1984[41]. Cette technique a été développée par la suite par le Groupe National de Défense contre les Tremblements de terre (GNDT) du Conseil National de Recherche de l'Italie (CNR). La méthode GNDT, maintenant largement utilisée, a permis de répertorier des milliers de bâtiments à travers l'Italie [5]. Elle comporte généralement deux niveaux d'évaluation avec un formulaire informatif et un formulaire détaillé pour les bâtiments en maçonnerie et en béton armé. Ces niveaux d'évaluation traduisaient la qualité et la quantité d'informations disponibles à partir du diagnostic visuel effectué par les enquêteurs.

Le formulaire de niveau I consistait à rechercher des informations générales facilement repérables sur la structure. Ils traitent de la localisation de la structure, de son usage et de son état de conservation, la hauteur de chaque étage, ainsi que la hauteur totale de la structure, et la nature des systèmes porteurs verticaux et des planchers.

Le formulaire détaillé, ou de niveau II, permet de considérer les différents modes de rupture probables et des détails de construction pour les bâtiments en maçonnerie et les bâtiments en béton armé.

### II.5.4.1 Bâtiments en maçonnerie

La caractérisation de la vulnérabilité des structures en maçonnerie a été définie sur les dommages observés essentiellement dans deux villes italiennes (Venezia et Barea) après le séisme destructeur d'Irpinia. Le nombre de constructions en maçonnerie ayant subi des dommages fut suffisamment important pour pouvoir établir des relations entre les caractéristiques structurales et le taux d'endommagement.

L'**indice de vulnérabilité** des bâtiments en maçonnerie est calculé avec le formulaire de niveau II, en combinant des informations descriptives (typologiques et qualitatives) et des informations quantitatives pour **11 paramètres** intervenant dans la résistance d'une structure. Ces paramètres sont décrits au tableau A.II-6.

*Tableau A-II-6 : Liste des paramètres du formulaire de niveau II du GNDT (Maçonnerie)*

Paramètres	Description
1	Type et organisation du système porteur
2	Qualité du système porteur
3	Résistance conventionnelle sous chargement horizontal
4	Implantation et fondations
5	Caractéristiques des planchers (diaphragme)
6	Configuration en plan
7	Configuration en élévation
8	Distance entre murs (Maçonneries)
9	Caractéristiques des Toitures
10	Éléments non structuraux
11	État de conservation

Des évaluateurs entraînés assignent à chaque paramètre une classe de vulnérabilité parmi une possibilité de 4 (« A » très sûre « B » sûre « C » dangereuse et « D » très dangereuse). Ces classes de vulnérabilité sont croissantes contrairement à celles de l'EMS-98 qui sont décroissantes et au nombre de 6.

Pour chaque paramètre et chaque classe correspond une cote  $S_i$  dont la contribution est pondérée par un facteur  $W_i$ . L'indice de vulnérabilité représentant la qualité sismique du bâtiment est obtenu en faisant la sommation des cotes  $S_i$  pondérées, tel que montré par l'expression proposée par la version initiale de la méthode de Benedetti ([41], [10];[11]) :

$$V = \sum_{i=1}^n S_i * w_i$$

Où :

**S<sub>i</sub>** = la cote du paramètre « i » selon le type de classification du paramètre , parmi « A » très sûre « B » sûre « C » dangereuse et « D » très dangereuse

**W<sub>i</sub>** = poids relatif du paramètre « i » parmi les N paramètre gouvernant la tenue sismique de l'ouvrage.

La mesure du niveau d'endommagement de la structure est indirecte quand on utilise cette méthode, elle se fait par l'intermédiaire de fonctions de vulnérabilité qui relient l'indice de vulnérabilité V avec le niveau d'endommagement D dû à un séisme d'intensité donnée. Après le calcul de l'indice de vulnérabilité V ces fonctions sont utilisées pour définir la vulnérabilité quantitative sous la forme d'un indice d'endommagement D.

#### II.5.4.2 Bâtiment en béton armé

Comme pour les bâtiments en maçonnerie, deux niveaux de relevés ont été établis pour l'estimation de la vulnérabilité des bâtiments en béton armé. Le premier niveau est similaire à celui de la maçonnerie si ce n'est la définition de la nature des éléments porteurs verticaux et horizontaux, des étages et de la toiture. Cette différence se traduit dans la définition des classes de vulnérabilité du paramètre 1 (type et organisation de système porteur). Mise à part cette différence, les autres informations recherchées dans l'analyse de niveau I sont identiques à la maçonnerie.

Le niveau II était à l'origine similaire à celui des bâtiments en maçonnerie. Les seules différences portent sur les paramètres 8 et 9 du tableau A-II-6: Tandis que pour les constructions en maçonnerie la distance entre murs et le type de toiture intervenaient dans le calcul de l'indice de vulnérabilité, ils étaient remplacés par le paramètre **éléments fragiles** et **éléments critiques** vis-à-vis de la ductilité. Cependant, face à la difficulté de calibrer des courbes de *dommages* –*vulnérabilité* similaires à celle de la maçonnerie, essentiellement due au manque de données post-sismique sur l'endommagement des structures en béton armé, le niveau II original a subi des modifications [27].

La nouvelle version prend en compte différents types d'informations concernant la géométrie du bâtiment, la géométrie et la position des éléments résistants, le type de matériaux et l'état d'entretien. Ces paramètres se distinguent suivant qu'ils sont qualitatifs ou quantitatifs. On s'aperçoit que pour une bonne évaluation, cette méthode nécessite une auscultation visuelle plus exhaustive de chaque bâtiment, rendant la méthode d'évaluation à grande échelle plus coûteuse. Cependant, et parce qu'il y avait un manque de données sur les dommages subis par les structures en béton armé, cette nouvelle version du niveau II a été testée sur 400 bâtiments publics localisés dans la région Emilia Romagna de l'Italie .les courbes d'endommagement ont ensuite été évaluées en appliquant à chaque structure un modèle statique simplifié non linéaire [27]. Les deux points limites des courbes d'endommagement (PGA pour l'apparition des premiers dommages et la ruine de la structure) ont été évalués à l'aide d'analyses Push-Over, chaque structure étant représentée par un système masse concentrés à n degrés de liberté. Le manque de données de dommages

concernant les constructions en béton armé a donc nécessité l'emploi de modèles analytiques pour caler les courbes de vulnérabilité affectée à chaque type de construction.

La vulnérabilité des bâtiments en béton armé repose donc, comme pour la maçonnerie, sur la recherche de points structuraux particuliers, présentés dans le tableau A-II-7.

**Tableau A-II-7 : Liste des paramètres du formulaire de niveau II du GNDT (béton armé)**

<b>Paramètres</b>	<b>Description</b>
1	Type et organisation du système porteur
2	Qualité du système porteur
3	Résistance conventionnelle sous chargement horizontal
4	Implantation et fondations
5	Caractéristiques des planchers (diaphragme)
6	Configuration en plan
7	Configuration en élévation
8	Connections et éléments critiques
9	Éléments fragiles (poteaux courts)
10	Éléments non structuraux
11	État de conservation
12	Qualité des matériaux

Comme pour les bâtiments en maçonnerie, une classe de vulnérabilité entre A et D représentée par une cote  $S_i$ , est attribuée à chaque paramètre, ainsi qu'une pondération  $W_i$ . La vulnérabilité totale de la structure  $V$  est obtenue par la somme pondérée de chaque cote  $S_i$ .

Les données récoltées avec cette approche sont incorporées dans une base de données nationale. Plusieurs auteurs ont incorporé des modifications à la méthode afin de calculer différents indices de vulnérabilité.

## **II.6 ANALYSES DETAILLEES**

Les analyses détaillées font partie des méthodes d'évaluation les plus complexes et sont par conséquent mieux adaptées pour l'évaluation d'un bâtiment unique. Les différentes méthodes d'analyse détaillées peuvent être classées parmi les procédures linéaires (statique et dynamique) et les procédures non linéaires (statique et dynamique).

### II.6.1 Analyse statique linéaire

Le bâtiment est modélisé comme un système équivalent à un degré de liberté avec une rigidité élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalent. La charge sismique est modélisée par une force latérale équivalente visant à reproduire le même niveau de contraintes et de déformations que le séisme représenté. De façon générale, pour l'ensemble des codes de conception la force latérale équivalente, s'exerçant à la base de l'ouvrage est obtenue par le produit de la masse, par l'accélération spectrale, déterminée empiriquement ou par la méthode de Rayleigh's à partir de l'évaluation de la période du mode fondamental de vibration du bâtiment. Cette force est ensuite distribuée sur la hauteur de l'édifice et les efforts et déplacements résultant sont obtenus par une analyse statique linéaire. Cette procédure est valable pour les bâtiments réguliers et dont la période fondamentale de vibration est prédominante [41].

### II.6.2 Analyse dynamique linéaire

L'analyse dynamique linéaire ou l'analyse du spectre de réponse est utilisée pour les structures irrégulières. Elle utilise tous les modes contribuant de manière importante à la réponse structurale totale. La structure est modélisée par un système à plusieurs degrés de libertés avec une matrice de rigidité linéaire élastique et une matrice d'amortissement visqueux équivalent. On peut ainsi calculer les réponses modales maximales. Ces contributions sont combinées statistiquement de façon à obtenir une réponse structurale approximative. Le séisme est généralement modélisé par une analyse spectrale modale ou par une analyse pas à pas (*time-history*) laquelle nécessite l'utilisation d'enregistrements de séismes. Dans les deux cas, les forces et les déplacements sont obtenus par une analyse linéaire élastique [41].

### II.6.3 Analyse statique non linéaire

Dans la procédure d'analyse statique non linéaire, la non-linéarité de la relation force déplacement des composantes individuelles de la structure est incorporée au modèle. Cette non-linéarité est due à la réponse inélastique du matériau. Plusieurs méthodes existent et certaines sont décrites dans le FEMA-273. La non-linéarité de la relation force-déplacement du bâtiment est représentée par une courbe de capacité, c'est-à-dire une courbe donnant la variation du cisaillement à la base en fonction du déplacement maximum. Cette courbe est obtenue en soumettant progressivement la structure à des forces latérales ou des déplacements dont l'intensité augmente jusqu'à l'effondrement, et qui sont distribués le long de la structure selon le mode de vibration fondamental. L'avantage d'une telle méthode est qu'elle considère l'inélasticité des matériaux et donne une meilleure approximation des efforts et déformations attendus durant un séisme. Par contre, seul le mode fondamental de vibration est considéré, rendant cette méthode moins appropriée pour les bâtiments irréguliers [41].

### II.6.4 Analyse dynamique non linéaire

Cette méthode est semblable à la méthode statique non linéaire car elle considère la réponse inélastique des matériaux, et le séisme est modélisé par une analyse pas à pas. Il s'agit de la méthode la plus sophistiquée et qui est mieux adaptée aux applications de recherche pour décrire la réponse détaillée d'une structure. La réponse calculée est très sensible aux caractéristiques du séisme utilisé et il est préférable d'utiliser plusieurs enregistrements de séismes [35].

# PARTIE -B- METHODOLOGIE POUR L'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES BÂTIMENTS EN BETON ARME AVEC PORTIQUES AUTOSTABLES

---

## ***ETUDE DE CAS : LA WILAYA DE BOUMERDES***

---

Nous nous sommes fixées dans cette deuxième partie d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables en nous basant sur « La méthode de l'indice de vulnérabilité ». Ceci passe par le développement des fonctions de vulnérabilité pour ces bâtiments. Afin d'effectuer ce travail, nous allons étudier les dommages recensés après le séisme du 21 mai 2003 dans la wilaya de Boumerdes sur les bâtiments contreventés par portiques autostables en béton armé.

Avant de procéder à la définition de la méthode que nous allons proposer, nous présentons en premier lieu les caractéristiques du séisme du 21 mai 2003 et ces effets sur les constructions, ce qui nous permet de prendre connaissance des dommages causés par cette catastrophe naturelle, et nous permet également de prendre conscience des zones sensibles vis-à-vis du séisme et donc d'identifier les paramètres structuraux et non structuraux ayant une influence sur la réponse sismique de la structure. Ceci sera la première étape de notre démarche qui sera l'établissement d'une méthodologie pour le développement des fonctions de vulnérabilité sismique.

Par la suite, nous allons présenter notre méthodologie pour le développement des fonctions de vulnérabilité sismique en s'inspirant des méthodes d'évaluation globales permettant d'apprécier l'état du bâti à grande échelle, similaire à celle utilisées par le GNDT Italien que nous venons de présenter dans le chapitre précédent. Cette méthode est basée sur l'approche de (Benedetti et Petrini 1984, GNDT 1994).

Les fonctions de vulnérabilité sismique des bâtiments expriment le taux de dommage que pourrait subir les bâtiments en cas d'un séisme d'une intensité donnée et nous permet également d'identifier les bâtiments les plus vulnérables qui pourraient bénéficier d'un renforcement.

Nous présenterons en fin les différentes méthodes de réparation et de renforcement des bâtiments endommagés utilisées en Algérie.

---

*CHAPITRE I*  
*LE SEISME DU 21 MAI 2003*

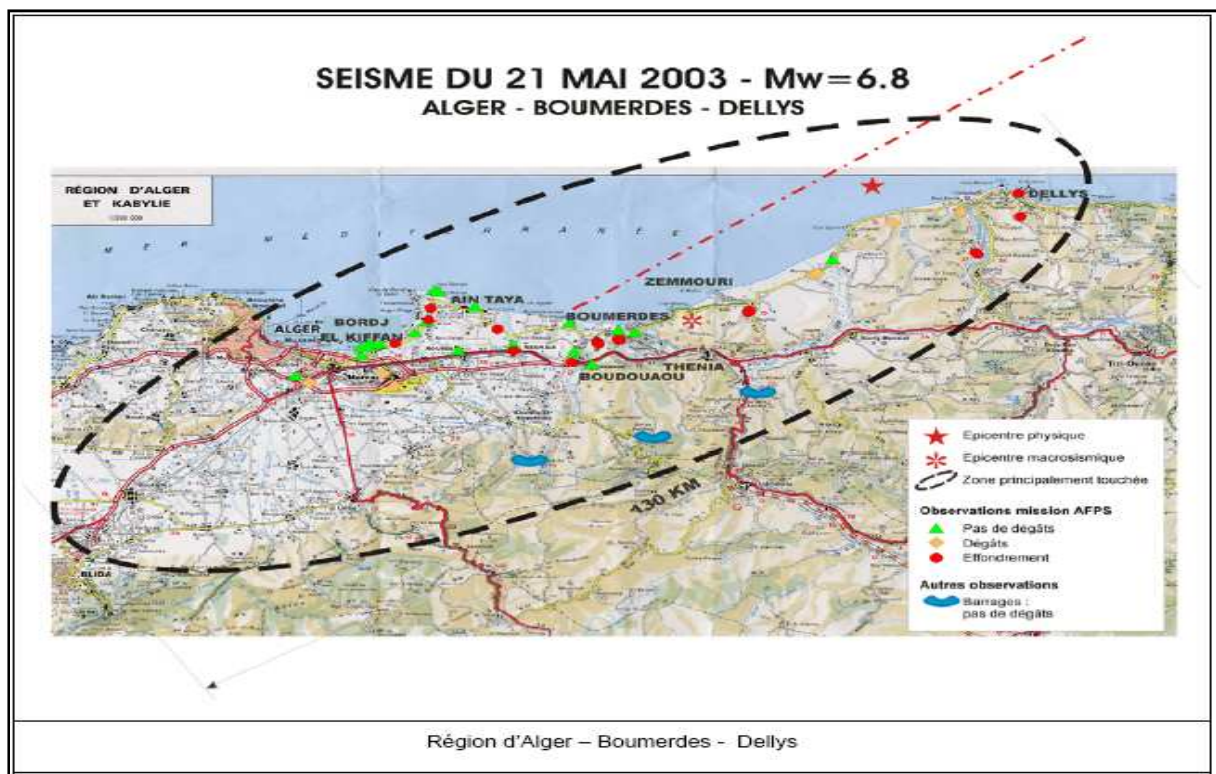
---

## CHAPITRE I

### LE SEISME DU 21 MAI 2003

#### I.1 INTRODUCTION

Le 21 Mai 2003 à 19h 44mn (heure locale), un fort séisme de magnitude  $M_w = 6.8$  sur l'échelle de Richter a frappé les régions de Boumerdès et d'Alger, dans une zone allant principalement de Blida à Dellys, de dimension approximative de 150 km x 80 km (Voir figure B-I-1) [2]. Son épïcentre physique a été situé en mer, en face des villes de Zemmouri et Boumerdès (Coordonnées épïcentrales : 39°91 N, 3°58 E) [8]. C'est un séisme superficiel, dont le foyer se situe à environ 10 km de profondeur.



*Figure B-I-1 : Localisation du séisme principale du 21 MAI 2003[2]*

La zone touchée se caractérise par une population dense, qui a été fortement traumatisée par la secousse principale et les répliques dont la composante verticale était importante. Dans cette partie du territoire national, sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays, cette position privilégiée fait de cette région une zone urbanisée, très peuplée et vulnérable aux catastrophes naturelles [2].

#### I.2 CONTEXTE GEODYNAMIQUE

L'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. Le séisme du 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée nord-ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne. D'après le modèle global « Nuvel 1 » (Argus *et al.*1991) [2], la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger (Figure B-I-2). L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la

chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur (Figure B-I-3).

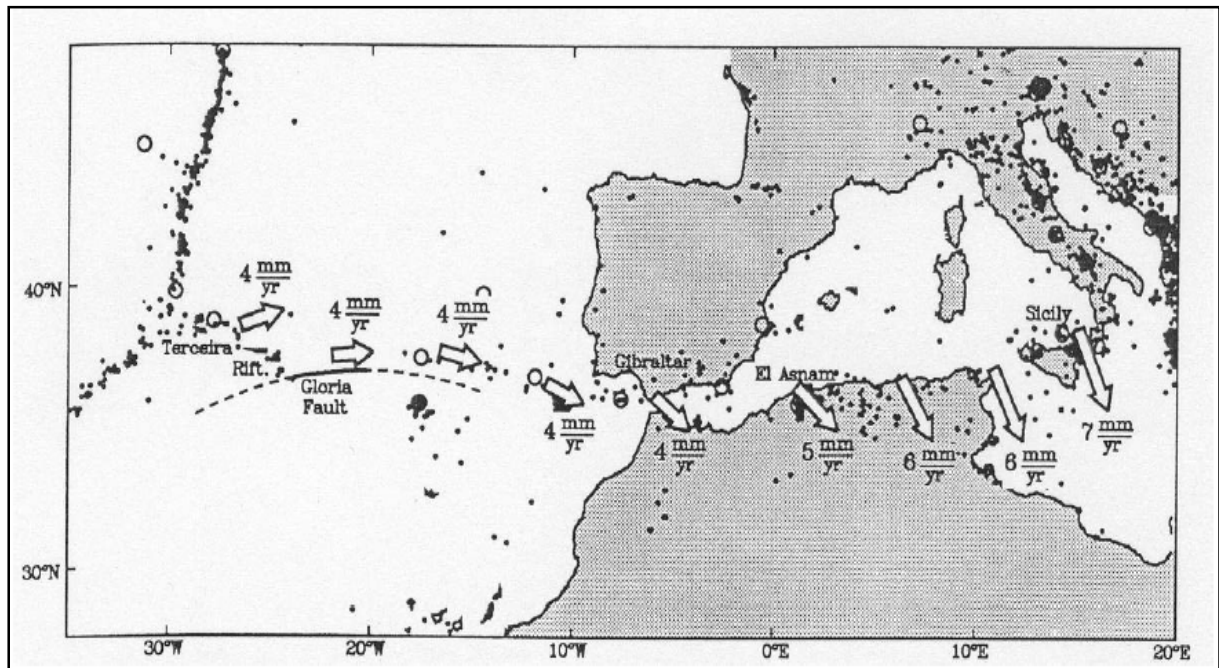


Figure B-I-2 : Contexte géodynamique de la marge Nord Africaine. Modèle Nuvel 1 [2]

Les cartes sismo-tectoniques disponibles pour l'Algérie du Nord font état de deux types de failles. D'une part des failles décrochantes dont la faille de Thénia (Figure B-I-3) et d'autre part des failles en compression avec des prolongements marins probables. Ainsi les failles bordant la Mitidja et le Sahel se continueraient en mer au large de la côte entre Boumerdès et Dellys [2].

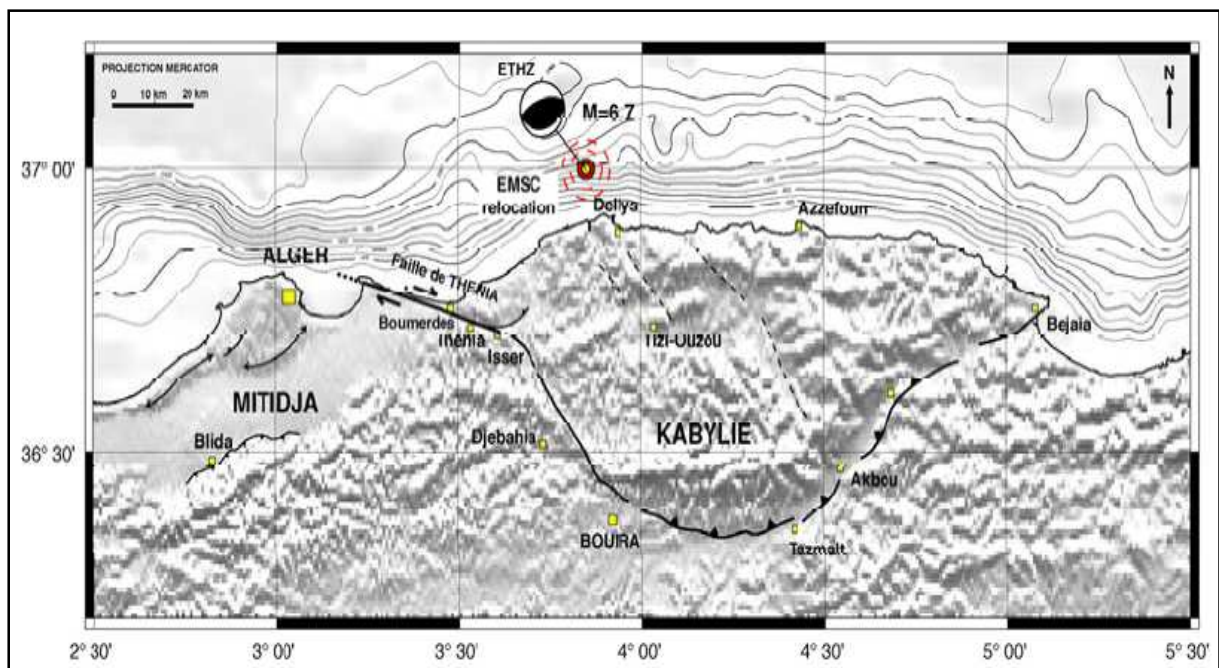


Figure B-I-3 : Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003[2]

### I.3 BILAN DES VICTIMES ET DOMMAGES

Le bilan officiel, des victimes (au 17 juin 2003) a fait état de 2277 morts et environ 11450 de personnes blessés [2]. Pour les dommages, à la date du 28 juin, environ 190 000 unités d'habitation (dont à peu près 160 000 logements) ont été expertisées sur l'ensemble des wilayates touchées, et principalement celle d'Alger et de Boumerdès. Pour cette évaluation, les spécialistes ont recours à l'utilisation des degrés de dommages semblables à ceux définis dans les EMS 98 (European Macroseismic Scale), à savoir :

Degrés 1 et 2 : représentent les bâtiments sans dommage ou très peu (couleur verte)

Degrés 3 et 4 : représentent les bâtiments endommagés (couleur orange)

Degré 5 : représente les bâtiments considérablement endommagés (couleur rouge)

La répartition des dommages s'établit selon le tableau suivant (chiffres officiels donnés par le CGS, le 28 juin) ; ces chiffres correspondent aux évaluations du CTC, (organisme officiel de contrôle des constructions) [2] :

**Tableau B-I-1 : Répartition des dommages dû au séisme du 21mai 2003  
(CGS, 28juin2003) [2]**

Degrés d'Endommagement (~EMS 98)	Nombre de logements endommagés			Pourcentage
	Alger	Boumerdès	Total	
Degrés 1 et 2	40147	33195	73342	# 50 %
Degrés 3 et 4	42452	16731	59183	# 40 %
Degré 5	7497	6475	13972	# 10 %
Total	90096	56401	146497	# 100 %

### I.4 EFFETS DU SEISMES SUR LES CONSTRUCTIONS

#### I.4.1 Caractéristiques du patrimoine bâti

Le patrimoine bâti de la zone touchée par le séisme du 21mai 2003, se caractérise par les types de constructions suivants [8]:

- Constructions individuelles (a un niveau ou deux niveau) en maçonnerie ancienne de blocs de terre ou de pierres liées à la chaux ou en terre ou , plus récentes , en maçonnerie de parpaings ou de briques de terre cuite chaîné ou non chaîné.
- Anciennes constructions coloniales construites avant les années 1930, pouvant atteindre jusqu'à six niveaux. Elles sont constituées en maçonnerie porteuses massives de pierres, en général non chaînées, avec des planchers en voutains de briques et poutrelles métalliques. Leur toiture est en terrasse accessible ou en charpente en bois, avec tuiles

- plates ou creuses. Ces constructions se rencontrent principalement au centre des agglomérations et constituent en générale les vieux tissus urbains.
- le patrimoine bâti construit entre les années trente et les années soixante, relativement moderne avec l'introduction du béton armé dans des ossatures en poteaux poutres et des planchers en dalles de béton ou en poutrelles et hourdis. Ces constructions sont réalisées selon la technique dites traditionnelles.
- les constructions modernes récentes, réalisées dès le début des années soixante à nos jours, avec l'utilisation de nouvelles techniques notamment les coffrages outils (tables et banches ou tunnel), les différentes préfabrifications (lourdes et légères, totales ou partielles, intégrées ou ouvertes).

Le développement des connaissances dans le domaine de la construction a permis également la diversification des matériaux (béton armé, béton précontraint, charpente métallique) et des structures porteuses (portiques, voiles porteurs systèmes mixtes). Une part importante de ces constructions récentes a été conçue, réalisée et suivie par des professionnels, avec un contrôle pour la normalisation des risques mené par des organismes de contrôle technique de la construction.

#### **I.4.2 Comportement des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables avec remplissage en maçonnerie**

Un portique est un ensemble de poteaux et de poutres liés rigidement, capable de reprendre les forces verticales et les forces sismiques horizontales en mobilisant la rigidité et la résistance en flexion des éléments assemblés. Les nœuds doivent demeurer rigides et conserver leur intégrité quel que soit le niveau des sollicitations qui leur sont appliquées. Le comportement ductile du portique est assuré par le développement de rotules plastiques aux extrémités des poteaux et des poutres, capable de dissiper de l'énergie par des déformations importantes. Ce comportement ductile ne sera possible que si un certain nombre de dispositions constructives réglementaires en terme de coffrage, de ferrailage et de qualité des matériaux et de leur mise en œuvre ont été strictement respectées et que la déformation du portique ne soit pas empêchée par la présence de remplissage ou de parties de structures non prises en compte dans les calculs qui peuvent modifier la réponse de la structure[25].

Lors du tremblement de terre du 21 mai 2003, une grande partie des bâtiments effondrés ou sévèrement endommagés dans la wilaya de Boumerdès étaient les bâtiments conçus avec le système constructif constitué de portiques autostables en béton armé, nous essayons dans ce qui suit de présenter les principales causes techniques des dommages observés sur le terrain ([2], [8], [30]).

##### **I.4.2.1 La conception générale (architecturale et structurale):**

La conception architecturale parasismique constitue un élément fondamental dans la protection sismique des constructions, ce qui nécessite une collaboration étroite entre l'architecte et l'ingénieur, elle doit être aussi simple, régulière que possible, avec un contreventement présentant des redondances permettant d'assurer la stabilité.

Certains points ont été notés pour cet aspect ou il a été constaté des défaillances de conceptions architecturale et structurale qui ont conduit à un comportement inadéquat causant l'effondrement.

- ***Insuffisance ou absence des contreventements :***

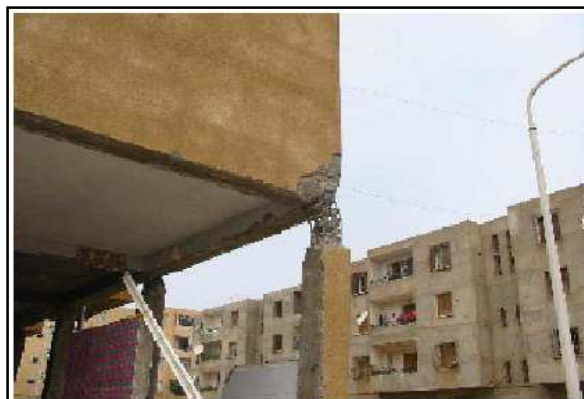
- a) L'insuffisance ou l'absence du contreventement dans le sens longitudinal à cause « des poutres noyées » ou des chaînages entraîne des effondrements ou des basculements irréparables.
- b) Affectation des RDC à un usage commercial ou à des parkings et donc ne possédaient pas de contreventement (Photo B-I-1). La rupture se produit généralement dans la zone critique des poteaux de section insuffisante ou à cause du non-respect des dispositions constructives.



***Photo B-I-1: Effondrement dû à l'absence du contreventement [2]***

- ***La conception et le ferrailage des nœuds***

La conception des nœuds dans les portiques autostables doit assurer, en cas de séisme majeur la sécurité des poteaux pour éviter les mécanismes de ruine et ce, en favorisant la formation des rotules plastiques au niveau des poutres et non des poteaux. La photo B-I-2 montre la section des poteaux étant équivalents à celle des poutres, la plastification des nœuds se produit en tête ou en pied de poteau.



***Photo B-I-2 : Mécanisme de ruine dû à la formation de rotule plastique dans les poteaux [2]***

Le ferrailage des nœuds constitue le point faible des structures poteaux- poutres auto-stables en zone sismique. La photo B-I-3 montre que la destruction de l'extrémité du poteau du fait de l'absence d'armatures transversales et de la présence de la talonnette. L'assemblage poteau –poutre ainsi conçu et réalisé privilégie la formation prématurée de rotules plastiques dans les poteaux développant ainsi des mécanismes de ruine fragiles qui entraînent inévitablement l'effondrement total ou partiel du bâtiment dès les premières secousses d'un séisme violent.



*Photo B-I-3: Destruction de l'extrémité du poteau à cause de l'absence d'armatures transversales et présence de talonnette [30]*

- **Irrégularité des structures:** La mauvaise conception architecturale entraîne souvent des irrégularités des structures en plan et /ou en élévation. La photo B-I-4 montre l'irrégularité en élévation (terrasse lourde, excentrée, pouvant entraîner la ruine du bâtiment).



*Photo B-I-4 : Construction présentant une irrégularité en élévation [30]*

### I.4.2.2 Les Poteaux Courts

La fragilité des poteaux courts lors d'un séisme a été mise en évidence depuis le séisme d'El Asnam de 1980, les efforts horizontaux développent des efforts tranchants considérables que la section des poteaux ne peut supporter. Ces poteaux courts sont formés au niveau des ouvertures, des cages d'escalier à palier intermédiaire et des vides sanitaire.

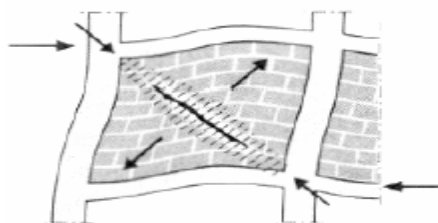


**Photo B-I-5: Destruction des poteaux à cause du fonctionnement en poteaux courts [30]**

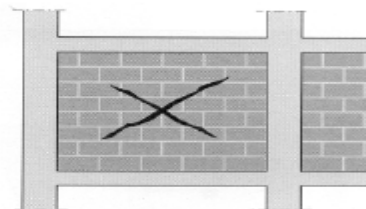
### I.4.2.3 Les maçonneries

Les panneaux de remplissage en maçonnerie développent, suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé. Les conséquences de la présence de panneaux de remplissage dans un bâtiment comportant des portiques en béton armé peuvent se résumer sous deux aspects [30]:

- Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme. Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder et on retrouve la classique fissuration en X (Figure B-I-4).



Sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue



Après séisme, si le portique (poteaux et poutres) a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques, le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X

**Figure B-I-4 : Interaction maçonnerie-structure dans le plan du portique [30]**

- Formation concomitante des bielles de compression dans la façade et dans le pignon situés de part et d'autre de l'angle du bâtiment qui a pour conséquence un délestage plus important du poteau (Photo B-I-6). La simplification consistant à supposer que l'action sismique s'exerce seulement dans une direction horizontale, puis dans la direction perpendiculaire n'est pas acceptable, surtout pour la vérification à l'effort tranchant des poteaux situés à l'intersection de deux panneaux rectangulaires. Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables :
  - ✓ parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale.
  - ✓ parce qu'ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.



*Photo B-I-6: Détail de destruction d'un poteau d'angle [30]*

L'effondrement des portiques autostables avec remplissage en maçonnerie sont dus essentiellement à des erreurs de surestimation de leur possibilité de ductilité qui est très limitée, par la modification de son comportement d'une structure résistant au moment ayant une très bonne adaptation plastique à une structure rigidifiée par l'interaction avec la maçonnerie conduisant aux cisaillement induit par les bielles comprimées provoquant des ruptures fragiles aux niveaux des éléments structuraux.

#### **I.4.2.4 Les joints sismiques**

Le règlement parasismique préconise une largeur minimale des joints de 4cm libres de tout matériau ou corps étranger. Le plus souvent, les joints sont obturés ou bourrés de corps solides qui empêchent le mouvement relatif des bâtiments contigus.

La photo B-I-7 montre un défaut de conception. Le changement de rigidité est trop brutal, il faudrait séparer ces blocs par un joint parasismique adapté aux déplacements possibles.



*Photo B-I-7 : Défaut de conception, changement brutal de rigidité, nécessité d'un joint parasismique [2]*

#### **I.4.2.5 La nature du sol**

Les phénomènes induits par le séisme comme les glissements de terrain ou la liquéfaction n'ont eu que peu d'effets sur les constructions, car ces phénomènes se sont produits en général dans des zones qui ne comportent pas de constructions. Cependant, l'effet direct des vibrations dues au séisme sur les constructions peuvent être à l'origine de l'affaiblissement de certains terrains meuble ou peu consistants, propices aux amplifications des ondes sismiques en provoquant la destruction et la ruine des ouvrages.

Les constructions privées de logements individuels sont dans la majorité des cas implantées dans des zones parfois dangereuses. De plus, la nécessité de l'étude de sol et de la connaissance de la capacité portante du sol sont totalement ignorées par la plupart des auto constructeurs ( Photo B-I-8).



*Photo B-I-8: Construction individuelle [8]*

#### **I.4.2.6 Qualité des matériaux**

La mauvaise qualité des matériaux de construction constitue l'une des causes les plus récurrentes des désordres enregistrés. Les essais de contrôle des bétons ne sont pas systématique, surtout dans le secteur de l'auto construction, et les résistances des bétons, lorsqu'elles sont connues, sont souvent inférieure au minimum requis. La mauvaise qualité des aciers a également provoqué des destructions, surtout des immeubles en béton armé construit avant 1960. A cette époque, l'utilisation des aciers lisses était permise ; au cours du séisme ils ont glissé hors du béton, à cause de leur adhérence quasiment nulle.

#### **I.4.2.7 Qualité de l'exécution**

La qualité de l'exécution des ouvrages est primordiale pour la stabilité et le bon comportement sous l'action sismique ; en effet, une mauvaise réalisation peut remettre en cause une bonne conception et un grand nombre d'hypothèses de calculs ; la stabilité et la résistance de la structure deviennent ainsi aléatoires. Il serait vain d'effectuer des calculs très poussés de résistance de la structure au séisme si l'on ne s'assure pas de la bonne réalisation sur chantier. Ainsi, il a été constaté certaines anomalies dues à une mauvaise qualité de l'exécution en particulier, le non respect des dispositions constructives et, notamment, le bétonnage mal effectué, les nœuds mal ferrailés, les joints bouchés, etc.

#### **I.4.2.8 Vétusté**

Le vieillissement des constructions nécessite un entretien régulier pour remédier à toute pathologie constatée, notamment les effets de l'eau, les éclatements de l'enduit ou du béton dus aux chocs, la mise à nu des armatures et leur oxydation excessive. L'absence d'entretien augmente la vulnérabilité des constructions

---

*CHAPITRE II*  
*METHODOLOGIE POUR LE*  
*DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE*  
*VULNERABILITE SISMIQUE*

---

## **CHAPITRE II**

### **METHODOLOGIE POUR LE DEVELOPPEMENT DES FONCTIONS DE VULNERABILITE SISMIQUE**

#### **II.1 INTRODUCTION**

Une proportion très importante du parc immobilier de la wilaya de Boumerdès est constituée de constructions en béton armé. Celles-ci prennent, de plus en plus, la place des constructions en maçonnerie. Les expertises effectuées sur ces constructions, suite au séisme du 21 mai 2003, ont montré une grande disparité du comportement de ce type de bâti vis-à-vis de l'action sismique. De ce fait, l'étude de la vulnérabilité sismique de ces constructions s'avère nécessaire et constitue, donc, une étape fondamentale pour la réduction des pertes dues aux séismes dans cette région.

Dans le cadre de notre travail de recherche, nous allons proposer une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions en béton armé avec portique autostable, qui sera définie sur les dommages observés essentiellement dans la wilaya de Boumerdes après le séisme du 21 mai 2003. Ceci passe par la classification et le développement des fonctions de vulnérabilité de ces constructions.

Les fonctions de vulnérabilité sismique fournissent des évaluations pour les dommages d'une famille de structures en cas d'un séisme d'une intensité donnée. Dans cette recherche nous tenterons de développer les fonctions de vulnérabilité sismique en nous basant sur la «**Méthode de l'indice de vulnérabilité**». La méthode de l'indice de vulnérabilité consiste à définir des paramètres structuraux et non structuraux ayant une influence sur la réponse sismique de la structure. Une fois ces paramètres définis, on leur affecte un coefficient pour tenir compte de leur prépondérance les uns par rapport aux autres. L'indice de vulnérabilité est obtenu comme une somme pondérée de paramètres qui interviennent dans la résistance d'une structure.

Les fonctions de vulnérabilité sont développées à partir de l'analyse du comportement de la structure représentées par les niveaux de dommages par rapport aux différents paramètres de vulnérabilité (structuraux et non structuraux), et représentent donc la corrélation entre les niveaux de dommages et la vulnérabilité, nous présentons dans ce qui suit notre méthodologie pour le développement de ces fonctions.

#### **II.2 CLASSIFICATION DES BATIMENTS**

La classification des bâtiments sera divisée en trois étapes faisant intervenir différents critères de vulnérabilités. La première concernera la typologie (type structural et le type de matériau de construction) des bâtiments, il faut différencier les bâtiments construits en béton armé des bâtiments construits en charpente métallique ou bien de ceux construits en maçonnerie. Ces différents matériaux ne réagissent pas de façon identique face au séisme, en effet ils confèrent aux bâtiments une souplesse plus ou moins importante, une rigidité différente, une masse par plancher différente ce qui fait réagir les bâtiments de façon très distincte suivant les matériaux utilisés.

La seconde prendra en compte le niveau de dommage global afin de bien noter les bâtiments à étudier.

La troisième étape sera plus technique et prendra en compte différents critères structuraux et non structuraux. Il s'agit de critères qu'on doit définir par la suite et seront considérés comme des critères intervenant sur la solidité et la résistance de la structure vis-à-vis des tremblements de terre.

### **II.2.1 Classification des bâtiments selon le type de structure**

Pour cette étude nous avons pris en considération un échantillon de 9999 bâtiments des différentes communes de la wilaya de Boumerdes répartis comme suit :

- 5424 bâtiments contreventés par portiques en béton armé, soit 54%
- 144 bâtiments contreventés par voiles en béton armé soit 1.44 %
- 141 bâtiments contreventés par portique et voile en béton armé soit 1.41%
- 4290 bâtiments contreventés par mur porteurs en maçonnerie soit 43%

### **II.2.2 Classification des bâtiments selon le degré de dommage**

Les dommages subits par les bâtiments ont été évalués par les différentes équipes d'experts du Centre de Génie Parasismique (CGS) et celles du Contrôle Technique de la Construction (CTC), dépêchées sur les lieux le lendemain du séisme. Les dommages par bâtiment ont été reportés sur des fiches d'évaluation des dommages. Chacune des fiches regroupe une soixantaine d'informations (Voir spécimen en Annexe 3) et comporte principalement : des renseignements d'ordre général (Identification, usage, nombre de niveau etc.), problèmes de sol et fondations, une évaluation des dommages subis par les éléments structurels et non structurels ainsi qu'une évaluation globale du niveau de dommage et les recommandations de mesures d'urgence à prendre le cas échéant. Pour l'évaluation du niveau de dommage des éléments de la construction et de la construction toute entière, une classification à 5 niveaux en trois groupes a été utilisée.

- Les bâtiments sans dommage où très peu sont représentés par un degré d'appréciation égale à **1** ou **2** et sont représentés par la couleur **verte**.
- Les bâtiments endommagés et nécessitant des investigations supplémentaires sont représentés par un degré d'appréciation égale à **3** ou **4** et sont représentés par la couleur **orange**
- Les bâtiments considérablement endommagés sont représentés par un degré d'appréciation égale à **5** et sont représenté par la couleur **rouge**.

Notre étude étant axée sur l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments en béton armé avec portiques autostables, notre échantillon d'étude sera représenté par 5424 bâtiments, la classification selon le degré de dommage nous donne :

- 3699 bâtiments sont classés sans dommage ou très faiblement endommagés, ils pourront assurer la continuité de leurs fonctions après de simple réparation, ils sont représentés par la couleur verte.

- 1554 bâtiments ont subi des dommages plus ou moins importants et qui nécessitent une expertise plus approfondie ils sont représentés par la couleur orange.
- 171 bâtiments ont subi des dommages considérables et sont classés à démolir ils sont représentés par la couleur rouge.

D'après l'analyse statistique des fiches d'évaluation de dommage, un échantillon de 1725 bâtiments endommagés (orange+rouge) sera considéré pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments.

### **II.2.3 Classification des bâtiments selon les critères de vulnérabilité**

Nous avons sélectionné dans cette méthode, neuf critères de vulnérabilité, les plus importants observés d'après les fiches d'évaluation de dommage des bâtiments dégradés par le séisme. Il s'agit de :

*Tableau : B-II-1 : Liste des Critères de vulnérabilité*

<b>Paramètre</b>	<b>Description</b>
1	Age de la construction (Ag)
2	Condition de sol (CS).
3	Fondation et infrastructure (FI)
4	Eléments de contreventement (CV).
5	Diaphragme horizontal (DH).
6	Configuration en élévation (CE).
7	Configuration en plan (CP).
8	Redondance des files (RF).
9	Eléments non structuraux (ENS).

Le classement selon les neuf critères de vulnérabilité, obtenu après recensement des 1725 bâtiments a donné le résultat suivant :

- 90 bâtiments dont la vétusté des matériaux est très importante.
- 106 bâtiments ont subis un basculement dû à la mauvaise condition du sol.
- 88 bâtiments dont le système de fondation à subis un déséquilibre.
- 576 bâtiments dont la qualité du système de contreventement est mauvaise.

- 151 bâtiments dont le diaphragme horizontal est endommagés.
- 219 bâtiments irréguliers en élévation.
- 265 bâtiments ne présentant pas de symétrie en plan.
- 240 bâtiments dont la redondance des files n'est pas satisfait.
- 464 bâtiments dont les éléments secondaires sont endommagés.

### **II.3 IMPORTANCE DES DOMMAGES ET COEFFICIENTS DE PONDERATION**

Les résultats de la première étape sont reportés dans le tableau B-II-2.

*Tableau B-II-2: Coefficients de pondération de chaque critère de vulnérabilité ajustés à partir des dommages observés*

<b>Critères pathologiques</b>	<b>Dommage en %</b>	<b>Coefficient de pondération</b>	<b>Coefficient de pondération normalisé</b>
<b>Age (Ag)</b>	5.22	0.05	0.16
<b>Condition du sol (CS)</b>	6.14	0.06	0.18
<b>Fondation et infrastructure (FI)</b>	5.10	0.05	0.15
<b>Élément de contreventement (CV)</b>	33.39	0.33	1.00
<b>Diaphragme horizontal (DH)</b>	8.75	0.09	0.26
<b>Configuration en élévation(CE)</b>	12.70	0.13	0.38
<b>Configuration en plan (CP)</b>	15.36	0.15	0.46
<b>Redondance des files (RF)</b>	13.91	0.14	0.42
<b>Éléments non structuraux (ENS)</b>	26.90	0.27	0.81

Les résultats du tableau B-II-2 représentent le pourcentage des bâtiments endommagés par rapport aux critères de vulnérabilité, les coefficients de pondération représentant l'importance de chacun (les critères de vulnérabilité) dans le comportement global et le coefficient de pondération normalisé obtenu en divisant la valeur du coefficient de pondération obtenue par la valeur maximale (cas le plus défavorable, égale à 33.39 %).

#### II.4 EVALUATION DU DEGRE DE DOMMAGES PAR BATIMENT :

La méthode d'expertise, des structures endommagées par les séismes, adoptée en Algérie depuis le séisme du 10 Octobre 1980 permet de quantifier le taux de dommage de chaque structure en attribuant à chaque élément structurel ou non structurel une valeur et une couleur, telle que représentée dans le tableau B.II-3 .

Le dommage total de la structure est égal à la somme des dommages de tous les éléments structuraux et non structuraux. L'importance des dommages est exprimée en pourcentage.

*Tableau B-II-3: Echelle d'évaluation du degré de dommage.*

<b>Dommages</b>	<b>Aucun</b>	<b>Léger</b>	<b>Modéré</b>	<b>Important</b>	<b>Destruction totale</b>
Valeurs	1	2	3	4	5
Couleurs	Vert	Vert	Orange	Orange	Rouge
Pourcentage	0%	25%	50%	75%	100%

D'après le tableau B.II-3, le taux d'endommagement pour chaque structure est compris entre 0% et 100%. Le degré de dommage maximal sera égal à 45. Il est obtenu lorsque tous les critères de vulnérabilité atteignent la valeur maximale de 5. Le degré de dommage est normalisé en divisant la valeur obtenue par la valeur maximale de D=45, donc le dommage sera compris entre 0 et 1.

$$0 < D < 1$$

#### II.5 CALCUL DE L'INDICE DE VULNERABILITE

L'indice de vulnérabilité sera calculé à partir des neuf critères de vulnérabilité (Voir tableau B-II-1) identifiés a priori comme participant à la vulnérabilité globale d'un bâtiment. Ces critères sont obtenus à partir du diagnostic visuel des éléments structuraux et non structuraux composant le bâtiment. L'indice de vulnérabilité **V** pour chaque bâtiment est égal à la somme des produits de tous les degrés d'appréciation des critères de vulnérabilité par leur coefficient de pondération [9].

L'expression de l'indice de vulnérabilité de chaque bâtiment (**V**) s'écrit donc comme suit :

$$V = 1.00 CV + 0.82ENS + 0.46CP + 0.42RF + 0.38CE + 0.26DH + 0.18CS + 0.15FI + 0.16A$$

Les résultats numériques des indices de vulnérabilité **V** et les degrés de dommage **D** avec l'intervalle des valeurs probables [ $D + \sigma$  ;  $D - \sigma$ ] calculés pour chaque bâtiment d'après l'analyse des 1725 fiches d'évaluation concernant les bâtiments endommagés lors du séisme du 21 mai 2003 dans différentes communes de la wilaya de Boumerdes sont reportés dans le tableau 4.1 (Voir Annexe 4)

## II.6 FONCTION DE VULNERABILITE

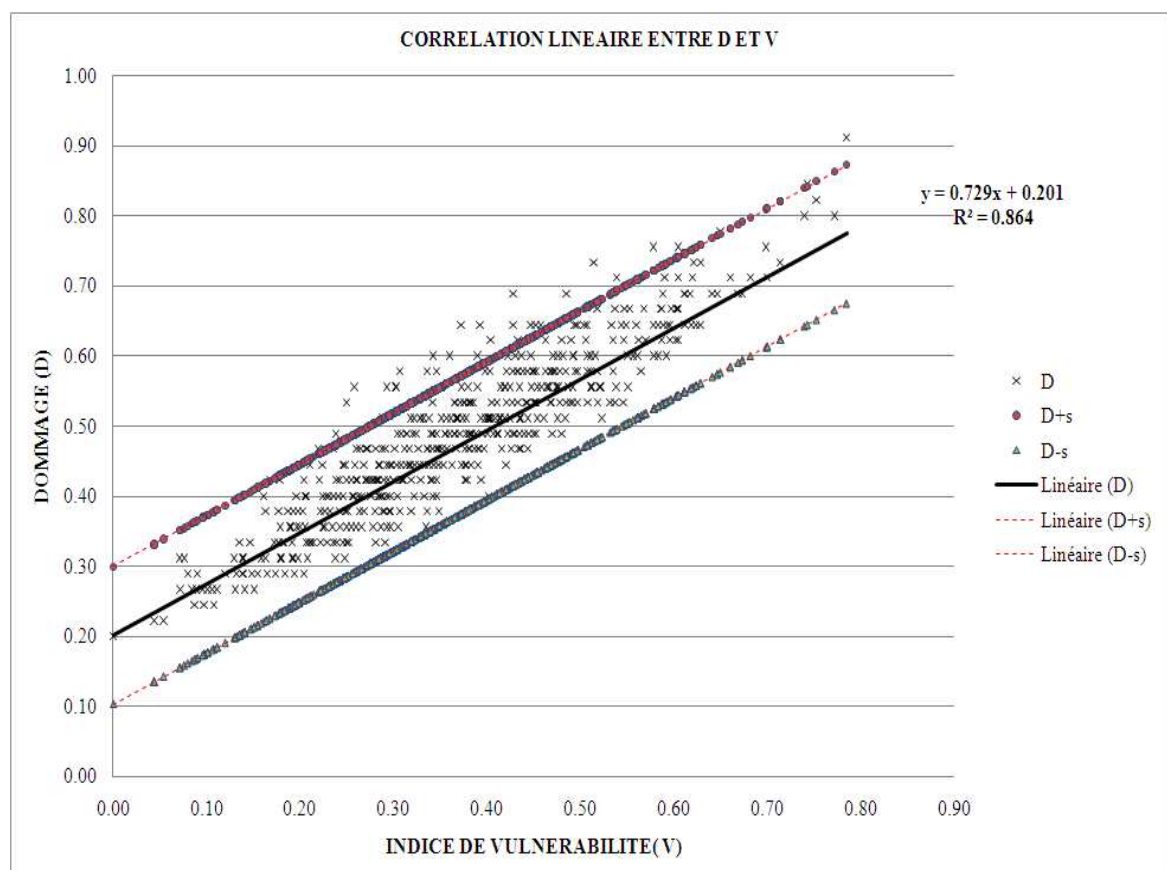
Après le calcul des indices de vulnérabilité  $V$  et les degrés de dommages  $D$ , la quantification de la vulnérabilité sismique des bâtiments étudiés ou la mesure du niveau d'endommagement se fait par le développement des fonctions de vulnérabilité qui relient l'indice de vulnérabilité  $V$  et le degré de dommage  $D$ . Les corrélations entre dommages et vulnérabilité ( $D, V$ ) sont testées par les relations suivantes :

- ✓ Fonction linéaire :  $D=aV+b$
- ✓ Fonction quadratique :  $D=aV^2+bV+c$
- ✓ Fonction cubique :  $D= aV^3+bV^2+cV+d$

L'analyse des paires ( $D, V$ ) a permis de déterminer les coefficients de régression par la méthode des moindres carrés pour chaque type de fonction, les résultats obtenus sont :

- ✓ La fonction linéaire :

$$D= 0.729V + 0.201 \text{ avec un coefficient de corrélation } R^2 = 0.864$$

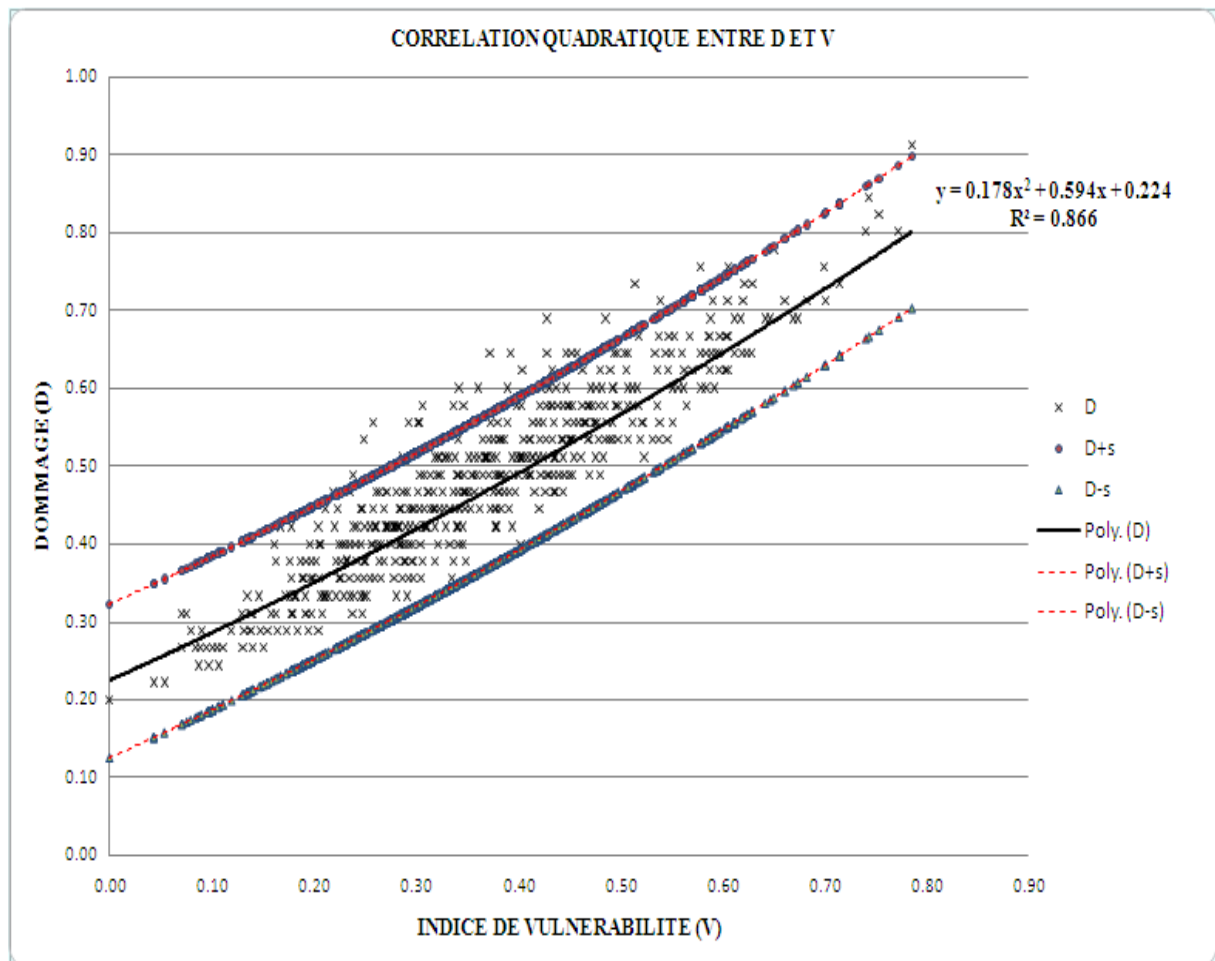


**Graphie B- II-1 : Corrélation linéaire entre  $D$  et  $V$ ,  $D=aV+b$**

Le graphique B-II-1 montre l'appréciation des dommages par rapport à l'indice de vulnérabilité avec l'intervalle de valeurs probables  $[D+\sigma ; D-\sigma]$  pour la fonction linéaire.

✓ La fonction quadratique :

$$D=0.178V^2+0.594V+0.224 \quad \text{avec un coefficient de corrélation} \quad R^2 = 0.866$$

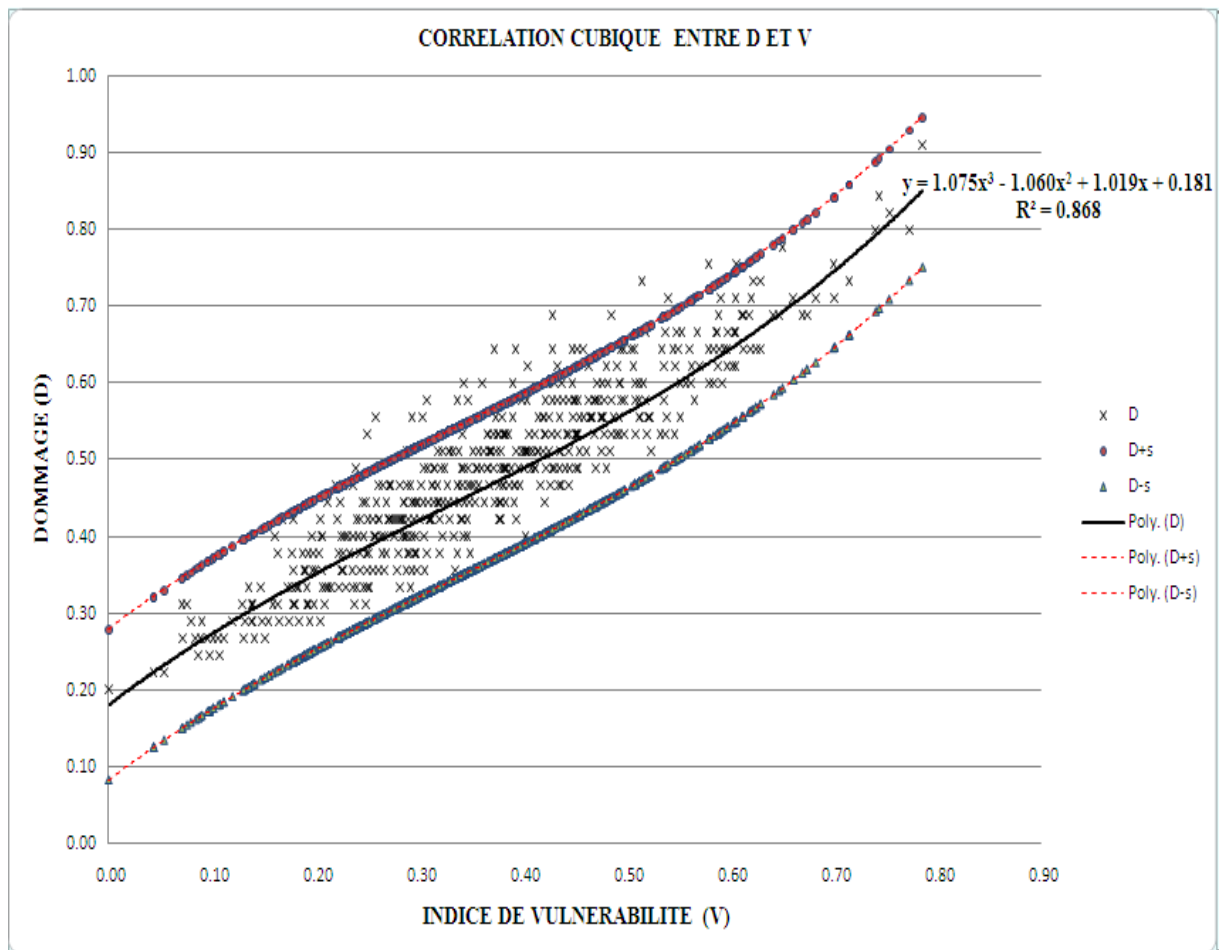


Graph B- II-2 : Corrélation quadratique entre D et V,  $D= aV^2+bV+c$

Le graphe B-II-2 montre l'appréciation des dommages par rapport à l'indice de vulnérabilité avec l'intervalle de valeurs probables  $[D+\sigma ; D-\sigma]$  pour la fonction quadratique.

✓ La fonction cubique :

$$D = 1.075V^3 - 1.060V^2 + 1.019V + 0.181 \quad \text{avec un coefficient de corrélation} \quad R^2 = 0.868$$



Graph B-II-3 : Corrélation cubique entre D et V,  $D = aV^3 + bV^2 + cV + d$

Le graphe B-II-3 : montre l'appréciation des dommages par rapport à l'indice de vulnérabilité avec l'intervalle de valeurs probables  $[D + \sigma ; D - \sigma]$  pour la fonction cubique.

Les corrélations entre le degré de dommage et l'indice de vulnérabilité sont représentés donc par trois courbes : la courbe linéaire, la courbe quadratique et la courbe cubique, les trois graphes obtenus donnent une bonne corrélation des deux variables D et V représentées par les coefficients de corrélations suivants :  $R_1^2 = 0.864$ ,  $R_2^2 = 0.866$ ,  $R_3^2 = 0.868$  correspondant respectivement aux trois fonctions linéaire, quadratique et cubique. Le coefficient de corrélation étant l'expression du degré de dépendance entre deux variables linéaires.

Nous avons retenu dans cette étude la relation de type cubique représentée par le graphe B-II-3 :

$$D = 1.075V^3 - 1.060V^2 + 1.019V + 0.181 \text{ avec } R_3^2 = 0.868$$

Cette fonction tracée est évidemment croissante, elle illustre l'évolution du degré d'endommagement en fonction de l'indice de vulnérabilité. L'indice de vulnérabilité, comme il a été défini précédemment, résulte de plusieurs indicateurs structuraux et non structuraux considérés comme contrôlant le comportement du bâtiment vis-à-vis du séisme ; nous pouvons donc constater que la structure d'un bâtiment est d'autant plus vulnérable que son indice de vulnérabilité est important.

## **II.7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS**

Dans ce chapitre nous avons étudié la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables, en utilisant un échantillon de 1725 bâtiments endommagés lors du séisme du 21 mai 2003 dans différentes communes de la wilaya de Boumerdes. Cette étude nous a permis de développer les courbes de vulnérabilité pour ces bâtiments en se basant sur la méthode de l'indice de vulnérabilité.

Les résultats de cette étude montrent que le mauvais comportement de ce type de bâtiments lors du séisme est peut être dû à un seul facteur ou, à la combinaison de plusieurs facteurs défavorables qui concernent essentiellement les points suivants :

- ✓ L'insuffisance ou absence du contreventement (formation de rotules plastiques aux extrémités des poteaux pour diverses raisons, rupture par cisaillement des nœuds poteaux – poutres, présence d'étages souples .....)
- ✓ Endommagement des éléments non structuraux (usage de porte à faux importants, usage de beaucoup d'éléments décoration sur les façades .....)
- ✓ Irrégularité en plan ou en élévation (Ces configurations irrégulières entraînent des phénomènes de torsion et de concentration de contraintes insupportables)
- ✓ Redondance des files (le nombre de files de portiques de contreventement dans chacune des directions principales est insuffisant)

Cette étude a permis donc de mieux connaître la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé contreventé par portiques autostables de la région de Boumerdes, elle nous a permis de déterminer les critères pathologiques de ce type de bâti. Ces critères pathologiques représentent vraiment les défaillances des bâtiments étudiés et qu'il faudrait prendre en

considération lors de la réhabilitation en proposant les techniques et les matériaux de renforcement adéquats pour une meilleure résistance à l'action sismique.

Les résultats obtenus représentent uniquement l'échantillon pris en considération dans notre étude qui concernent principalement la région de Boumerdès et pour une intensité de 6.8 sur l'échelle de Richter. Nous ne pouvons pas donc généraliser ces résultats pour tous les bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables, nous devons vérifier la corrélation entre les dommages et l'indice de vulnérabilité pour plusieurs intensités sismiques et en utilisant un assez large échantillon de constructions. Mais néanmoins, cette méthodologie étudiée dans ce travail de recherche nous a permis de connaître l'état des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables de la wilaya de Boumerdès.

La connaissance de l'état du bâti permet de procéder à la gestion du risque sismique dans cette ville en préparant les différents plans de prévention ainsi que de préparer les moyens de protection des bâtiments présentant le plus de risque tels que : la réparation ou le renforcement.

Nous suggérons l'utilisation de cette méthodologie pour d'autres typologie de bâtiments (bâtiments avec voiles en béton armé ou mixte) et dans d'autres zones urbaines sujettes aux séismes afin d'obtenir une première sélection et de connaître les zones les plus sensibles et de définir ainsi les priorités à prendre en compte pour la protection de ceux-ci ainsi que de la population lors de futures séismes.

---

*CHAPITRE III*  
*METHODES DE REPARATION ET DE*  
*RENFORCEMENT*

---

## **CHAPITRE III METHODES DE REPARATION ET DE RENFORCEMENT**

### **III.1 INTRODUCTION**

L'évaluation de la vulnérabilité sismique peut nous conduire à effectuer une «mise à niveau» des bâtiments existants, pour limiter les effets du séisme. Deux situations peuvent donc se présenter : réparation ou renforcement. Ces deux termes reviennent très souvent et parfois on constate une confusion dans leur utilisation, donc pour mieux mettre les choses en évidence, il est judicieux de définir ces deux termes.

- Réparation :

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu. La baisse du niveau de service peut résulter de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des propriétés des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de la répétition des charges) voire abusive (utilisation au-delà des charges prévues), les accidents et sinistres (chocs, incendie, séismes etc. ...) [23].

- Renforcement:

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier ( augmentation de ductilité, de la résistance etc...) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs(le séisme par exemple) [23]:.

### **III.2 METHODES DE REPARATION DES OUVRAGES EN BETON ARME**

Pour prendre de bonnes décisions en matière de réparation d'ouvrage en béton, il faut tenir compte de plusieurs facteurs. La première étape du processus consiste à déterminer les causes de la détérioration, afin que la surface réparée ne se détériore pas de la même manière. La deuxième étape consiste à choisir une technique de réparation compatible avec les propriétés physiques et chimiques du béton à réparer.

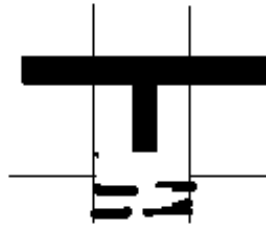
#### **III.2.1 Types et causes des désordres**

Les désordres causés par un séisme sont nombreux et prennent naissance dans une partie ou dans l'ensemble de l'ouvrage endommagé .Dans ce qui suit, on présentera les principaux dommages et leurs causes constatés sur les éléments principaux d'un portique en béton armé.

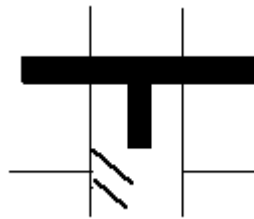
##### **III.2.1.1 Types et causes des désordres des poteaux**

Les dégradations de poteaux se produisent surtout aux extrémités en fonction de l'importance de l'effort et selon les processus suivants [22] :

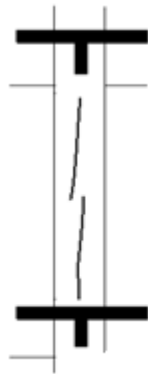
- Fissures horizontales dans la zone nodale dues à l'alternance du moment de flexion



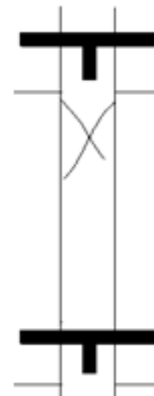
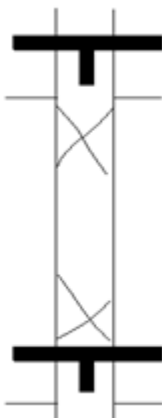
- Fissures inclinées au niveau du nœud dues aux sollicitations appliquées dans le nœud et à l'effet de l'interaction avec la maçonnerie (remplissages).



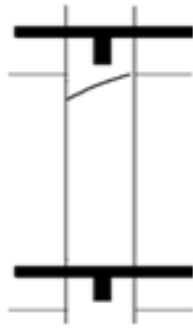
- Fissures verticales dues aux contraintes de traction dans l'enrobage développées par les armatures (destruction de l'adhérence et allongement des armatures).



- Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant



- Défauts d'exécution mis en évidence par le séisme

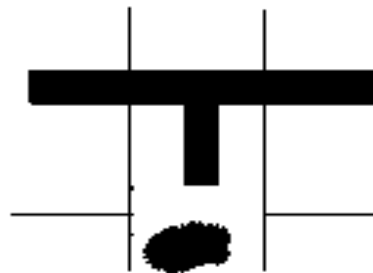


*Zone de ségrégation mise en évidence par un écrasement local du béton dû aux contraintes de compression*



*Joint de reprise de bétonnage mise en évidence par un écrasement local du béton dû aux contraintes de compression*

- Rotule plastique : Ecrasement et éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures au niveau de la zone nodale.



### III.2.1.2 Types et causes des désordres des poutres

Les différents désordres constatés sur les poutres sont classés comme suit [22]:

- Fissures verticales dues aux contraintes de traction provenant de l'interaction avec les remplissages (maçonnerie).



- Fissures verticales dues aux moments de flexion et aux efforts normaux de traction.



- Fissures verticales dues au glissement des armatures (destruction de l'adhérence) sous l'effet des contraintes de traction.



- Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant.



- Rotule plastique dans la zone nodale où l'on constate une zone d'écrasement et d'éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures dus aux effets de l'alternance de l'effort normal et du moment de flexion.



### III.2.2 Différentes techniques de réparation des éléments de structures

La réparation locale des éléments en béton armé de la construction fait appel aux méthodes suivantes [22] :

#### III.2.2.1 Gainage

L'utilisation de gaines convient particulièrement à la réparation des poteaux, des piles et des pieux détériorés.

##### - Description

Cette technique consiste à reconstituer ou à accroître la section d'un élément en service (surtout celle d'un élément travaillant en compression) en le gainant de béton ou de tube métallique. Il n'est pas nécessaire que l'élément d'origine soit lui-même en béton, il est possible de gainer de béton des sections en acier ou en maçonnerie.

##### - Préparation des surfaces

Les travaux de préparation des surfaces avant l'opération de gainage revêtent une importance primordiale. Les différentes méthodes de préparation sont consignées dans le tableau 5.1 – Annexe 5

##### - Coffrage

Le coffrage de la gaine doit être muni de cales d'espacement destinées à ménager un vide entre le coffrage même et la surface du béton ou matériau initial. Ce coffrage peut être temporaire ou permanent, peut être en bois, en acier ou en béton préfabriqué, selon sa destination et les conditions d'exploitation.

##### - Bétonnage

Le béton peut être mis en place par déversement par trémie ou tout autre procédé approuvé. Vu l'espace réduit de la gaine, la granulométrie du béton doit être étudiée pour permettre un passage facile entre les armatures. L'utilisation de la technique de gainage impose la vibration du béton.

#### a) Gainage des poteaux

Il existe deux types de gainages :

##### ✓ Gainage métallique

Le gainage métallique consiste à enfermer le poteau dans une cage ou tube métallique constitué par des fers plats et des cornières ou des tôles soudées. Cette technique est notamment utilisée avec l'injection quand il y a des écrasements locaux du béton au niveau des fissures. (Figure B-III-1). La gaine métallique est ensuite recouverte d'un enduit de ciment.

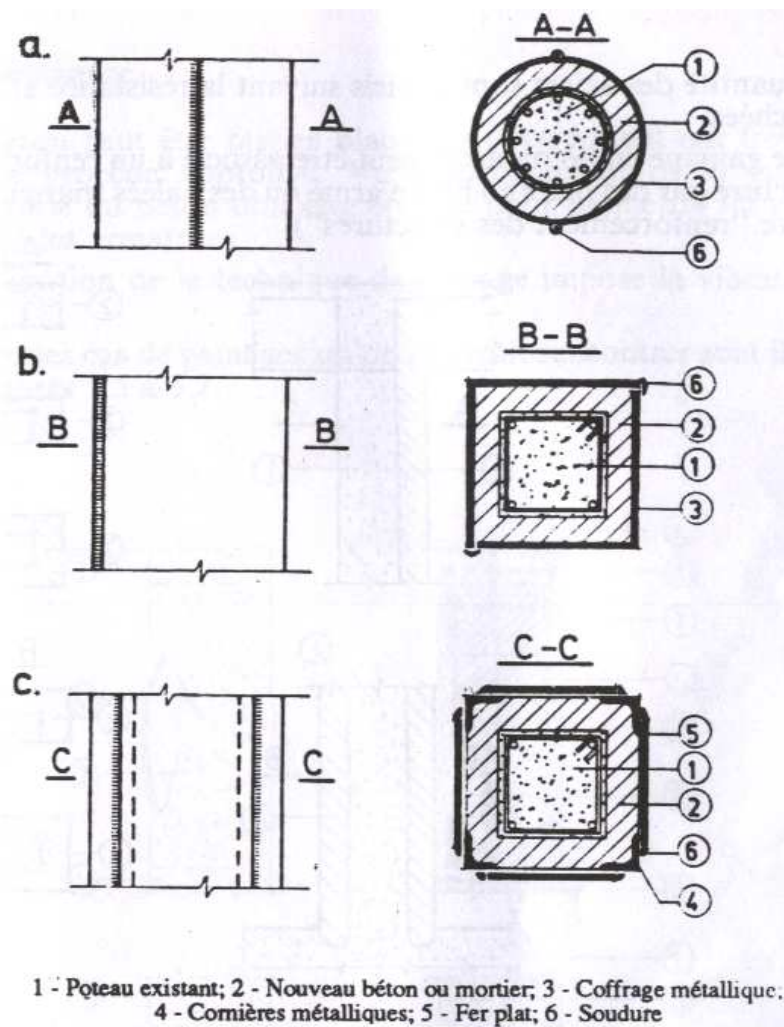


Figure B-III-1 : Gainage métallique [22]

✓ **Gainage en béton armé**

Dépendant de l'espace libre autour du poteau, le gainage peut être réalisé sur une, deux, trois ou quatre faces de la section. Cependant il est recommandé de gainer les poteaux sur leurs quatre faces pour avoir une bonne rigidité vis-à-vis du séisme (Figure B-III-3). Le ferrailage de la gaine est confectionné sur place, le diamètre et la quantité des aciers sont choisis suivant la résistance et la rigidité recherchées.

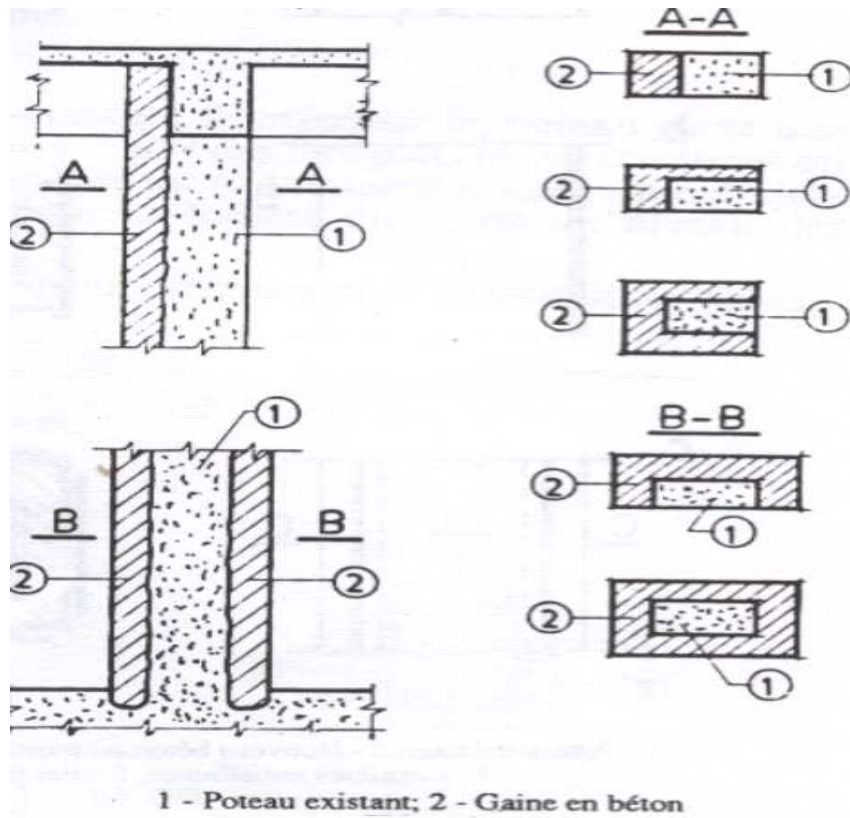


Figure B- III-2 : Gainage en béton armé [22]

Voir un cas de gainage d'un poteau en figure B-III-3.

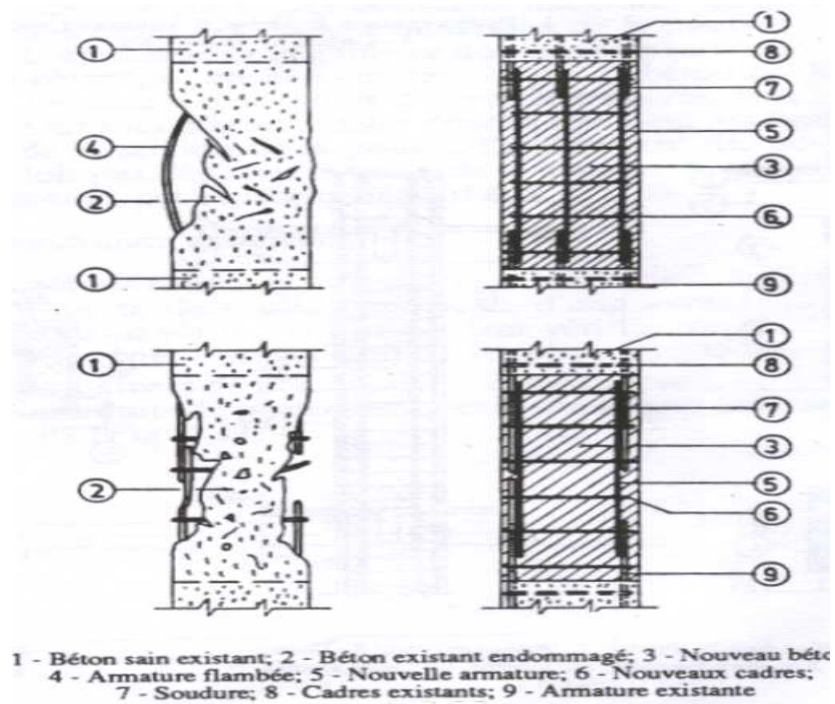


Figure B-III- 3. : Gainage d'un poteau en béton armé [22]

**b) Gainage en béton armé des poutres**

Dans le cas des poutres, la gaine peut être réalisée sur une, trois ou quatre faces (figure B-III- 4, B- III-5 et B-III-6).

Le béton armé de la gaine doit être conforme aux critères suivants :

- Les résistances des nouveaux matériaux ne doivent pas être inférieures à celles des anciens matériaux de la poutre.
- L'épaisseur de la gaine ne doit pas être inférieure à 4cm dans le cas de béton projeté et 8cm dans le cas de béton coulé.
- Les aciers de la gaine doivent être ancrés dans le poteau.
- Dans les zones nodales dont la longueur est égale à 4 fois la hauteur de la section de la poutre, l'espacement des aciers transversaux ne doit pas dépasser le quart de la hauteur de la section. Dans la zone courante, cet espacement peut être doublé.

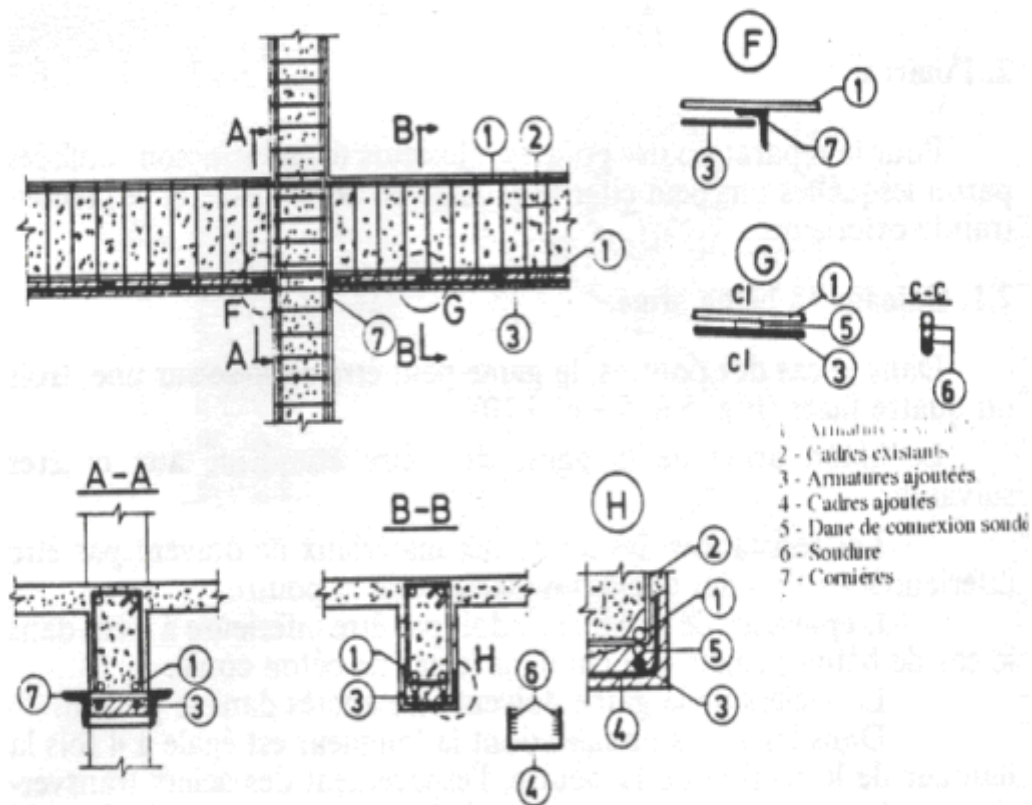


Figure B-III-4 : Gainage des poutres en béton armé [22]

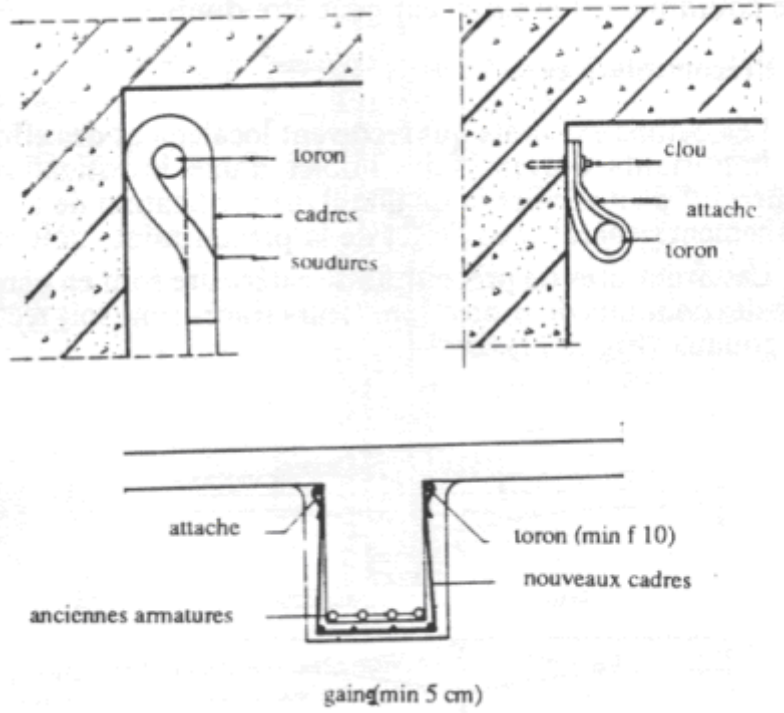


Figure B- III-5 : Gainage des poutres en béton armé [22]

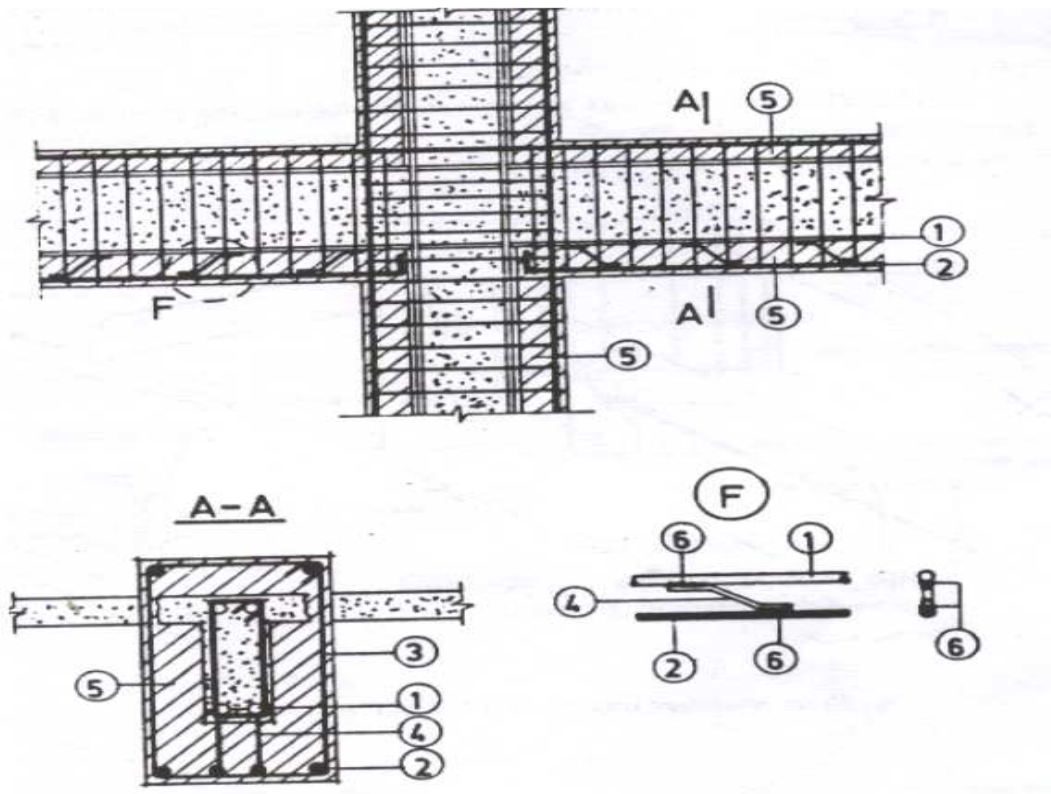


Figure B- III-6 : Gainage des poutres en béton armé [22]

### III.2.2.2 Injection

C'est une opération qui consiste à faire pénétrer dans des fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et/ou une étanchéité entre les parties disjointes.

#### - Description

Les éléments en béton armé, isolés ou en réseau, endommagés dont les fissures sont stables et qui ont une largeur comprise entre 0.2 mm et 2 mm peuvent être réparés par la technique d'injection de résine. Il est bien entendu que le béton des zones fissurées n'est ni disloqué ni écrasé. Les éléments dont les fissures dépassent 2 mm de large peuvent être réparés par injection de mortier époxydique. Les travaux d'injection se font en deux étapes :

#### ✓ Préparation des fissures

On ignore souvent l'état interne des fissures. Pour cela il est absolument nécessaire de procéder à leur nettoyage, avant toute injection, à l'air comprimé ou à l'eau sous pression. S'il y a des traces de graisses ou d'huile, on peut utiliser des détergents à la condition d'effectuer par la suite une neutralisation.

#### ✓ Choix des produits

Les principales caractéristiques qui doivent guider dans le choix du produit le plus approprié seront :

- Viscosité et injectabilité.
- Durée pratique d'utilisation.
- Vitesse de prise.
- Propriétés mécaniques (résistance, élasticité).
- Adhérence.
- Compatibilité ou non avec humidité.
- Facilité de mise en œuvre.
- Comportement du produit appliqué : au vieillissement, à l'ultra - violet, au gel dégel, à la température et aux agents agressifs

Les avantages et les inconvénients des différents produits d'injection sont consignés dans le tableau 5.2 – Annexe 5

#### - Injection des poteaux

On dispose les injecteurs de diamètre approprié au débit d'injection prévu, servant à l'introduction du produit ou pouvant jouer le rôle d'évent. Les injecteurs sont des tubes disposés sur chaque face du poteau dans des forages interceptant la fissure. Ils sont en général espacés de 20 à 50 cm. La fissure est elle-même cachetée extérieurement avec un produit pâteux (colle époxy, mastic polyuréthane ou silicone, mortier étanche...). Après pose des injecteurs et cachetage, on vérifie à l'air comprimé que la fissure n'est pas obturée et que la communication entre injecteurs et événements se fait correctement.

### III.2.2.3 Béton projeté

Les bétons transportés dans une conduite desservant les différentes parties d'un ouvrage à réparer, sont appelés bétons projetés lorsque, grâce à l'utilisation d'air comprimé, ils peuvent être mis en place par projection. Actuellement, deux méthodes de projection sont appliquées :

- la projection par voie sèche, selon un principe qui n'a pas varié depuis les premières applications,
- la projection par voie mouillée, méthode apparue vers le milieu du XX<sup>ème</sup> siècle.

#### ✓ Projection par voie sèche

Dans la projection par voie sèche, la machine propulse, sur des distances parfois très importantes (jusqu'à 500 m horizontalement ou 100 m verticalement), le mélange de ciment, granulats et éventuellement adjuvants en poudre, par la conduite d'amenée, jusqu'à la lance de projection. L'eau nécessaire, ainsi que des adjuvants liquides éventuels, sont introduits :

- soit, dans la méthode traditionnelle, directement à la lance au moment de la projection.
- soit, dans la variante du prémouillage, un peu avant la lance, à une distance pouvant varier de deux à quelques dizaines de centimètres de celle-ci.

#### ✓ Projection par voie mouillée

Dans la projection par voie mouillée, la machine propulse le mélange ciment, granulats, eau sans accélérateur de prise préalablement gâché selon les procédés traditionnels.

Deux techniques peuvent être utilisées :

- la voie mouillée à flux dilué : l'air comprimé introduit dans la machine propulse par sa détente le mélange dans la conduite tout en l'aérant. Le mélange se trouve ainsi en suspension dans le flux d'air. Une addition complémentaire d'air comprimé à la lance est généralement nécessaire.
- la voie mouillée à flux dense : la propulsion du mélange est assurée par une pompe à béton. La conduite ne reçoit pas d'air. L'air comprimé n'est introduit qu'à l'entrée de la lance, de même, éventuellement, grâce à des dispositifs spéciaux, que les adjuvants accélérateurs de prise.

#### - Processus de mise en œuvre du béton projeté

Dans la mesure du possible, la lance de projection doit être tenue perpendiculairement à la surface à traiter à une distance de celle-ci comprise entre 0,50 et 1,50 m. En faisant le nombre de passes le plus faible possible, il faut chercher à réaliser un enrobage régulier et obtenir une couche compacte ayant l'épaisseur requise. La projection verticale vers le bas n'est pas recommandée. Un talochage n'est pas souhaitable. La solution retenue pour renforcer ou réparer doit satisfaire aux impératifs suivants:

- le monolithisme de l'élément doit être réalisé afin de permettre un fonctionnement mécanique satisfaisant.
- Les qualités des matériaux d'adjonction doivent être au moins égales à celles des matériaux d'origine des ouvrages.

- **Application aux poteaux et poutres**

Ces éléments peuvent présenter des dégradations superficielles dues soit à la corrosion, par suite d'un manque d'enrobage ou d'une agressivité particulière du milieu ambiant, soit à un incendie. Les bétons de mauvaise qualité ou endommagés doivent toujours être démolis afin d'atteindre le béton sain.

La projection se fait en général en plusieurs étapes, forages et scellements d'armatures supports du ferrailage ; mise en place d'armatures de couture ; sablage, nettoyage et humidification de la surface à traiter ; projection d'une première couche de 20 à 40 mm d'épaisseur ; fixation des nouvelles armatures ; bétonnage par couches successives jusqu'à l'épaisseur prévue ; finition éventuelle par talochage (si on ne peut l'éviter), effectuée en prenant le maximum de précautions.

La projection doit être réalisée en montant, du bas vers le haut. L'épaisseur est réglée par des repères mis en place avant projection. On opère par tranches d'environ 2 m de longueur. Chaque fois que cela est possible, un treillis soudé, fixé sur les côtés de la poutre, doit être prévu.

**III.2.2.4 Tissu de fibres de carbone (TFC)**

Le procédé TFC est un procédé breveté de renforcement structurel par collage d'armatures additionnelles à base de fibres de carbone.

- **Description**

Le procédé est basé sur le principe d'un placage de matériau résistant aux efforts de traction et judicieusement collé sur les zones tendues de la pièce à renforcer pour en augmenter les performances de fonctionnement. Le procédé TFC a essentiellement un rôle de renforcement structurel aux efforts engendrés par les effets de flexion comme les efforts tranchants. Le TFC est un composite à base de fibres de carbone matricées dans un liant synthétique appliqué à froid dans le but d'être intégré par adhérence au support pour former le complément d'armature de renforcement désiré. Le composite ainsi obtenu rivalise par ses caractéristiques mécaniques avec les meilleurs aciers sans avoir les inconvénients des effets de la corrosion. Les avantages de fabriquer le composite directement sur le support sont de pouvoir mouler la forme exacte de la pièce à renforcer, de ne pas manier de plaques lourdes ou encombrantes, de ne pas avoir d'autre interface de collage avec le support que la matrice même du composite, et donc de ne pas générer de concentration de cisaillement pouvant provoquer des amorces de décollement dans les zones de faible épaisseur de résine. Par sa simplicité de mise en œuvre, l'absence de pression à exercer durant la pose et le durcissement de la colle, fait du TFC un système de renforcement économique.

- **Domaine d'application**

L'emploi de lamelles composites en fibres de carbone s'applique à toute structure en béton armé ou précontraint, neuve ou ancienne et pour laquelle une augmentation de la capacité portante est recherchée. Les motifs d'emploi sont les suivants :

- Accroître la résistance.
- Réparation d'ouvrages endommagés.

- **Préparatif des supports**

On désigne par support la surface de matériau apte à recevoir le système de renforcement TFC. Le support doit répondre à certains critères de réception géométriques mécaniques et physico-chimiques. Les caractéristiques des matériaux du support doivent être en adéquation avec les efforts d'entraînement engendrés par le renfort et s'appliquant sur l'interface de collage, soit une contrainte de cisaillement admissible avoisinant 2 Mpa. Les états de surface du support et les défauts géométriques locaux doivent être traités avant l'application.

Le TFC peut être appliqué sur différents supports (béton, pierre, bois, acier) préparés et exempts de peinture, vernis, graisse, agent de décollage, de façon générale, de tous corps organiques ou végétal. Les supports doivent être dépoussiérés avant application. Le TFC est peu sensible à l'humidité et peut être appliqué sur un support légèrement humide mais non ruisselant.

- **Composite TFC**

On appelle composite TFC, l'ensemble du tissu matricé dans la résine de synthèse. Le composite obtenu par fabrication in situ est constitué d'environ 40% de tissu et 60% de résine. Ces proportions peuvent varier à l'exécution dans une fourchette de plus ou moins 7% selon les conditions d'application sur le chantier (température ambiante, surface spécifique du support etc.)

- **Pose de TFC – cas général**

✓ **Conditions climatiques**

La pose du TFC doit être réalisée sur un support dont la température est supérieure à 5°C, et à température ambiante comprise entre 5°C et 45°C. Si le support est chauffé, on devra assurer le maintien de la température pendant la durée de polymérisation du composite. Le taux d'hygrométrie n'est pas un facteur rédhibitoire. On s'assure qu'il n'y a pas de ruissellement d'eau sur le support.

✓ **Conditions de réception du support**

On doit s'assurer de la résistance mécanique du support. Le support doit être préparé selon les règles de l'art.

### ✓ Conditions de réalisation

Le tissu doit toujours être appliqué sur une couche de résine humide. La pose du tissu sur la couche humide se fait en partant d'une extrémité vers l'autre par placage du revers de main sur la résine de collage à l'avancement. Pendant cette opération de pose, on vérifie à l'avancement, le parallélisme d'un des bords extérieurs du lé par rapport à une trajectoire tracée sur le support, ou par rapport au lé précédant dans le cas de bandes juxtaposées. Le lé de tissu doit être posé sans pli, et sans étirement excessif sur un support préalablement re profilé. Après la pose le tissu doit être fermement plaqué sur le support par un marouflage permettant l'imprégnation de la colle dans la fibre et l'élimination des bulles d'air éventuelles. Le marouflage est réalisé au moyen d'un rouleau en élastomère souple ou d'un rouleau de peintre à poils ras muni de son tube de protection en polyéthylène.

Après l'opération de marouflage le tissu doit avoir un léger poisseux au toucher bien que la présence de résine ne soit pas perceptible en tous points. Une deuxième couche de résine (dite couche de fermeture) est destinée à donner l'apport de matière époxydique permettant d'achever l'imprégnation du tissu. Cette deuxième couche est appliquée immédiatement après la pose du tissu : en aucun cas cette couche ne peut être appliquée après polymérisation de la première couche. L'application de la couche de fermeture est faite au moyen d'un couteau à enduire passé dans le sens des fibres sans excès de pression. La quantité de mise en œuvre sur cette couche est de  $700\text{gr/m}^2 \pm 50\text{gr}$ . La pose de cette couche de résine n'est jamais strictement uniforme, on peut après durcissement constater en surface de TFC des zones plus ou moins brillantes dues à des surépaisseurs de colle, ces défauts d'aspect n'altèrent pas la résistance du renforcement.

#### III.2.2.5 Précontrainte extérieure

La technique de précontrainte extérieure permet la mise en œuvre et la conservation d'efforts de précontrainte appliqués à des ouvrages existants précontraints ou non dans le but de leur redonner leur état de service (réparation) ou de leur donner un nouvel état de service.

Cette technique s'applique :

- aux ouvrages en béton précontraint ou en béton armé présentant des insuffisances en flexion longitudinale ou à l'effort tranchant.
- aux voiles et âmes de poutre présentant des insuffisances à l'effort tranchant et la torsion.
- aux pièces tendues en béton armé dont les aciers sont insuffisants ou défailants.

#### - Avantages

- Applicable même pendant le fonctionnement
- Aucune corrosion.
- Transmission de la force concentrée au bout des barres.
- Bande et ancrage n'occupant que peu de place.
- Facilité d'adaptation.
- Excellente tenue à la fatigue.
- Maniement simple, même en conditions défavorables.
- Grand allongement des bandes.

- Perte minime de tension.
- Petits rayons de déviation.
- Utilisable également de façon combinée.

### III.3 RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME

Le renforcement regroupe l'ensemble des dispositions susceptibles de diminuer la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme. Ces dispositions relèvent d'une étude détaillée des technologies de renforcement. Selon le cas, les modes de renforcement diffèrent sensiblement [22]:

- Renforcement d'une structure par la création d'une ossature complémentaire (béton armé ou charpente métallique) destiné à se substituer, en partie ou en totalité, à l'ouvrage déficient pour le transfert des efforts sismiques.
- Renforcement des éléments structuraux par la reconstitution et/ou l'adjonction d'éléments.
- Réduction de l'action sismique par l'interposition des isolateurs.
- Utilisation concomitante de plusieurs renforcements à choisir parmi ceux décrits ci-après.

Quelle que soit la solution de renforcement, il est conseillé de ne pas dépasser pour le coefficient de comportement la valeur  $R \leq 2$ .

#### III.3.1 Renforcement a l'aide d'une nouvelle construction

Il s'agit de la Réalisation d'une nouvelle construction ou partie de construction à l'extérieur du bâtiment existant à renforcer. Le bâtiment existant est relié (principe de tuteurage) à la partie nouvellement construite.

##### III. 3.1.1 *Domaine d'application*

- Extension des bâtiments existants par juxtaposition sans joints.
- Surélévations importantes nécessitant une structure de reprise sur toute la hauteur du bâtiment existant.
- Occupation du bâtiment existant (hôpitaux, industries, habitations, etc.) limitant ou empêchant tout renforcement à l'intérieur ; dans cette situation l'utilisation des contreforts extérieurs, en béton armé ou en charpente métallique, constitue la solution la plus judicieuse.
- Si l'on dispose des noyaux en béton armé, on peut, à travers une structure rigide disposée en terrasse, intéresser les façades, éventuellement renforcées.

##### III. 3.1.2 *Recommandations*

- Le nouveau bâtiment (tuteur) ou les contreforts doivent être étudiés pour transmettre leur propre charge sismique, à la quelle on ajoute celle du bâtiment existant.
- Les fondations de la nouvelle construction seront aussi conçues pour l'ensemble des efforts sismique, y compris ceux de l'existant.

- Ne pas sous estimer l'importance des efforts à transmettre, qui définissent le type de liaison entre le nouveau et l'existant :
- Ancrages de longueurs suffisantes dans les planchers existants.
- Exécution d'une nouvelle dalle solidarifiée avec la dalle existante.
- Câbles précontraints prévus au droit des planchers.
- Les planchers existants doivent être vérifiés aux nouveaux efforts appliqués.
- Si les planchers terrasses sont au même niveau, on peut envisager d'exécuter une dalle sur l'ensemble des bâtiments existants et nouveaux. dans ces cas, une attention particulière sera portée aux problèmes posés par les variations climatiques.

### **III.3.2 Renforcement par brelage**

Liaison, au droit du joint, entre deux blocs existants sur une partie ou sur la totalité de la hauteur. La suppression du joint permet d'obtenir un bloc unique de plus grande dimension dont les caractéristiques (rendement, raideurs, déplacements, etc.) sont favorables à la transmission des actions sismiques.

#### **III.3.2.1 Domaine d'application**

Pour le renforcement des bâtiments de toute taille, la solution est économique et extrêmement intéressante puisqu'on augmente d'une manière significative la résistance des éléments existants participant au contreventement. La mise en œuvre nécessite seulement un espace limité de part et d'autre du joint.

#### **III.3.2.2 Recommandations**

- Calculer le brelage et les deux blocs de part et d'autre comme un bloc unique.
- Rétablir la continuité de la dalle au droit du joint.
- Adapter la liaison en fonctions des éléments structuraux : voiles, poteaux, dalles, poutres.
- Compléter éventuellement le brelage par des renforcements localisés.
- Arrêter si possible le brelage à l'avant-dernier niveau pour permettre les variations thermiques de la terrasse.
- Limiter éventuellement le brelage au sous-sol et si nécessaire au rez-de-chaussée pour les bâtiments jusqu'à 4 ou 5 niveaux et continuer avec des voiles dans les étages.

### **III.3.3 Renforcement par voiles en béton arme**

Introduction des voiles en béton armé sur toute la hauteur, à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment .Le renforcement par l'exécution en béton projeté d'un voile extérieur périmétral, ou corsetage, confère au bâtiment une excellente résistance et évite des travaux de gros œuvre à l'intérieur. D'une manière générale, le système de renforcement par voiles en béton armé permet une transmission plus efficace (continue) des efforts horizontaux de la structure existante à la nouvelle structure, grâce à la présence de nombreux points de liaisons.

#### **III.3.3.1 Domaine d'application**

Renforcement des bâtiments à portiques en béton armé difficilement renforçables autrement.

### **III.3.3.2 Recommandations**

- Pour faciliter la mise en œuvre (par exemple le passage d'armatures à travers les planchers), disposer les voiles de sorte qu'ils passent devant les portiques existants.
- Vérifier les planchers pour s'assurer du transfert des efforts aux voiles. Si nécessaire, exécuter une nouvelle dalle sur la dalle existante.
- Dans les cas où les voiles sont disposés à l'extérieur, recourir des tirants précontraints pour améliorer le transfert des efforts d'origine sismique.
- Pour une meilleure prise en compte de la charge verticale dans la stabilité des murs, incorporer aux voiles les poteaux existants.
- Envisager éventuellement des fondations au droit des voiles nouvellement introduits.

### **III.3.4 Renforcement par panneaux de remplissage**

Le renforcement par murs de remplissage consiste en la réalisation de murs en béton armé ou en maçonnerie dans le plan du portique existant. Pour améliorer la résistance au séisme on peut introduire des tirants légèrement précontraints dans un forage exécuté au préalable dans les murs en maçonnerie.

#### **III.3.4.1 Domaine d'application**

Ce procédé de renforcement n'est applicable qu'aux bâtiments ne dépassant pas trois niveaux. Les panneaux sont généralement implantés en discontinu, tant en plan qu'en élévation, là où l'absence des ouvertures dans les murs le permet.

#### **III.3.4.2 Recommandations**

- Disposer au minimum deux panneaux par étage et par direction.
- Dans le cas des structures en portiques, disposer un nombre suffisant de panneaux pour éviter la mise en traction des poteaux ou le dépassement de plus de 50% de la contrainte de compression ; si nécessaire, les poteaux seront chemisés.
- Vérifier soigneusement l'interaction (liaison) du panneau de remplissage et du portique.
- Vérifier les fondations existantes compte tenu de l'action indirecte du séisme.
- On peut très bien utiliser des panneaux de remplissage en blocs de béton pour le renforcement des portiques en charpente métallique.

### **III.3.5 Renforcement par chaînages et/ou tirants**

Pour bien se comporter, tout bâtiment doit avoir des chaînages et/ou tirants disposés suivant les trois directions de l'espace. Leur absence peut entraîner une importante dégradation, voire l'effondrement.

#### **III.3.5.1 Domaine d'application**

Il s'agit d'introduire d'une manière systématique des chaînages et/ou tirants pour que le bâtiment fonctionne comme un bloc rigide.

### III.3.5.2 *Recommandations*

- Disposer les tirants dans le plan horizontal au droit des planchers et dans le plan vertical au droit des murs.
- A défaut de tirants précontraints, introduire toujours un effort de traction minimal (10% de leur capacité) pour s'assurer de leur fonctionnement immédiat sans allongement.
- Pour un bon ancrage à encombrement réduit, utiliser des pièces métalliques.

### III.3.6 **Renforcement par palées triangulées**

Quand de larges ouvertures sont nécessaires, il est possible de renforcer une structure existante par des palées triangulées ou des éléments en treillis verticaux. Les éléments en treillis ou palées triangulées peuvent être en acier, en béton coulé en place ou la combinaison de deux.

#### III.3.6.1 *Domaine d'application*

Réalisation d'un contreventement fonctionnant uniquement par la mise en jeu des efforts normaux, au lieu de la flexion et du cisaillement.

#### III.3.6.2 *Recommandations*

- Vérifier la compatibilité des déformations des portiques sollicités en flexion ou des poteaux courts sollicités au cisaillement et des treillis sollicités aux efforts normaux.
- Disposer les palées de sorte que leurs axes coïncident avec les nœuds des portiques.
- Comme pour les tirants, il faut introduire dans les treillis un effort de traction minimal pour s'assurer de leur fonctionnement immédiat sans allongement.
- Pour conférer un comportement rigide au plancher, on disposera un treillis attaché au plancher (à chaque poutre) et aux murs périphériques.
- Examiner les problèmes soulevés par la protection au feu.

### III.3.7 **Renforcement par isolateurs**

L'idée est de disposer entre le sol, et les bâtiments un filtre de manière à pouvoir dissiper le maximum d'énergie due à l'action sismique avant qu'elle atteigne ces bâtiments. Divers dispositifs parasismiques, appelés aussi isolateurs, ne laissent passer que des effets déterminés par leurs propres caractéristiques : le bâtiment se comporte dans la direction horizontale comme un oscillateur simple à relativement basses fréquences. Le procédé comportant des appuis parasismiques est disposé entre deux fondations, réalisées par une reprise en sous-œuvre.

#### III.3.7.1 *Domaine d'application*

En tant que solution de renforcement, elle s'applique aux bâtiments ayant un intérêt historique pour lesquels le renforcement traditionnel ne peut être introduit qu'en partie.

### **III.3.7.2 Recommandations**

- Les mouvements résultant des distorsions des appuis, et qui sont généralement de l'ordre de plusieurs décimètres suivant l'importance du séisme, ne doivent être contrariés par aucun obstacle. Les appuis ne peuvent donc pas être enserrés par un remblai, un espace libre doit régner autour de la fondation supérieure (deuxième radier). Le débattement laissé au bâtiment doit être généreusement calculé, ce qui peut être gênant en ce qui concerne les abords et les accès.
- Quel que soit le type d'appui, il constitue un ressort d'une grande souplesse dans la direction horizontale et d'une grande rigidité dans la direction verticale. Il en résulte que l'action sismique horizontale est atténuée et que l'action sismique verticale passe intégralement dans le bâtiment.
- L'emploi des appuis parasismiques est à priori inadapté pour les bâtiments naturellement souples, comme c'est le cas des structures comportant des portiques en béton armé ou en charpente métallique.

---

*CONCLUSION GENERALE ET  
PERSPECTIVES DE  
RECHERCHE*

---

## **CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES DE RECHERCHE**

Le Nord de l'Algérie a connu depuis de nombreuses années, plusieurs séismes de plus ou moins grande importance, avec comme résultats, souvent de lourdes pertes en vie humaines et des dégâts considérables sur les constructions et les diverses infrastructures. Ceci a mis en évidence la nécessité de réduire les dommages des structures existantes (infrastructures et bâtiments) et d'évaluer leur vulnérabilité aux séismes.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant est devenue une priorité dans de nombreux pays sujets aux séismes, afin d'évaluer les conséquences d'un séisme sur une région donnée ou pour pouvoir identifier les bâtiments les plus vulnérables aux séismes de façon à planifier et organiser une politique de réparation et de renforcement. Depuis plusieurs années maintenant, différentes équipes travaillent à l'élaboration de méthodes d'approches de cette vulnérabilité des villes face à l'aléa sismique. Différents niveaux d'analyse sont ainsi disponibles dans la littérature, depuis l'analyse à grande échelle (échelle de la ville) jusqu'à l'analyse d'un bâtiment particulier.

Dans le cadre de notre travail de recherche et dans une perspective d'une méthode d'évaluation, applicable en Algérie, il était donc nécessaire de puiser dans ces méthodes existantes. Toutes ces méthodes reprennent le même schéma d'application, à savoir :

- ✓ Toutes définissent différents niveaux d'analyse traduisant la qualité de l'estimation
- ✓ Elles utilisent une échelle de dommage et une classification des constructions suivant une typologie prédéfinie
- ✓ Elles se basent sur la recherche visuelle d'indicateurs structuraux qui modulent la vulnérabilité.

La méthode développée dans notre étude est inspirée de « la méthode de l'indice de vulnérabilité » établi sur la base de l'approche de (Benedetti et Petrini 1984, GNDT 1994). Cette méthode consiste à affecter des indicateurs numériques à chaque bâtiment, appelé indice de vulnérabilité, noté **V**. Ces indices, basés en fait sur une analyse qualitative, génèrent une valeur qui, ne permet pas de quantifier la vulnérabilité sismique d'une construction d'une manière directe, il faut en effet, établir, à partir d'analyses mécaniques simplifiées, des **fonctions de vulnérabilité** qui mettraient en rapport l'indice **V** avec le degré d'endommagement **D**.

A travers cette étude nous avons analysé la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables, en utilisant un échantillon de 1725 bâtiments endommagés lors du séisme du 21 mai 2003 dans différentes communes de la wilaya de Boumerdes. L'indice de vulnérabilité de chaque bâtiment est calculé en fonction de neuf paramètres structuraux et non structuraux identifiés a priori comme participant à la vulnérabilité globale de la structure. Ces paramètres sont relevés à partir des fiches d'expertises établies le lendemain du séisme par les ingénieurs et techniciens des organismes de contrôle techniques de la construction, en se basant sur une analyse visuelle des dommages. Pour chaque paramètre, les enquêteurs ont dû définir un degré de dommage en attribuant à chaque paramètre structurel ou non structurel une valeur et une couleur. Chacun des paramètres explicatifs de la vulnérabilité de la construction est alors affecté d'un poids élaboré en fonction de l'endommagement observé et en tenant en compte de l'importance de

chacun dans le comportement globale. L'indice de vulnérabilité est obtenu comme une somme pondéré de ces paramètres .Ces indices ont été reliés de façon statistique aux degrés de dommages, permettant ainsi l'établissement des **courbes de vulnérabilité**. Ces dernières montrent l'évolution du degré d'endommagement en fonction de l'indice de vulnérabilité.

Les résultats de cette étude nous ont permis d'identifier les différents critères pathologiques des bâtiments en béton armé contreventés par portiques autostables et qu'il faudrait prendre en considération lors de la réhabilitation en proposant les techniques et les matériaux de renforcement adéquats pour une meilleure résistance à l'action sismique.

A noter que ces résultats sont représentatifs de l'échantillonnage pris en considération car la relation obtenu doit être vérifiée en utilisant plusieurs intensités sismiques et en utilisant un large échantillon de constructions. Mais néanmoins, cette méthodologie peut être utilisées pour d'autres typologies de bâtiments (bâtiments avec voiles en béton armé ou mixte) et dans d'autres zones urbaines sujettes aux séismes afin d'obtenir une première sélection et de connaître les zones les plus sensibles et de définir ainsi les priorités à prendre en compte pour la protection de ceux-ci ainsi que de la population lors de futures séismes.

---

*REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES*

---

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Ambraseys N. and Vogt J., « *Material for the investigation of the seismicity of the region of Algiers* », Eur .Earthq . Enging, Volume N°3, 1988, p. 16-29.
- [2] Association Française du Génie Parasismique (AFPS), « *Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie* », Rapport préliminaire de la mission AFPS Organisée avec le concours du Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (MEDD/DPPR/SDPRM) version du 08 /07/2003, Disponible sur le site de l'AFPS (<http://www.afps-seisme.org>).
- [3] As Suyuti Jalal Al-Din. (1505), *Kechf al salsala, wasf al zalzala*, Recherche de la récurrence et description des séismes. Ed. Abdelatif Sadanai , Fez.1971.
- [4] ATC, *Earthquake damage evaluation data for California*, (ATC-13), Redwood City, California: Applied Technology Council, 1985.
- [5] Augusti G. & Ciampoli M., « *Heritage buildings and seismic reliability* », Progress in structural engineering and materials », Volume 2, N°2; (2000), pp. 225-237.
- [6] Augusti G., Ciampoli M., & Giovenale P., « *Seismic vulnerability of monumental building Structural safety* », Volume 23; N°3; (2001). pp. 253-274.
- [7] Augusti G. Ciampoli M., & Zanobi S., « *Bounds to the probability of collapse of monumental buildings structural safety* », Volume 24; N° (2-4), (2002).pp.89-105.
- [8] Azzouz H. Adib A. Rebzani B., *Boumerdes 2003, leçon d'un séisme*. CTC Chlef / Société de Gestion des Participations Etudes et Engineering (SGP GENEST). Alger Septembre 2005.
- [9] Benedetti D. Benzoni G. « *Seismic vulnerability index versus damage for unreinforced masonry buildings* », Proceeding of international conference on reconstruction, restauration and urban planning of towns and regions in seismic prone areas. Skopje , Yougoslavie . Novembre 1985.
- [10] Benedetti D. Benzoni G. Parisi M. « *Seismic vulnerability & risk evaluation for old urban nuclei* » Earthquake engineering and structural dynamics N°16, 1988, p183 -201
- [11] Benedetti D., PETRINI V., «*Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: un metodo di valutazione l'industria delle costruzioni* » Volume 18, 1984, p 66-74.
- [12] Betbeder-Matibet, Jacques et Doury, Jean-Louis, *Constructions parasismiques*, consulté le 07/07/2011 Mis à jour le [06/05/2011] Disponible sur : [www.Technique-Ingénieur.fr](http://www.Technique-Ingénieur.fr).
- [13] Boudiaf A., *Etude sismotectonique de la région d'Alger et de la Kabylie*. Thèse de Doctorat de l'université de Montpellier II, France, May 1996, 273P.

- [14] BSSC. (1988a), *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards*, A handbook (Report N°. FEMA 154). Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [15] BSSC. (1988b), *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards*, Supporting documentation (Report N°. FEMA155). Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [16] BSSC. (1992a), *NEHRP Handbook of techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings*, (Report N°. FEMA172). Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [17] BSSC. (1992b). *NEHRP Handbook for the seismic evaluation of existing buildings*, (Report N°. FEMA178). Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [18] BSSC. (1997a). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings* (Report N°. FEMA 273). Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [19] BSSC. (1997b). *NEHRP Commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, (Report N°. FEMA 274) , Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [20] BSSC. (2002a). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A handbook* (Report N°. FEMA 154, 2<sup>nd</sup> Ed.). Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [21] BSSC. (2002b). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : supporting documentation* (Report N°. FEMA 155, 2<sup>nd</sup> Ed.), Washington D.C.: Buildings Seismic Safety Council. Developed For The Federal Emergency Management Agency.
- [22] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., *Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages*, ISBN: 9961-923-14-6, (2004).
- [23] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., *Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages*. ISBN: 9961-923-18-9., (2005).
- [24] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., *Règles Parasismiques Algériennes*, (RPA99/VERSION 2003). ISBN: 9961-923-13-8. (2004).
- [25] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique C.G.S., Actes séminaire *,Règle de conception et de calcul parasismique des structures : présentation de M<sup>R</sup> Ameer Boualem, « Enseignement du 21mai 2003 » ; les 14, 15,16 mars 2004*

- [26] Coburn A. et Spence R., *Earthquake Protection*. Chichester: John Wiley & Sons. (1992).
- [27] Combescure D., Guéguen P. and Lebrun B., 2005, *Vulnérabilité sismique du bâti existant: approche d'ensemble*, Cahier technique AFPS, N°25, juillet 2005, 121 pages.
- [28] D'Ayala D., Spence R., Oliveira C. & Pomonis A., « *Earthquake loss estimation for europe's historic town centres* », *Earthquake Spectra* , Volume 13 ; N°4 (1997), pp. 773-792.
- [29] Davidovici V., *La construction en zone sismique*, Le moniteur, (1999).
- [30] Davidovici V., « *Séisme de Boumerdes-21 mai 2003* », Rapport définitif Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, 23 juillet 2003
- [31] Faccioli E., Pessina V., Calvi G. M. & Borzi B., « *A study on damage scenarios for residential buildings in catanis city* », *Journal of Seismicity*, Volume 3 ;N°3, 1999.pp. 327-343.
- [32] Fisher T., Alvarez M., De La Llera J. C., & Riddell R., « *An integrated model for earthquake risk assessment of buildings* », *Engineering structures*, Volume 24, (2002) pp. 979-998.
- [33] Groupe de Recherche Néotectonique de L'arc de Gibraltar. « *L'histoire tectonique récente de l'arc de Gibraltar et des bordures de la mer d'Alboran* » le bulletin de la société géologique de France, 1977.
- [34] Grünthal G., Musson R. M. W., Schwarz J., & Stucchi M., « *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98)* », *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, Volume 15, 1998, Luxembourg.
- [35] IRC-CNRC. (1992b), *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*, Ottawa : Institut de Recherche en Construction - Conseil National de Recherches Canada.
- [36] Lang K., *Seismic vulnerability of existing buildings*, Dissertation Submitted to the Swiss Federal Institute of Technology (ÉPFZ), Zurich, (2002).
- [37] Meghraoui M., *Géologie des zones sismiques du nord de l'Algérie: paleosismologie, tectonique active et synthèse sismotectonique*, Thèse de doctorat es-sciences, Université de Paris 11, France, (1988), 356P
- [38] Milan Zacek, *Construire parasismique*, Editions parenthèses, 1996.
- [39] Ministère de l'aménagement de territoire et de l'environnement, *Le risque sismique et le redéploiement des activités et de l'urbanisation Algérie 2020* .Volume 1 &2 Juillet 2003.

- [40] Ministère des affaires étrangères avec la contribution du Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, *Rapport national sur la prévention des catastrophes* : Conférence mondiale sur la prévention des catastrophes KOBE –HYOGO, JAPAN du 18 au 22 janvier 2004.
- [41] Nollet M–J., *Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants : état des connaissances*, Montréal : École de Technologie Supérieure, ISBN 2-921145-48-0, 2004.
- [42] Whitman R. V., Reed J. W. & Hong S.T., *Earthquake damage probability matrices*. 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome. (1974).
- [43] Wikipédia, l'encyclopédie libre, *Faille*, 9 juillet 2011, Page consultée le, 25 juillet, 2011 à partir de : <http://fr.wikipedia.org/wiki/Faille>
- [44] Wikipédia, L'encyclopédie libre, *Séisme*, 9 juillet 2011, Page consultée le 25 juillet, 2011 à partir de : <http://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme>
- [45] Yelles–Chaouche A.K., *L'activité sismique en Algérie du nord*, Acte du séminaire Euro-méditerranéen sur les Catastrophes Naturelles, Environnementales et Technologiques, Alger 8,9 et 10 Octobre 2001
- [46] Université de Bristol, *World map showing the tectonic plates with only the larger plates labelled*, Page consultée le 25 juillet 2011 à partir de : [www.ideers.bris.ac.uk](http://www.ideers.bris.ac.uk)

---

# *ANNEXES*

---

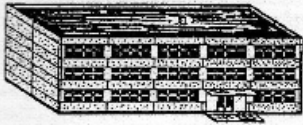
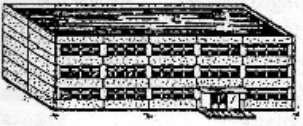
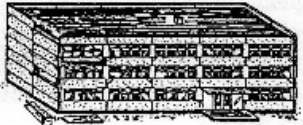

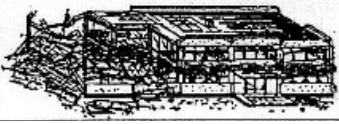
## ANNEXE 1

*Tableau 1.1 : Définition des caractéristiques des dommages en fonction des intensités EMS 98[41]*

Intensité EMS	Définition	Description des effets typiques observés (résumée)
I	Non ressenti	Non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons.
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.
IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chute d'objets. De nombreuses maisons subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés: petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chutes de parties de cheminées; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants: défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

## ANNEXE 2

Tableau 2.1 : classification et description des bâtiments en béton, d'après [EMS98]

Classification des dégâts aux bâtiments en BETON ARME	
	<b>Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structuraux)</b> Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages..
	<b>Degré 2 : Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</b> Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	<b>Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)</b> Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.
	<b>Degré 4 : Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</b> Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; perte de l'adhérence acier-béton ; basculement des poteaux. Eroulement de quelques poteau ou d'un étage supérieur.
	<b>Degré 5 : Destruction (Dégâts structuraux très importants)</b> Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

## ANNEXE 3

<b><u>FICHE D'ÉVALUATION DES DOMMAGES</u></b>			
<b><u>SEISME DE : **/**/****</u></b>			
Code inspecteur :			
Date :			
<b>IDENTIFICATION DE LA CONSTRUCTION :</b>			
Secteur :	zone :		
Adresse ou éléments d'identification :			
Construction calculée au séisme : Oui — Non			
Construction contrôlée : Oui — Non			
<b>USAGE DE LA CONSTRUCTION (*)</b>			
Logement	Scolaire	Commercial	
Administratif	Hospitalier	Industriel	
<b>Socioculturel</b>	<b>Sportif</b>	<b>Réservoir d'eau</b>	
Autres (à préciser)			
<b>DESCRIPTION SOMMAIRE</b>			
Age approximatif :			
Nombre de niveau :	Sous-sol : Oui — Non (*)	Vide sanitaire : Oui — Non (*)	
Nombre de joints de dilatation :	- en élévation :	- infrastructure :	
Éléments extérieurs indépendants : (escaliers, auvent, passage couvert.)			
<b>Problème de sol autour de la construction (*)</b>			
Faïlle : Oui — Non	- Affaissement - Soulèvement : Oui — Non		
Liquéfaction : Oui — Non	- Glissement : Oui — Non		
<b>Fondations - Infrastructure</b>			
Fondations :	Infrastructure (dans le cas VS ou S/Sol) :		
- Type de fondation	- voile béton continu : 1-2-3-4-5		
- Type de dommages	- poteaux béton avec remplissage : 1-2-3-4-5		
- Tassement uniforme : Oui — Non			
- Glissement : Oui — Non			
- Basculement : Oui — Non			
<b>STRUCTURE RESISTANTE (*)</b>			
<u>Éléments porteurs : (charges verticales)</u>		<u>Éléments de contreventement :</u>	
- Murs en maçonnerie	1-2-3-4-5	- Murs en maçonnerie	1-2-3-4-5
- Voiles en béton	1-2-3-4-5	- Voiles béton	1-2-3-4-5
- Poteau en béton	1-2-3-4-5	- Portiques béton armé	1-2-3-4-5
- Poteau métallique	1-2-3-4-5	- Portiques métalliques	1-2-3-4-5
- Poteau en bois	1-2-3-4-5	- Palées triangulées	1-2-3-4-5
- Autres	1-2-3-4-5	- Autres	1-2-3-4-5
<u>Planchers — Toiture terrasse :</u>		<u>Toiture inclinée :</u>	
- Béton armé	1-2-3-4-5	- Charpente métallique	1-2-3-4-5
- Solives métalliques	1-2-3-4-5	- Charpente bois	1-2-3-4-5
- Solives bois	1-2-3-4-5	- Couverture tuile	1-2-3-4-5
		- Couverture amiante ciment	1-2-3-4-5

		- Couverture métallique	1-2-3-4-5
<b>ELEMENTS SECONDAIRES :</b>			
<b>Escalier :</b>		<b>Remplissages extérieurs :</b>	
- Béton	1-2-3-4-5	- Maçonnerie	1-2-3-4-5
- Métal	1-2-3-4-5	- Béton préfabriqué	1-2-3-4-5
- Bois	1-2-3-4-5	- Bardages	1-2-3-4-5
		- Autres	1-2-3-4-5
Autres éléments intérieurs :		Eléments extérieurs :	
- Plafond	1-2-3-4-5	- Balcons	1-2-3-4-5
<b>- Cloisons</b>	<b>1-2-3-4-5</b>	<b>- Garde-corps</b>	<b>1-2-3-4-5</b>
- Eléments vitrés	1-2-3-4-5	- Au vert	1-2-3-4-5
		- Acrotères – corniches	1-2-3-4-5
		- Cheminées	1-2-3-4-5
		- Autres	1-2-3-4-5
<b>INFLUENCE DES CONSTRUCTIONS ADJACENTES : (*)</b>			
La construction menace une autre construction :		Oui — Non	
La construction est menacée une autre construction :		Oui — Non	
La construction peut—être un soutien pour une autre construction :		Oui — Non	
La construction peut-être soutenue par une autre construction :		Oui — Non	
<b>Victimes : (*)</b>			
Oui — Non — Peut-être		Si Oui, Combien ?	
<b>COMMENTAIRES SUR LA NATURE ET LA CAUSE PROBABLE DES DOMMAGES :</b>			
<b>Sens transversal : (*)</b>		<b>Sens longitudinal :(*)</b>	
- Symétrie en plan :	bon – moyen – mauvais	bon - moyen - mauvais	
- Régularité en élévation :	bon – moyen – mauvais	bon - moyen - mauvais	
- Redondances des fils :	bon – moyen – mauvais	bon - moyen - mauvais	
<b>AUTRE COMMENTAIRE :</b>			
<b>EVALUATION FINALE : (*)</b>			
Niveau général des dommages :		Couleurs :	
1 — 2 — 3 — 4 — 5		Vert — Orange — Rouge	
<b>MESURES IMMEDIATES A PRENDRE :</b>			
(*) : Entourer la mention utile. Dans le cas de numéros, Un ou plusieurs numéros peuvent être entourés.			

## ANNEXE 4

**Tableau 4.1 : Résultats numériques des indices de vulnérabilité et degrés de dommage d'après l'analyse des fiches d'évaluation des bâtiments endommagés par le séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès**

V	D	D+σ	D-σ
0.23	0.38	0.47	0.27
0.23	0.38	0.47	0.27
0.19	0.38	0.44	0.24
0.22	0.38	0.46	0.27
0.33	0.42	0.54	0.34
0.29	0.42	0.51	0.31
0.29	0.42	0.51	0.31
0.39	0.47	0.58	0.38
0.51	0.56	0.67	0.48
0.38	0.47	0.57	0.38
0.43	0.47	0.61	0.41
0.38	0.44	0.58	0.38
0.43	0.47	0.61	0.41
0.58	0.60	0.73	0.53
0.43	0.47	0.61	0.41
0.40	0.47	0.59	0.39
0.34	0.42	0.54	0.35
0.40	0.47	0.59	0.39
0.44	0.49	0.62	0.42
0.51	0.53	0.67	0.47
0.43	0.47	0.61	0.41
0.26	0.40	0.49	0.29
0.35	0.44	0.55	0.36
0.29	0.42	0.51	0.31
0.29	0.42	0.51	0.31
0.29	0.42	0.51	0.31
0.27	0.42	0.50	0.30
0.28	0.40	0.50	0.30
0.25	0.40	0.48	0.28
0.28	0.40	0.50	0.30
0.28	0.42	0.51	0.31
0.29	0.42	0.51	0.31
0.28	0.40	0.50	0.30
0.25	0.40	0.48	0.28
0.19	0.36	0.44	0.24
0.34	0.44	0.55	0.35
0.33	0.42	0.54	0.34
0.39	0.47	0.58	0.38
0.25	0.42	0.48	0.29
0.34	0.42	0.54	0.35
0.25	0.40	0.48	0.28
0.34	0.44	0.55	0.35
0.34	0.44	0.55	0.35
0.34	0.44	0.55	0.35

V	D	D+σ	D-σ
0.19	0.38	0.44	0.24
0.22	0.47	0.46	0.26
0.29	0.42	0.51	0.31
0.29	0.40	0.51	0.31
0.33	0.42	0.54	0.34
0.28	0.40	0.50	0.30
0.42	0.47	0.60	0.40
0.29	0.42	0.51	0.31
0.33	0.42	0.54	0.34
0.36	0.47	0.56	0.36
0.32	0.42	0.53	0.33
0.33	0.42	0.54	0.34
0.34	0.44	0.55	0.35
0.38	0.44	0.58	0.38
0.34	0.44	0.55	0.35
0.36	0.44	0.56	0.36
0.36	0.47	0.56	0.36
0.28	0.40	0.50	0.30
0.19	0.38	0.44	0.25
0.36	0.47	0.56	0.36
0.37	0.44	0.57	0.37
0.36	0.47	0.56	0.36
0.40	0.49	0.59	0.39
0.40	0.49	0.59	0.39
0.40	0.49	0.59	0.39
0.37	0.44	0.57	0.37
0.33	0.42	0.54	0.34
0.34	0.44	0.54	0.35
0.42	0.47	0.60	0.40
0.39	0.47	0.58	0.38
0.30	0.42	0.52	0.32
0.37	0.49	0.56	0.37
0.45	0.51	0.63	0.43
0.47	0.53	0.64	0.44
0.34	0.42	0.54	0.35
0.51	0.56	0.67	0.48
0.43	0.47	0.61	0.41
0.30	0.40	0.51	0.32
0.41	0.49	0.60	0.40
0.44	0.51	0.62	0.42
0.47	0.53	0.64	0.44
0.39	0.47	0.58	0.38
0.24	0.38	0.48	0.28
0.42	0.47	0.60	0.40

V	D	D+σ	D-σ
0.27	0.42	0.50	0.30
0.34	0.44	0.55	0.35
0.37	0.53	0.56	0.37
0.34	0.47	0.54	0.35
0.29	0.42	0.51	0.31
0.34	0.44	0.55	0.35
0.33	0.42	0.54	0.34
0.39	0.47	0.58	0.38
0.38	0.47	0.57	0.37
0.31	0.42	0.52	0.33
0.37	0.44	0.57	0.37
0.44	0.51	0.62	0.42
0.30	0.42	0.52	0.32
0.44	0.49	0.62	0.42
0.27	0.40	0.49	0.30
0.34	0.44	0.55	0.35
0.19	0.36	0.44	0.24
0.33	0.42	0.54	0.34
0.29	0.40	0.51	0.31
0.43	0.49	0.61	0.41
0.22	0.38	0.46	0.27
0.36	0.47	0.56	0.36
0.36	0.47	0.56	0.36
0.36	0.49	0.56	0.36
0.36	0.49	0.56	0.36
0.39	0.47	0.58	0.38
0.28	0.42	0.50	0.31
0.38	0.44	0.58	0.38
0.18	0.36	0.43	0.24
0.33	0.42	0.54	0.34
0.32	0.42	0.53	0.33
0.33	0.42	0.54	0.34
0.30	0.44	0.52	0.32
0.37	0.44	0.57	0.37
0.38	0.47	0.57	0.37
0.29	0.42	0.51	0.31
0.39	0.47	0.58	0.38
0.36	0.47	0.56	0.36
0.36	0.47	0.56	0.36
0.19	0.38	0.44	0.25
0.32	0.44	0.53	0.34
0.29	0.40	0.51	0.31
0.53	0.53	0.69	0.49
0.57	0.62	0.72	0.52
0.61	0.69	0.75	0.56

0.44	0.49	0.62	0.42
0.39	0.47	0.58	0.38
0.37	0.47	0.56	0.37
0.34	0.44	0.55	0.35
0.40	0.47	0.59	0.39
0.24	0.38	0.48	0.28
0.19	0.36	0.44	0.24
0.29	0.40	0.51	0.31
0.24	0.38	0.48	0.28
0.22	0.38	0.46	0.27
0.22	0.38	0.46	0.27
0.29	0.40	0.51	0.31
0.31	0.42	0.52	0.33
0.18	0.36	0.43	0.24
0.30	0.42	0.52	0.32
0.39	0.47	0.58	0.38
0.27	0.40	0.49	0.30
0.33	0.44	0.54	0.34
0.38	0.47	0.57	0.37
0.23	0.38	0.47	0.27
0.22	0.38	0.46	0.27
0.25	0.40	0.48	0.28
0.34	0.44	0.55	0.35
0.34	0.44	0.54	0.35
0.47	0.49	0.64	0.44
0.18	0.36	0.43	0.24
0.25	0.42	0.49	0.29
0.42	0.47	0.60	0.40
0.23	0.40	0.47	0.27
0.25	0.40	0.48	0.28
0.22	0.38	0.46	0.27
0.33	0.42	0.54	0.34
0.33	0.44	0.54	0.34
0.33	0.44	0.54	0.34
0.33	0.44	0.54	0.34
0.27	0.40	0.49	0.30
0.33	0.42	0.54	0.34
0.18	0.36	0.43	0.24
0.23	0.38	0.47	0.27
0.28	0.40	0.50	0.30
0.26	0.40	0.49	0.29
0.22	0.38	0.46	0.27
0.48	0.51	0.65	0.45
0.29	0.40	0.51	0.31
0.33	0.42	0.54	0.34
0.27	0.42	0.50	0.30
0.44	0.51	0.62	0.42
0.34	0.44	0.55	0.35
0.31	0.42	0.52	0.33
0.28	0.40	0.50	0.30
0.28	0.42	0.50	0.31
0.20	0.38	0.45	0.25
0.36	0.47	0.56	0.36

0.24	0.38	0.48	0.28
0.45	0.51	0.63	0.43
0.37	0.44	0.57	0.37
0.33	0.42	0.54	0.34
0.29	0.40	0.51	0.31
0.33	0.42	0.54	0.34
0.35	0.47	0.55	0.35
0.24	0.38	0.48	0.28
0.27	0.40	0.49	0.30
0.33	0.42	0.54	0.34
0.51	0.56	0.67	0.48
0.44	0.51	0.62	0.42
0.36	0.44	0.56	0.36
0.33	0.42	0.54	0.34
0.33	0.42	0.54	0.34
0.22	0.38	0.46	0.27
0.33	0.42	0.54	0.34
0.23	0.38	0.47	0.27
0.34	0.44	0.54	0.35
0.33	0.42	0.54	0.34
0.19	0.38	0.44	0.25
0.34	0.44	0.55	0.35
0.38	0.53	0.57	0.37
0.34	0.44	0.55	0.35
0.27	0.40	0.49	0.30
0.28	0.40	0.50	0.30
0.34	0.44	0.55	0.35
0.28	0.40	0.50	0.30
0.28	0.40	0.50	0.30
0.33	0.42	0.54	0.34
0.32	0.42	0.53	0.33
0.33	0.42	0.54	0.34
0.34	0.44	0.55	0.35
0.33	0.42	0.54	0.34
0.29	0.40	0.51	0.31
0.28	0.40	0.50	0.30
0.35	0.47	0.55	0.35
0.28	0.40	0.50	0.30
0.16	0.38	0.42	0.23
0.30	0.42	0.52	0.32
0.18	0.36	0.43	0.24
0.45	0.51	0.63	0.43
0.36	0.47	0.56	0.36
0.39	0.47	0.58	0.38
0.42	0.47	0.60	0.40
0.42	0.47	0.60	0.40
0.27	0.40	0.49	0.30
0.33	0.42	0.54	0.34
0.33	0.42	0.54	0.34
0.40	0.49	0.59	0.39
0.27	0.40	0.49	0.30
0.36	0.44	0.56	0.36

0.51	0.60	0.67	0.48
0.38	0.47	0.57	0.37
0.38	0.47	0.57	0.37
0.47	0.58	0.64	0.44
0.27	0.40	0.49	0.30
0.33	0.44	0.54	0.34
0.38	0.47	0.57	0.37
0.41	0.51	0.60	0.40
0.51	0.60	0.67	0.48
0.41	0.56	0.60	0.40
0.27	0.40	0.49	0.30
0.54	0.62	0.69	0.50
0.51	0.60	0.67	0.48
0.33	0.44	0.54	0.34
0.32	0.42	0.53	0.33
0.29	0.42	0.51	0.31
0.22	0.38	0.46	0.27
0.38	0.47	0.57	0.37
0.51	0.60	0.67	0.48
0.51	0.58	0.67	0.47
0.38	0.47	0.57	0.37
0.46	0.56	0.64	0.44
0.43	0.49	0.61	0.41
0.38	0.47	0.57	0.37
0.38	0.47	0.57	0.37
0.54	0.62	0.69	0.50
0.34	0.51	0.54	0.35
0.34	0.44	0.55	0.35
0.54	0.62	0.69	0.50
0.33	0.44	0.54	0.34
0.29	0.42	0.51	0.31
0.38	0.47	0.57	0.37
0.38	0.47	0.57	0.37
0.38	0.47	0.57	0.37
0.34	0.44	0.55	0.35
0.23	0.38	0.47	0.27
0.18	0.38	0.43	0.24
0.34	0.44	0.55	0.35
0.23	0.38	0.47	0.27
0.24	0.38	0.48	0.28
0.33	0.42	0.54	0.34
0.34	0.44	0.55	0.35
0.29	0.42	0.51	0.31
0.33	0.42	0.54	0.34
0.51	0.58	0.67	0.47
0.44	0.49	0.62	0.42
0.43	0.47	0.61	0.41
0.44	0.49	0.61	0.42
0.38	0.44	0.58	0.38
0.24	0.40	0.47	0.28
0.25	0.40	0.48	0.28
0.43	0.47	0.61	0.41

## ANNEXE 5

Tableau 5.1: Préparation des surfaces [22]

Méthode – matériel	Efficacité	Inconvénients
<b>A. élimination en épaisseur</b>		
<b>-burinage :</b> Outils manuels pneumatiques ou électriques légers.	Bon dégagement des bétons fissurés, brûlés et pollués dans l'encombrement des armatures.	Création de micro fissurations locales dans le cas d'abattage sans précaution.
<b>-repiquages :</b> Marteau léger pneumatique à aiguilles multiples.	Préparation efficace des bétons et surtout des armatures corrodées.	Création de microfissurations dans les granulats du béton ou provoquant leur décollement.
<b>-bouchardage :</b> Outils manuels pneumatiques ou électriques légers à pointes de diamant.	Bonne préparation des surfaces de faible importance.	Microfissuration importante.
<b>B. élimination de surface</b>		
<b>-sablage à sec :</b> Sableuse pneumatique et compresseur	Avec sables synthétiques agréés, bonne préparation des bétons et armatures avec utilisation de liants de synthèse.	Nuages de poussières, nécessité d'un personnel qualifié, équipé de protection individuelle agréée, risques pour ce personnel.
<b>-sablage humide :</b> Sableuse pneumatique et compresseur	Avec de la silice pure, bonne préparation des reprises avec liant hydraulique.	Risque important de pollution des parties voisines, prévoir une protection efficace.
<b>-lavage à l'eau à très haute pression</b> Pompe électrique HP.	Bon enlèvement des granulats dessertis et des liants dégradés.	Risques pour le personnel, à réserver aux reprises avec liant adhérent sur surface humide.
<b>-rabotage mécanique :</b> Rabot électrique à molettes ou outils multiples.	préparation des surfaces planes horizontales, non armées, fissurées et polluées.	Création d'amorces de fissuration, prévoir un produit de collage ou un primaire d'accrochage.
<b>-décapage thermique :</b> Lances à becs multiples oxyacétyléniques	préparation des surfaces planes de béton non armé très efficace en cas de pollution chimique.	Création de fissures dans les granulats du béton, prévoir un nettoyage final énergique.
<b>-ponçage :</b> Ponceuse légère électroportative disques abrasifs	préparation des surfaces planes de faible importance sans fissure ni armature.	Pas de reprise performante risque de polissage de la surface.
<b>C. décapage chimique</b>	A réserver aux cas	Risque important de

<p>Par acide dilué ou par solvant</p>	<p>particuliers : élimination de film synthétique ou de laitance de béton non armé.</p>	<p>pollution des parties voisines, prévoir une protection efficace (risque corrosion)</p>
---------------------------------------	---	---

Tableau 5.2 : Avantages et inconvénients des produits [22]

Type de produit	Avantages	inconvénient
Coulis de ciment	<ul style="list-style-type: none"> <li>- faible coût</li> <li>- possibilité de mise en œuvre par des moyens simples</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- retrait</li> <li>- ségrégation</li> <li>- ressuage (produit hétérogène)</li> <li>- utilisation délicate dans les fissures fines</li> </ul>
Silicates	<ul style="list-style-type: none"> <li>- long temps d'injectabilité</li> <li>- viscosité réglable par addition d'eau</li> <li>- injection des fissures <math>\geq 0.2\text{mm}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- retrait en milieu asséché</li> <li>- emploi délicate</li> <li>- injection de vides importants déconseillée</li> </ul>
Résines époxydiques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- pas de retrait</li> <li>- excellente adhérence</li> <li>- faible viscosité : injection des fissures <math>\geq 0.2\text{mm}</math></li> <li>- propriétés mécaniques élevées</li> <li>- bon comportement en présence d'humidité</li> <li>- prise et durcissement rapides</li> <li>- bon comportement aux agents agressifs</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- emploi délicate</li> <li>- coût élevé</li> </ul>
Résines polyester	<ul style="list-style-type: none"> <li>- propriétés mécaniques élevées</li> <li>- faible viscosité</li> <li>- injection des fissures <math>\geq 0.2\text{mm}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- produit inflammable</li> <li>- retrait</li> <li>- faible résistance à l'alcali du béton</li> <li>- adhérence sujette à caution</li> <li>- coût relativement élevé</li> <li>- emploi délicate</li> </ul>
Résines polyuréthanes	<ul style="list-style-type: none"> <li>- blocage provisoire de venues d'eau par formation de mousse</li> <li>- en milieu sec possibilité d'injecter des fissures actives avec des polyuréthanes « souples »</li> <li>- fissures <math>\geq 0.2\text{mm}</math></li> <li>- faible viscosité</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- léger retrait</li> <li>- sensibilité à l'eau</li> <li>- emploi délicate</li> </ul>
Résines acryliques	<ul style="list-style-type: none"> <li>- faible viscosité réglable</li> <li>- fissures <math>\geq 0.2\text{mm}</math></li> </ul> <p><b>Sous forme de gel :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- gonflement en présence d'eau</li> </ul> <p><b>Sous forme de résines :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- résistances chimiques élevées</li> <li>- résistances mécaniques élevées</li> </ul>	<p><b>Sous forme de gel :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- nécessité pour éviter le retrait d'une présence d'eau permanente</li> <li>- adhérence faible</li> <li>- propriétés mécaniques faibles</li> </ul> <p><b>Sous forme de résines :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- retrait</li> <li>- coût relativement élevé.</li> </ul>