

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Par

Zohra BOUTARAA

Thème :

Evaluation de la Vulnérabilité Sismique Urbaine et Renforcement de Sol comme Outils de Gestion du Risque Sismique dans la Ville de Chlef (Algérie)

Soutenue le 10/07/2018, devant le jury composé de :

Karim Ezziane	Professeur	Université UHBC de Chlef	Président
Tahar Messafer	MCA	Université UMB de Boumerdès	Examineur
Zamila Harichane	Professeur	Université UHBC de Chlef	Examineur
Mourad Bezzeghoud	Professeur	Université Evora-Portugal	Examineur
Nourredine Mezouar	MCA	Université CGS Alger	Examineur
Ahmed Arab	Professeur	Université UHBC de Chlef	Rapporteur

Avant-propos

Cette thèse est le fruit d'une recherche doctorale sur la gestion du risque sismique dans la ville de *Chlef*, qui est l'une des villes les plus concernée par ce risque en Algérie. Pour l'achèvement de ce travail, un temps considérable a été consacré à la collecte des données. La maîtrise des différents outils numériques utilisés et la réalisation des essais en laboratoire a également nécessité beaucoup de temps.

La première partie de la thèse a été réalisée au Bureau de Recherche Géologique et Minière (BRGM-Orléans, France). A cet effet, je tiens à adresser mes remerciements aux chercheurs qui m'ont encadrée; principalement le docteur Caterina Negulescu. Mes remerciements se dédient aussi au docteur Gislaine Verrhiest-Leblanc, référent séisme et présidente du comité des actions et des relations extérieurs de l'Association Française du Génie Parasismique (AFPS) pour ses orientations et encouragements au début de ce travail.

La seconde partie de la thèse a été réalisée au Laboratoire des Science des Matériaux et Environnement (LSME) à l'université Hassiba Benbouali de *Chlef*, où la grande partie de l'investigation expérimentale a été entreprise et au Laboratoire de Mécanique à l'école polytechnique de Lille (France), dans lequel des essais cycliques ont été effectués. Je remercie à cet effet mon directeur de thèse le professeur Arab Ahmed pour ses orientations et son assistance pendant la réalisation de cette importante étape du travail.

Je n'oublie pas de témoigner ma gratitude aux membres de jury qui ont accepté d'examiner cette thèse et d'y apporter les critiques et commentaires nécessaires à son amélioration.

Enfin, que tous ceux et celles qui m'ont apportée de l'aide, soutenue et encouragée durant ces années, puissent trouver ici l'expression de ma sincère reconnaissance.

Dédicaces

Cette thèse est dédiée :

À la mémoire des victimes du séisme d'El Asnam 1980,

À la mémoire de mes chers parents,

À ma famille : mon mari et mes très chers enfants; source de mon bonheur:

Anfel, Kaouthar, Ikhlas, Taha et Amira

Résumé de la thèse

Le travail élaboré dans cette thèse vise la proposition de deux outils qui s'inscrivent dans le cadre d'une approche préventive de gestion du risque sismique dans la ville de Chlef. Il s'agit d'abord, d'évaluer la vulnérabilité sismique du cadre bâti à l'échelle urbaine et d'élaborer ensuite, une carte pour la gestion du risque mouvement de terrains induits par le séisme dans cette ville. La mise en œuvre de ces deux outils permettra de limiter les conséquences d'un futur séisme sur cette zone. Pour évaluer la vulnérabilité sismique urbaine, la méthodologie Risk-UE est adoptée et des scénarios sismiques sont simulés en exploitant des outils numériques et cartographiques, dont le logiciel ARMAGEDOM et le SIG (Système d'Information Géographique). Afin d'ordonner la base de données nécessaire, un inventaire du cadre bâti à l'échelle urbaine est entrepris en phase amont. Les scénarios sismiques permettent d'évaluer les dommages causés aux bâtiments par un séisme de scénario choisi, de classer par ordre de priorité de réhabilitation les typologies de bâtiments les plus vulnérables et d'identifier les zones les plus sollicitées par le risque sismique. A l'issue de cette évaluation, les courbes de vulnérabilité et de fragilité des différentes typologies constructives identifiées sont développées pour deux situations urbaines: celle d'El Asnam en 1980 et celle de l'actuelle ville de Chlef. Pour élaborer une carte pour gérer le risque mouvement de terrains induits par le séisme, une investigation expérimentale au laboratoire est entreprise. Le but de la dite investigation étant d'étudier le comportement des sols vulnérables à ces effets dans la ville de Chlef, avant et après utilisation de procédés de renforcement de sol déjà utilisées en zones sismiques. En exploitant les résultats des dits essais et l'étude de microzonation de la région de Chlef (WCC 1984), la carte est réalisée moyennant des outils SIG. Cette carte indique les zones à risque de liquéfaction, de glissement et de tassement et les procédés de renforcements qui leurs sont proposés dans ce travail. Ainsi, les deux outils présentés dans cette thèse se veulent fournir des éléments d'aide à la décision dont, les gestionnaires locaux et les acteurs d'urbanisme peuvent faire usage pour une gestion rationnelle du risque sismique dans la ville de Chlef.

Mots clés : gestion du risque sismique, vulnérabilité sismique, scénarios de dommage, Risk-UE, SIG, renforcement de sol, Chlef.

Thesis abstract

The work carried out in this thesis aims to propose two tools that are part of a preventive approach to seismic risk management in Chlef city. First, it is about evaluating the seismic vulnerability of the built environment at the urban scale and then, elaborating a map for the management of the risk of ground motion induced by earthquake in this city. The implementation of these two tools allows limiting the consequences of a future earthquake on this zone. For evaluating the urban seismic vulnerability, the Risk-EU methodology is adopted and seismic scenarios are simulated using digital and cartographic tools, including the ARMAGEDOM software and the GIS (Geographic Information System). In order to schedule the database needed, an inventory of the built environment at the urban scale is undertaken in the upstream phase. The seismic scenarios enable to evaluate the damage caused to buildings by a selected earthquake scenario, to prioritize the classification of the most vulnerable buildings and identify the areas most solicited by the seismic risk. At the end of this evaluation, the vulnerability and fragility curves of the various constructive typologies identified are developed for the both urban situations: El Asnam in 1980 and Chlef actualy. To develop a map to manage the ground motion risk induced by earthquake, an experimental laboratory investigation is undertaken. The purpose of this investigation is to study the behavior of Chlef city's vulnerable soils to these effects, before and after the use of soil reinforcement

processes already used in seismic zones. Using these tests results and the Chlef region microzonation study (WCC, 1984), the map is produced using GIS tools. This map shows the areas at risk of liquefaction, sliding and settlement and the reinforcement processes which are proposed in this work. Thus, the two tools presented in this thesis are intended to provide decision support elements that local managers and urban planners can use for rational seismic risk management in Chlef city.

Keywords: seismic risk management, seismic vulnerability, damage scenarios, Risk-ue, GIS, soil reinforcement, Chlef.

ملخص أطروحة الدكتوراه

يهدف العمل الذي تم انجازه في هذه الرسالة إلى اقتراح أداتين تدرجان في إطار مقارنة وقائية لإدارة المخاطر الزلزالية في مدينة الشلف. يتعلق الأمر أولاً، بتقييم الضعف الزلزالي للحضيرة السكنية على النطاق الحضري لمدينة الشلف وثانياً بوضع خريطة لإدارة خطر حركة التربة اثر الزلزال. في هذا الإطار، سنتيح الوصيلتان المقترحتان الحد من عواقب واثار زلزال في المستقبل علي هذه المنطقة. بهدف تقييم الضعف الزلزالي للحضيرة السكنية لمدينة الشلف، و الذي يشكل الأداة الأولى، تم استخدام المنهجية الأوروبية Risk-ue كما تم القيام بمحاكاة سيناريوهات زلزالية و ذلك باستخدام أدوات رقمية ورسم الخرائط، بما في ذلك برمجيات ARMAGEDOM ونظام المعلومات الجغرافية GIS. من أجل جدولة قاعدة البيانات اللازمة للعمل، تم في المرحلة التمهيدية إجراء جرد للحضيرة السكنية على نطاق المدينة. تتيح السيناريوهات إمكانية تقييم الأضرار التي يمكن أن تلحق بالمباني خلال سيناريو زلزالي معين. كما تسمح بتصنيف أكثر المباني هشاشة وتحديد المناطق الأكثر تضرراً من الخطر الزلزالي. في نهاية هذا التقييم، يتم تطوير منحنيات الضعف والهشاشة لمختلف أنواع المبني في كلتا الحالتين: الأبنام في 1980 و الشلف حالياً. من أجل تطوير خريطة تظهر التقنيات المقترحة لتقوية التربة في مدينة الشلف، وهي الأداة الثانية المقدمة في هذا العمل، يجري القيام بتجارب مخبرية، الغرض منها هو دراسة تعامل التربة المعرضة لمخاطر الحركة الناجمة عن الزلزال قبل وبعد استخدام تقنيات التقوية المستخدمة في المناطق الزلزالية. ان الحصول على تحسن في الخصائص الجيوتقنية بعد استخدام التقوية، يسمح لنا أن نوصي باستخدامها لتسيير خطر حركة التربة الناجمة عن الزلزال. وأخيراً، من خلال استغلال النتائج التي تم الحصول عليها من الاختبارات التي أجريت و كذا الدراسة الكرونية لمنطقة الشلف المنجزة من طرف (WCC, 1984)، يتم انجاز الخريطة باستخدام أدوات نظم المعلومات الجغرافية SIG. تحدد هذه الخريطة بوضوح المناطق المعرضة لخطر التسييل، الانزلاق و الانضغاط مع تقنيات التقوية المقترحة في هذا العمل. وهكذا، فإن الهدف من الأدوات المقدمة في هذه الأطروحة، هو توفير عناصر دعم القرار التي تمكن المسيرين المحليين و الفاعلين في مجال البناء من استخدامها كأداة للتسيير الرشيد للخطر الزلزالي في مدينة الشلف.

الكلمات الدالة: تسيير الخطر الزلزالي، الهشاشة الزلزالية، سيناريوهات التضرر، Risk-ue، GIS، تقوية التربة، الشلف

Sommaire

Résumé de la thèse	i
Introduction générale.....	1
Chapitre 1: Le risque sismique	
1.1. Introduction	4
1.2. Le risque.....	4
<i>1.2.1. Définitions</i>	<i>4</i>
<i>1.2.2. Classification des risques</i>	<i>5</i>
<i>1.2.3. Risque sismique.....</i>	<i>6</i>
<i>1.2.4. Composants du risque sismique.....</i>	<i>6</i>
1.3. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant.....	12
<i>1.3.1. Méthodes développées en Europe</i>	<i>12</i>
<i>1.3.2. Méthodes développées en Amérique</i>	<i>16</i>
<i>1.3.3. Méthode Japonaise.....</i>	<i>18</i>
<i>1.3.4. Méthode New Zélandaise NZSEE (2006).....</i>	<i>20</i>
1.4. Scénarios de risque sismique.....	21
1.5. Gestion du risque sismique	22
1.6. Risque sismique en Algérie.....	23
<i>1.6.1. Stratégie de gestion du risque sismique en Algérie : L'approche préventive</i>	<i>23</i>
<i>1.6.2. Cadre législatif</i>	<i>24</i>
1.7. Exemples de travaux réalisés pour l'évaluation du risque sismique	24
1.8. Conclusion	28
Chapitre 2 : Procédés de renforcement des sols en zones sismiques	
2.1. Introduction	30
2.2. Phénomène de liquéfaction.....	30
<i>2.2.1 Définition.....</i>	<i>30</i>
<i>2.2.2. Notions de contractance et de dilatance</i>	<i>32</i>
<i>2.2.3. Paramètres influant la résistance à la liquéfaction d'un sol</i>	<i>33</i>
2.3. Renforcement de sol.....	39
<i>2.3.1. Définition</i>	<i>39</i>
<i>2.3.2. Objectifs.....</i>	<i>39</i>
<i>2.3.3. Domaine d'application.....</i>	<i>40</i>

2.4. Procédés de renforcement de sol.....	40
2.4.1. <i>Amélioration dans la masse</i>	<i>41</i>
2.4.2. <i>Amélioration par inclusions souples.....</i>	<i>43</i>
2.4.3. <i>Renforcement de sol par inclusions rigides.....</i>	<i>45</i>
2.4.4. <i>Autres techniques de renforcement</i>	<i>46</i>
2.5. Travaux réalisés sur le renforcement des sols en zones sismiques	46
2.5.1. <i>Etudes à échelles réelles.....</i>	<i>46</i>
2.5.2. <i>Etudes en laboratoire</i>	<i>49</i>
2.5.3. <i>Simulations numériques</i>	<i>50</i>
2.6. Cartographie du risque mouvements de terrains	51
2.7. Conclusion.....	53

Chapitre 3: Présentation de la zone d'étude

3.1. Introduction	55
3.2. Présentation générale de la ville de Chlef	55
3.2.1. <i>Toponymie</i>	<i>55</i>
3.2.2. <i>Situation géographique</i>	<i>55</i>
3.2.3. <i>Evolution historique de la ville</i>	<i>56</i>
3.2.4. <i>Contexte géologique de la ville</i>	<i>58</i>
3.3. Structure urbaine actuelle de la ville de Chlef	59
3.3.1. <i>Contraintes physique et axes de liaison.....</i>	<i>59</i>
3.3.2. <i>Structure urbaine de la ville.....</i>	<i>61</i>
3.3.3. <i>Structure fonctionnelle dans la ville.....</i>	<i>62</i>
3.3.4. <i>Risques majeurs dans la ville de Chlef.....</i>	<i>62</i>
3.4. Données démographiques.....	62
3.5. Aléa sismique dans la ville de Chlef.....	63
3.5.1. <i>Caractéristique de la sismicité de l'Algérie du nord.....</i>	<i>63</i>
3.5.2. <i>Séismicité historique de la région de Chlef</i>	<i>63</i>
3.5.3. <i>Le séisme historique d'El-Asnam 1980</i>	<i>65</i>
3.5.4. <i>L'aléa sismique dans la région de Chlef.....</i>	<i>66</i>
3.6. Conclusion.....	67

Chapitre 4: Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti urbain

4.1. Introduction	69
4.2. Méthodologie de l'étude.....	69
4.2.1. <i>Données</i>	<i>69</i>
4.2.2. <i>Outils numériques</i>	<i>72</i>

4.2.3. <i>Evaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant dans la ville de Chlef</i>	75
4.2.4. <i>Scénarios sismiques et développement des courbes de vulnérabilité et de fragilité</i>	80
4.3. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti urbain	81
4.3.1. <i>Inventaire et analyse statistique du parc immobilier</i>	81
4.3.2. <i>Résultats des scénarios sismiques</i>	88
4.3.3. <i>Courbes de vulnérabilité</i>	93
4.3.4. <i>Distribution des dommages et développement des courbes de fragilité</i>	95
4.4. Conclusion	103
Chapitre 5: Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvements de terrain induits par le séisme	
5.1. Introduction	105
5.2. Méthodologie de cartographie	105
5.2.1. <i>Données de base</i>	105
5.2.2. <i>Etapas de cartographie</i>	106
5.3. Investigation expérimentale	108
5.3.1. <i>Programme des essais réalisés</i>	108
5.3.2. <i>Dispositif expérimental</i>	108
5.3.3. <i>Caractéristiques des matériaux</i>	110
5.4. Mode opératoire	114
5.4.1. <i>Mise en place des échantillons dans l'appareil triaxial</i>	114
5.4.2. <i>Mode de dépôt</i>	115
5.4.3. <i>Saturation de l'échantillon</i>	116
5.4.4. <i>Consolidation de l'échantillon</i>	117
5.4.5. <i>Application du déviateur de contrainte</i>	117
5.5. Présentation et discussion des résultats des essais	117
5.5.1. <i>Renforcement par densification</i>	117
5.5.2. <i>Renforcement par géotextiles</i>	122
5.5.3. <i>Renforcement par colonnes de ciment</i>	125
5.5.4. <i>Renforcement par colonnes ballastées</i>	127
5.6. Présentation de la carte thématique	129
5.6.1. <i>Zones identifiées sur la carte thématique</i>	130
5.6.2. <i>Recommandations sur les procédés de renforcement de sol à utiliser</i>	134
5.7. Conclusion	136
Conclusion générale et perspectives	137
Références bibliographiques	140
Annexes	

Liste des figures

Chapitre I

- Fig.1.1. Similitudes et différences entre risques naturel et technologique (Breysse, 2009a)
- Fig.1.2. Exemple de Courbe d'aléa pour la ville de Grenoble (Nicol, 2014)
- Fig.1.3. Classes de vulnérabilité et indicateurs de dommages de l'EMS 98 (Grünthal, 1998)
- Fig.1.4. Exemples de classes de vulnérabilité EMS 98 (Grünthal, 1998)
- Fig.1.5. Exemple de courbes de vulnérabilité (Sedan et al., 2006)
- Fig.1.6. Exemple de courbes de fragilité (Saidi, 2010)
- Fig.1.7. Exemple de courbes de capacité : Détermination du *point de demande* (FEMA 2003)
- Fig.1.8. Exemple de courbes de fragilité pour quatre niveaux de dommage (FEMA, 2003)
- Fig.1.9. Principes de réalisation d'un scénario de risque sismique (Sedan et al., 2006)
- Fig.1.10. Représentation cyclique du processus de gestion des risques (Breysse, 2009b)
- Fig.1.11. Actions à entreprendre dans le cadre du processus de gestion du risque sismique
- Fig.1.12. Scénario de risque sismique réalisé pour la ville de *Chania* (Sarris et al. 2010).
- Fig.1.13. Résultats de scénarios sismiques (Lantada et al. 2010)
- Fig.1.14. Estimation des pertes humaines pour différents scénarios sismiques (Lamego et al. 2016)
- Fig.1.15. Nombre des sans-abri pour la ville de *Hoceima* (Cherif et al., 2016)
- Fig.1.16. Distribution des dommages (EMS98 = IX et X) (Senouci et al. 2013)
- Fig.1.17. Résultats du scénario de dommages pour la ville de Constantine (Boukri et al. 2014)
- Fig.1.18. Scénario de dommage pour la ville de Annaba (EMS98=X) (Athmani et al., 2015)

Chapitre II

- Fig.2.1. Illustration du phénomène de liquéfaction
- Fig.2.2. Différentes formes de manifestation du phénomène de liquéfaction des sols
- Fig.2.3. Sites liquéfiés sous l'effet du séisme d'El-Asnam 1980 (Bertero and Shah 1983)
- Fig.2.4. Comportement d'un sable lors de l'essai triaxial (Aris, 2012)
- Fig.2.5. Influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Della 2010)
- Fig.2.6. Influence de la structure des grains sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1984)
- Fig.2.7. Influence des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chemmam et al. 2016)
- Fig.2.8. Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Arab et al., 2011)
- Fig.2.9. Préparation par : (a) déversement à sec et (b) pluviométrie sous eau
- Fig.2.10. Préparation des échantillons par sous compaction
- Fig.2.11. Influence du mode de préparation sur la résistance d'un sol (Brahim et al. 2015)
- Fig.2.12. Influence du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Yoshimine et Ishihara, 1998)
- Fig.2.13. Effet de l'amplitude du séisme sur la pression et la contrainte effective (Yedjour 2012)
- Fig.2.14. Domaine de validité des techniques d'amélioration des sols (Dhouib et al 2004)
- Fig.2.15. Principe de la technique du préchargement (Bouassida 2008)
- Fig.2.16. Amélioration de sol par technique de drainage
- Fig.2.17. Etapes d'exécution du procédé de vibrocompactage (Document Keller)
- Fig.2.18. Effet d'une première passe de compactage dynamique (Bergado et al. 1996)
- Fig.2.19. Principe de réalisation des SPC par la méthode « Geo-Kong » (Kunihiko et al. 2014)
- Fig.2.20. Exemples de géotextiles de renforcement et de géogrilles
- Fig.2.21. Réalisation des colonnes ballastées par voie sèche et humide
- Fig.2.22. Schéma représentatif d'un renforcement par inclusions rigides Berthelot et al. (2003)
- Fig.2.23. Schéma de principe de réalisation d'un Jet-grouting (Document Keller)
- Fig.2.24. Mesures des tassements dans un remblai renforcé par C B (Iorio et al., 1987)
- Fig.2.25. Profil pressiométrique d'un sable limoneux avant et après compactage
- Fig.2.26. Performance du renforcement en fonction du PGA (Hausler et Sitar 2001)
- Fig.2.27. Résultats de l'analyse dynamique (Martin et Olgun 2007)
- Fig.2.28. Coupe schématique (a) et vue en plan du modèle réduit (b) (Houda et al., 2013)
- Fig.2.29. Effet du nombre de couches de géosynthétique sur : (a) le déviateur de contrainte et (b) la déformation volumétrique (Brahim et al. 2015)
- Fig.2.30. Détails du modèle 2D utilisé pour la simulation (Rangel et al. 2008)
- Fig.2.31. Réservoir reposant sur un sable traité par colonnes ballastées (Bouassida et al, 2012)

- Fig.2.32.** Comparaisons des résultats de l'expérimentation et la simulation (Pham 2013)
Fig.2.33. Procédé expérimental (a) et Comparaison des résultats (Hucker 2014)
Fig.2.34. Cartographie de l'aléa liquéfaction pour la commune du Gosier (Belvaux et al. 2015)
Fig.2.35. Cartographie du risque mouvements de terrain de la wilaya d'Alger
Fig.2.36. Cartographie des aléas liquéfaction et glissement pour la ville de Constantine (Hamidatou et Sabartai, 2016)

Chapitre III

- Fig.3.1.** Situation géographique de la ville de *Chlef*
Fig.3.2. Plan de l'ancienne *Orléansville* (*Chlef* actuellement) en 1928
Fig.3.3. Photos d'*Orléansville* (*Chlef* actuellement) durant l'époque coloniale
Fig.3.4. Profil de sol type le long de l'oued Cheliff (modifié de Petrovski et al. 1981)
Fig.3.5. Etat des lieux actuel de la ville de *Chlef* (PDAU, 2012)
Fig.3. 6. Situation de l'urbanisme dans la ville de *Chlef* (Kerrouzi et Tari, 2013)
Fig.3.7. Carte sismotectonique du bas Chellif (Layadi 2016)
Fig.3.8. Ampleur des dégâts subis par les bâtiments suite au séisme d'El Asnam 1980

Chapitre IV

- Fig.4.1.** Etapes dévaluation de la vulnérabilité sismique urbainede la ville de *Chlef*
Fig.4.2. Secteurs recensés suite au séisme d'*El Asnam* 1980 (Benaichouche et al, 2018)
Fig.4.3. Schéma de principe d'un système d'information géographique
Fig.4.4. Table "*OCCSOL1*" utilisée dans le premier scénario (*El Asnam* 1980)
Fig.4.5. Découpage de la zone d'étude suivant les contraintes physiques existantes
Fig.4.6. Table "*OCCSOL 2*" utilisée dans les scénarios II et III
Fig 4.7. Typologies constructives existants dans la ville d'*ElAsnamen* 1980
Fig.4.8. Nombre de batiments par typologie constructive (Scénario I)
Fig.4.9. Typologies constructives actuelles dans la ville de *Chlef*
Fig.4.10. Nombre de batiments par typologies(Scénario II et III)
Fig.4.11. Distribution du parc de logements dans la ville de *Chlef* par catégorie
Fig.4.12. Distribution de l'habitat individuel et collectif par zone dans la ville de *Chlef*
Fig.4.13. Distribution des batiments préfabriqués par zone dans la ville de *Chlef*
Fig.4.14. Distribution du parc immobilier par zone dans la ville de *Chlef*
Fig.4.15. Distribution des équipements par district dans la ville de *Chlef*
Fig.4.16. Distribution de l'habitat individuel par typologie constructive
Fig.4.17. Etat parasismique de l'habitat individuel dans la ville de *Chlef*
Fig.4.18. Etat de réhabilitation de l'habitat individuel dans la ville de *Chlef*
Fig.4.19. Comparaison des résultats de la simulation n°3 (barres colorées) et des dommages observés (barres hachurées)
Fig.4.20. Comparaison de la répartition géographique des dommages simulés (en %) et observés
Fig.4.21. Dommages structuraux pour le scénario II :(a)par zone et (b) par typologie
Fig.4.22. Résultats de l'évaluation des dommages D4-D5 dans la ville de *Chlef* (scénario II): (a) pourcentage et (b) nombre de bâtiments
Fig.4.23. Résultats de l'évaluation des dommages D4-D5 dans la ville de *Chlef* (scénario III): (a) pourcentage et (b) nombre de bâtiments
Fig.4.24. Courbes de vulnérabilité des typologies existantes à *El Asnamen* 1980
Fig.4.25. Courbes de vulnérabilité des typologies existantes à *Chlef* actuellement
Fig.4.26. Courbes de fragilité (a, b) et distribution des dommages (c, d) pour les typologies *TA* et *TB*
Fig.4.27. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *TC*
Fig.4.28. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *TM*
Fig.4.29. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *T1*
Fig.4.30. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *T2*
Fig.4.31. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *T3*
Fig.4.32. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *T4*
Fig.4.33. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *T5*
Fig.4.34. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie *TP*

Chapitre V

- Fig.5.1.** Méthodologie de réalisation de la carte thématique
- Fig.5.2.** Principales étapes de réalisation de la carte thématique : (a) calage des images *raster*, (b) digitalisation des *objets* et (c) table des données
- Fig.5.3.** Schéma du dispositif expérimental utilisé
- Fig.5.4.** Courbe granulométrique du sable et des limons d'oued *Chlef*
- Fig.5.5.** Emplacement de la nappe de géotextile dans l'échantillon
- Fig.5.6.** Surface des géotextiles utilisés
- Fig.5.7.** Colonnes de ciment: (a) préparées et (b) placées dans l'échantillon de sol
- Fig.5.8.** Sable utilisé pour restituer le ballast (a) et colonnes confectionnées (b)
- Fig.5.9.** Disposition géométrique des colonnes dans le moule
- Fig.5.10.** Différentes disposition des colonnes dans l'échantillon de sol
- Fig.5.11.** Etapes de préparation de l'essai triaxial
- Fig.5.12.** Principe de préparation de l'échantillon de sol par pluviation à sec
- Fig.5.13.** Essai triaxial en phase de saturation de l'échantillon
- Fig.5.14.** Effet de la densification sur le comportement drainé du sol étudié: (a) Evolution du déviateur de contrainte, (b) de la déformation volumique et (c) du module sécant
- Fig.5.15.** Effet de la densification sur le comportement non drainé du sol étudié : (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale
- Fig.5.16.** Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne effective
- Fig.5.17.** Effet de la densification sur le comportement non drainé du sol étudié: (a) Evolution de la résistance au cisaillement et (b) de la pression interstitielle en fonction de D_r
- Fig.5.18.** Essai triaxial cyclique sur sol lâche ($D_r=20\%$)
- Fig.5.19.** Essai triaxial cyclique sur sol moyennement dense ($D_r=50\%$)
- Fig.5.20.** Essai triaxial cyclique sur sol dense ($D_r=80\%$)
- Fig.5.21.** Evolution du nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction en fonction de la densité relative
- Fig.5.22.** Allure de l'échantillon renforcé par une nappe de géotextile après cisaillement
- Fig.5.23.** Effet de la surface de renforcement sur le comportement non drainé du sol étudié ($D_r=20\%$): (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) Evolution de la pression interstitielle
- Fig.5.24.** Effet de la surface de renforcement sur le comportement non drainé du sol étudié ($D_r=50\%$): (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle
- Fig.5.25.** Effet de la surface de renforcement sur le comportement non drainé du sol étudié ($D_r=80\%$): (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle
- Fig.5.26.** Effet de la surface de renforcement sur l'angle de frottement du sol étudié
- Fig.5.27.** Effet de la teneur en ciment des colonnes sur l'évolution du déviateur contrainte
- Fig.5.28.** Effet de la teneur en ciment sur les déformations volumiques dans le sol étudié : (a) en fonction des déformations axiales et (b) en fonction de la teneur en de ciment
- Fig.5.29.** Evolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en ciment des colonnes
- Fig.5.30.** Effet du nombre des colonnes ballastées sur l'évolution des déformations volumiques
- Fig.5.31.** Effet du nombre des colonnes ballastées sur la résistance du sol: (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle
- Fig.5.32.** Evolution du déviateur des contraintes en fonction du nombre de colonnes ballastées
- Fig.5.33.** Effet du nombre de colonnes ballastées sur l'angle de frottement interne du sol
- Fig.5.34.** Carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induits par le séisme
- Fig.5.35.** Profils de sol en zone: (a) I , (b) II , (c) III, (d) IV et (e) V (LNHC et Layadi et al, 2016)

Liste des tableaux

Chapitre I

- Tableau 1.1.** Présentation générale du niveau 1 de la méthode *RISK-UE*.
- Tableau 1.2.** Matrice des typologies de bâtiments Risk-UE (BTM)
- Tableau 1.3.** Valeurs du facteur V_m pour les bâtiments en maçonnerie
- Tableau 1.4.** Valeurs du facteur V_m pour les bâtiments en béton armé
- Tableau 1.5.** Présentation générale de la méthodologie *HAZUS*
- Tableau 1.6.** Présentation générale de la méthode Japonaise
- Tableau 1.7.** Présentation générale de la méthode NZSEE (2006)

Chapitre II

- Tableau 2.1.** Rôle et application des géosynthétiques (Huckert 2014)

Chapitre III

- Tableau 3.1.** Distribution de la population de la ville de *Chlef* par district
- Tableau 3.2.** Evènements sismiques dans la région de *Chlef* entre 1901 et fin 2017 ($M > 4$)
- Tableau 3.3.** Paramètres des failles identifiées dans la région de *Chlef* (WCC 1984)
- Tableau 3.4.** Distribution des dommages en fonction du type de sol (Chaker et Slimani, 1983)

Chapitre IV

- Tableau 4.1.** Dommages subis par les bâtiments d'El-Asnam (Petrovski et al., 1981)
- Tableau 4.2.** Classes de vulnérabilité et indices correspondant
- Tableau 4.3.** Typologies existantes à *Chlef* actuellement et indices de vulnérabilité assignés
- Tableau 4.4.** Parc immobilier dans la ville de *Chlef*
- Tableau 4.5.** Distribution de l'habitat individuel dans la ville de *Chlef* par typologie
- Tableau 4.6.** Etat parasismique de l'habitat individuel
- Tableau 4.7.** Comparaison des résultats des simulations et des dommages observés
- Tableau 4.8.** Degrés d'endommagement des bâtiments par zone
- Tableau 4.9.** Degrés d'endommagement des bâtiments par typologie
- Tableau 4.10.** Degrés d'endommagement des bâtiments par zone (scénario III)
- Tableau 4.11.** Probabilité d'endommagement structural et non structural (scénario I)
- Tableau 4.12.** Probabilité d'endommagement structural et non structural (scénario II)

Chapitre V

- Tableau 5.1.** Programme expérimental: procédé de renforcement, nombre et type d'essais
- Tableau 5.2.** Grandeur de calcul et paramètres utilisés dans l'essai triaxial
- Tableau 5.3.** Propriétés physiques du sol testé
- Tableau 5.4.** Répartition des masses par couche (essais dense et moyennement dense)
- Tableau 5.5.** Caractéristiques techniques du géotextile utilisé
- Tableau 5.6.** Caractéristiques chimiques et physiques du ciment utilisé
- Tableau 5.7.** Procédés de renforcement recommandé par zone

Introduction générale

En sites urbains, un séisme peut engendrer de graves effets, encore plus néfastes que, lorsqu'on est en présence de sols vulnérables au séisme. Dans ce cas, plusieurs actions sont conjuguées: des vibrations du sol, éventuellement amplifiée par effets de site lithologiques ou topographiques, des actions résultant de la déformation du sol lui-même et celles induites, tels que mouvement de terrain. Le renforcement des sols constitue, dans ce dernier cas, la meilleure solution pour minimiser l'effet de ces actions.

La ville de *Chlef*, dont une partie est implantée sur une vallée alluvionnaire, est située en Algérie du nord, où le séisme représente l'aléa naturel le plus redoutable par la population et les acteurs d'urbanisme. Il s'agit d'une zone connue par sa sismicité historique. Les séismes majeurs qui l'ont secoué durant le siècle dernier, dont celui du 10 octobre 1980 en sont les principaux témoins. La raison pour laquelle, des actions de nature préventive doivent être mises en œuvre en amont de la procédure d'urbanisation, afin de réduire ce risque.

Par ailleurs, en plus de l'aléa sismique, les enjeux socio-économiques dans cette ville sont importants. Car, à l'instar des grandes villes du pays, *Chlef* est confrontée à de profondes transformations se traduisant en particulier par l'évolution prononcée d'une urbanisation souvent non maîtrisée. Ce processus s'est traduit par un accroissement du taux d'urbanisation de vingt-trois pourcent entre les deux derniers recensements de la population (1998-2008). Le parc immobilier a bondi d'un peu plus de 5 mille logements en 1980 à plus de 37 mille actuellement. La population urbaine représente elle aussi un enjeu capital et a dépassé les 187 mille habitants en début 2017.

A cet effet, devant ce risque sismique qui, n'est autre que la convolution d'un aléa non maîtrisable et d'une vulnérabilité non encore évaluée, l'issue est d'adopter un processus de gestion de ce risque annexant la connaissance de l'aléa et l'évaluation de la vulnérabilité des enjeux dont le cadre bâti. Grâce au séisme d'*El Asnam* 1980, l'aléa sismique a été identifié et évalué à travers les multiples études sismiques réalisées. Néanmoins, la vulnérabilité n'a jusqu'à ce jour pas été évaluée à l'échelle urbaine et constitue un handicap flagrant pour l'évaluation du risque sismique dans cette ville.

Dans l'absence d'études antérieures de la vulnérabilité du bâti existant dans la ville de *Chlef*, ce travail vient non seulement pallier ce manque par une évaluation à l'échelle urbaine, mais aussi initier une démarche préventive en exhibant l'aspect géotechnique en matière de gestion du risque sismique dans cette ville. L'objectif du travail est donc de fournir deux outils de gestion de ce risque. Lesquels outils qui, doivent être mis en œuvre en amont de tout évènement sismique, sont:

1) L'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant dans la ville de *Chlef*, réalisée à travers des simulations de scénarios sismiques en adoptant la méthodologie *Risk-UE* et moyennant les outils numériques SIG (Système d'Information Géographique) et ARMAGEDOM (Analyse des Risques MAjeurs par Globalisation de l'Evaluation des DOMmages). Cette évaluation permettra:

- De développer une base de données structurée et graphique du système urbain étudié.
- D'évaluer, pour un scénario sismique choisi, les dégâts probables causés aux bâtiments et la localisation de leurs situations géographiques dans la zone d'étude.
- De classer, par ordre de priorité, les typologies vulnérables requérant une réhabilitation.
- D'identifier les zones les plus sollicitées par le risque sismique, ce qui permettra éventuellement aux services de protection civile et de l'ordre public de préparer des plans d'intervention et de prévention du risque sismique (PPRS) et d'estimer les besoins matériels à déployer au moment de crise.
- De tracer les courbes de vulnérabilité et de fragilité des différentes typologies de bâtiment existants.

2) L'élaboration d'une carte thématique pour la gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme dans la ville de *Chlef*. Dans ce cadre, une investigation expérimentale au laboratoire est entreprise pour obtenir des indicateurs sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol étudié suite à l'utilisation de certains procédés de renforcement de sol. Cette carte, réalisée par un SIG en exploitant les résultats de la dite investigation et l'étude de microzonage sismique établie par le Woodward-Clyde Consultants en 1984, permettra d'appréhender le risque des aléas liquéfaction, glissement et tassement et constitue un outil cartographique de gestion du risque sismique dans la zone d'étude. Il s'agit donc d'une transcription de l'étude de microzonage et des résultats de nos essais en un plan de prévention du risque sismique (PPRS).

La thèse est formée de cinq chapitres organisés en trois parties. La première, qui est une analyse bibliographique, est constituée de deux chapitres :

- Le premier chapitre, présente une revue bibliographique sur le risque sismique. Les principales méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants y sont décrites et un compendium des principaux travaux réalisés sur cette évaluation à l'échelle urbaine est donné.
- Le second chapitre expose les procédés de renforcement des sols en zones sismiques. Les principaux travaux réalisés à ce sujet y sont rapportés. En raison de son importance en situation sismique, le phénomène de liquéfaction est plus abordé.

La seconde partie de la thèse est axée sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti à l'échelle urbaine. Deux chapitres en constituent la structure:

- Le troisième chapitre est dédié à la présentation de la zone d'étude. L'aléa sismique et les enjeux exposés au risque dans cette zone y sont présentés.
- Le quatrième chapitre expose la méthodologie adoptée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti dans la zone d'étude et reporte et discute les résultats de cette évaluation ainsi que ceux des scénarios de dommages sismiques. Les résultats sont représentés par des courbes de vulnérabilité et de fragilité, par des matrices de probabilité de dommage et par des cartes de dommage. Ils reflètent une évaluation quantitative de la vulnérabilité sismique du cadre bâti dans la zone d'étude et représentent le premier outil de gestion du risque sismique proposé dans cette thèse

La troisième partie de la thèse cible l'élaboration d'une carte pour la gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme. Cette partie est composée d'un seul chapitre, qui expose la méthodologie de cartographie, le procédé expérimental adopté et les différents matériaux de renforcement utilisés dans l'investigation réalisée au laboratoire. La présentation et à la discussion des résultats des essais réalisés et de la carte élaborée dans ce travail pour la gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme, sont enfin donnés. La carte ainsi réalisée, représente le second outil de gestion du risque sismique proposé dans cette thèse.

Enfin, une conclusion générale rappelant les principaux résultats de l'étude et des recommandations sur sa continuité clôturent la thèse.

Chapitre 1 :
Le risque sismique

Chapitre 1 : Le risque sismique

1.1. Introduction

Le risque sismique n'est autre qu'une convolution d'un aléa incontrôlable par l'homme et d'une vulnérabilité des enjeux existants dans une zone exposée. Sa réduction passe par un long processus de gestion qui commence par la connaissance de l'aléa sismique et l'évaluation de la vulnérabilité des enjeux existants. Cependant, avant d'entamer la problématique du risque sismique et de sa gestion dans notre zone d'étude qui, est la ville de *Chlef*, il apparaît évident de définir le plus précisément possible les termes et le vocabulaire employés dans le domaine du risque en général et celui du risque sismique en particulier. Par conséquent, ce premier chapitre est consacré à la définition du risque sismique et de ses composants et à l'exposé des méthodes de son évaluation. Le concept de vulnérabilité sismique et les principales méthodes développées à travers le monde pour évaluer la vulnérabilité sismique du bâti existant, sont décrits en explicitant leurs fondements et principes suivant un canevas géographique.

1.2. Le risque

Le *risque* recouvre des concepts différents selon la discipline en question. Dans le langage courant, le *risque* est “*un danger éventuel plus ou moins prévisible*”¹ ou “*un danger, inconvénient plus ou moins probable auquel on est exposé*”² (Breysse, 2009a).

1.2.1. Définitions

Le *risque* est le croisement de l'aléa avec les enjeux et leur vulnérabilité. Selon une terminologie adoptée par l'Organisation des Nations Unies (ONU) dans le cadre des catastrophes naturelles³, le *risque* est la combinaison de la probabilité d'un événement et de ses conséquences négatives. Sa définition scientifique inclut une double dimension: celle de l'aléa et celle des pertes, toutes deux probabilisées. Il se caractérise par deux composantes (Breysse, 2009a):

- le niveau de danger (probabilité d'occurrence d'un événement donné et intensité de l'aléa), et
- la gravité des effets ou des conséquences de l'événement supposé pouvoir affecter les enjeux.

Le *risque* résulte donc de la conjonction de l'aléa et de l'existence des enjeux. Il est caractérisé par: Une mesure de la probabilité et de la sévérité des conséquences négatives d'un aléa sur la vie, la santé, les biens matériels ou l'environnement, et une mesure du danger associant une mesure de l'occurrence d'un événement indésirable et une mesure de ses effets ou conséquences. La figure 1-1 illustre deux définitions différentes dans la normalisation internationale des risques dans le domaine scientifique et technique :

- La première utilisée par les experts en risques naturels (partie gauche de la figure 1-1) : “*La combinaison de la probabilité d'un événement et de ses conséquences*”. Dans cette définition, le risque est le produit de la probabilité de l'événement $p(E)$ par l'espérance des pertes (produit de la valeur des enjeux V par leur vulnérabilité v). Il découle de l'occurrence de la menace potentielle, et de ses conséquences :

$$R = p(E) \cdot (V \cdot v) \quad (1-1)$$

- La seconde utilisée par les experts en risques technologiques (partie droite de la figure 1-1) :

¹Définition du dictionnaire Petit Robert.

²Définition du dictionnaire Petit Larousse.

³Source : <https://www.unisdr.org/we/inform/terminology>.

Chapitre 1 : Le risque sismique

“La combinaison de la probabilité d'un dommage et de sa gravité”. Dans cette seconde définition, le *risque* est le produit de la probabilité de l'événement $p(E)$ par la gravité de ses conséquences. La gravité se mesure par l'intensité de l'impact du dysfonctionnement sur les objectifs ou performances du système étudié.

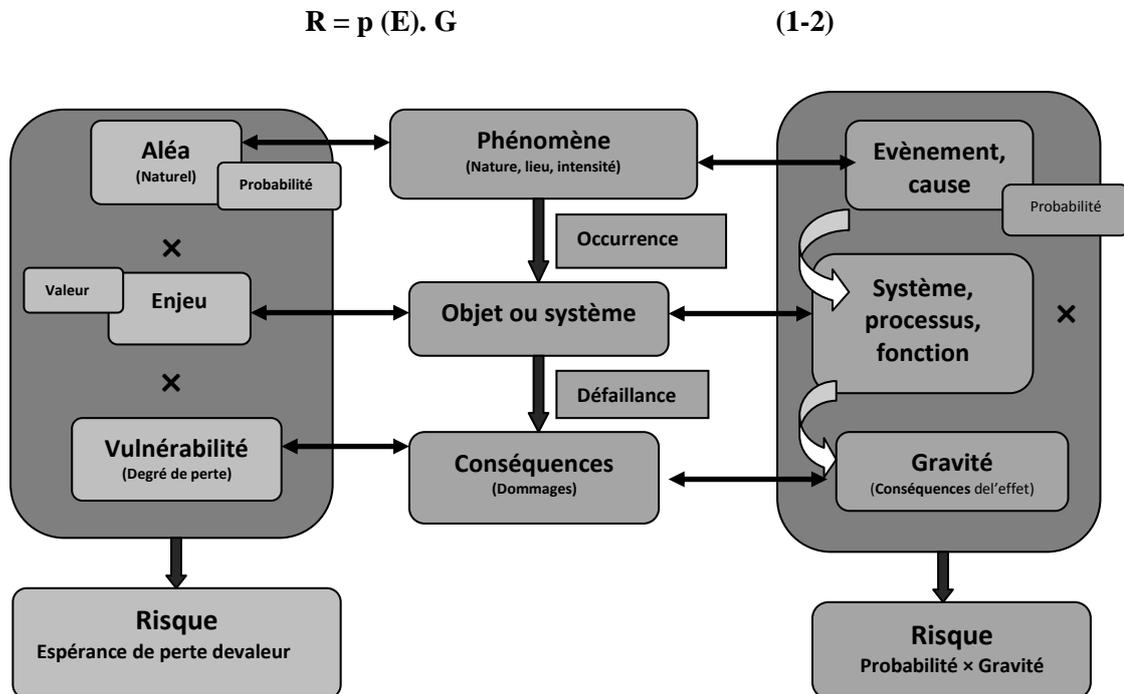


Fig. 1.1. Similitudes et différences entre risques naturel et technologique (Breysse, 2009a)

1.2.2. Classification des risques

On a coutume de distinguer les risques selon leur origine: risques d'origine naturels et risques d'origine technologique. Par abus de langage, on parlera de risques naturels et technologiques. Le risque environnemental est également à souligner (Breysse, 2009a).

a) Risque naturel : défini comme étant: “*Evènement dommageable intégrant une certaine probabilité, conséquence d'un aléa naturel susceptible de survenir dans un milieu vulnérable*”. Selon la nature de l'aléa, les risques naturels peuvent être classés en grandes catégories : risques d'origine tellurique (volcan, séismes), d'origine climatique et météorologique (sécheresse, inondations, tempêtes et cyclones, etc.) et d'origines géologiques (mouvements de terrains).

b) Risque technologique : on parle de risque technologique, lorsque l'homme, ou l'action de l'homme est directement à l'origine du danger. Ce risque est défini comme étant: “*risque qui se caractérise par la possibilité d'occurrence d'un accident impliquant un système technique et pouvant entraîner des conséquences graves pour le personnel, les populations, les biens l'environnement ou le milieu naturel*”. Dans le domaine du génie civil, les risques technologiques sont liés aux défaillances des structures et à leurs conséquences sur les usagers ou le milieu environnant.

c) Risque environnemental : le risque environnemental se définit comme étant le risque affectant les écosystèmes naturels, relatif à la beauté ou à la pérennité du milieu naturel.

Chapitre 1 : Le risque sismique

1.2.3. Risque sismique

Le *risque sismique* peut être défini comme une mesure probabilisée des impacts sur un système. Pour un site ou une région donnée. Il représente l'espérance mathématique des pertes au cours d'une période de référence. Il est donc la combinaison entre un aléa sismique, qui est une probabilité qu'un séisme se produise en un endroit donné, et la vulnérabilité du lieu étudié. On peut l'exprimer par la convolution de l'aléa sismique, de la vulnérabilité du bâti ou de l'ouvrage, et des pertes matérielles et humaines. Il faut préciser qu'un aléa important n'implique pas forcément un risque important. Pour chiffrer le *risque sismique*, on utilise la relation suivante:

$$\text{Risque Sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité sismique} \quad (1-3)$$

En général, le *risque sismique* se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace. Il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour anticiper et résister à une crise post-sismique. Naturellement, la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain, ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer (Pellissier, 2004).

1.2.4. Composants du risque sismique

1.2.4.1. L'aléa sismique

L'*aléa*, originaire du latin "le jeu de dés", est défini comme étant tout événement, phénomène ou activité humaine, imprévisible, susceptible de provoquer la perte de vies humaines, des blessures, des dommages aux biens, des perturbations sociales ou économiques ou la dégradation de l'environnement (Breysse, 2009a). L'aléa sismique décrit un phénomène naturel associé à un séisme, tels qu'une secousse du sol, une rupture de faille, un tsunami, une liquéfaction, un glissement, etc. Il est généralement quantifié par trois paramètres: le niveau de sévérité exprimé par l'intensité I, la magnitude M et l'accélération peak du sol (Peak Ground Acceleration), le lieu d'occurrence (paramètre spatial) et la fréquence d'occurrence (paramètre temporelle) (Mourabit et al., 2014).

Généralement on représente *l'aléa sismique* en un site sous la forme de courbes indiquant la probabilité d'occurrence d'une valeur X du PAG, pour une période de temps donnée. Ces courbes peuvent aussi représenter le taux de dépassement annuel d'une intensité sismique donnée (Fig. 1.2).

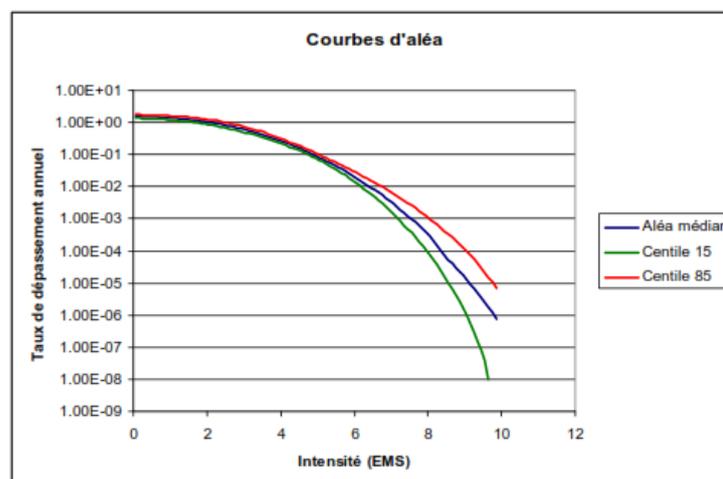


Fig.1.2. Exemple de Courbe d'aléa pour la ville de Grenoble (Nicol, 2014)

Chapitre 1 : Le risque sismique

1.2.4.2. Les Enjeux

On entend par *enjeux*, l'ensemble des éléments (population, bâtiments, infrastructures, patrimoine environnemental) pouvant être exposés au danger que représente l'aléa sismique dans une zone exposée à cet aléa. Ils sont définis par leur valeur et leur vulnérabilité, dont la détermination constitue une étape de l'évaluation du risque sismique (Breysse, 2009a).

1.2.4.3. La Vulnérabilité sismique

L'origine du mot vient du latin *vulnerabilis*, signifiant: être blessé ou exposé à recevoir des blessures. Plusieurs types de vulnérabilité existent dont, celle ayant trait au taux d'endommagement potentiel des éléments exposés. Il s'agit de la vulnérabilité physique ou technique (Breysse, 2009a). Dans le cas où le risque encouru est le séisme, on parlera de vulnérabilité sismique. La *vulnérabilité sismique* d'une structure représente le comportement intrinsèque de cette dernière vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme. Elle prend en compte la densité de population, la présence ou non de bâtiments calculés aux normes parasismiques, la vétusté des bâtiments et les pertes économiques probables (Pellissier, 2004).

Le concept de vulnérabilité fait référence aux bâtiments et à d'autres ouvrages (ponts, routes, installations industrielles, réseaux de distribution de gaz, d'électricité, etc.). En plus de ces vulnérabilités physiques, on peut ajouter des vulnérabilités humaines, fonctionnelles, économiques et sociales (Duco, 2012). Il s'agit d'un paramètre intrinsèque au système étudié, indépendamment de sa situation géographique; un bâtiment vulnérable peut ne présenter aucun risque en raison de sa situation dans une zone sans danger sismique.

1.2.4.3.1. Échelles macrosismiques

Depuis la naissance du génie parasismique, plusieurs échelles macrosismiques ont vu le jour. Ces échelles visent à établir, au travers d'une classification des dégâts observés en un lieu donné, le degré de sévérité de la secousse sismique. En 1902, *Mercalli* a créé une échelle discrète de 12 degrés qui a été modifiée en 1931. En 1964 les chercheurs *Medvedev*, *Sponheuer* et *Karnik* améliorent l'échelle de *Mercalli* en prenant en compte les types de constructions et les degrés des dommages. Ils établissent ainsi l'échelle *M.S.K.*

Basée sur l'échelle *MSK*, l'échelle macrosismique européenne *EMS 98* (Grünthal, 1998), dont la première version fut éditée en 1992, sert de référence en Europe. Cette échelle associe 15 types de structures, dont sept en maçonnerie, aux classes de vulnérabilité A à E, A étant la plus vulnérable. Elle regroupe les différentes structures selon leur typologie et attribue, pour chaque type de structure, la classe de vulnérabilité la plus probable en faisant une distinction du type de matériau utilisé: maçonnerie ou béton armé. L'*EMS98* est la première échelle d'intensité illustrée, qui permet d'améliorer la normalisation entre les différents utilisateurs. L'*EMS-98* compte 5 degrés de dommages allant de négligeable à la destruction totale:

- Degré DG 1 : dégâts négligeables à légers avec $0 = D < 0,2$;
- Degré DG 2 : dégâts modérés avec $0,2 = D < 0,4$;
- Degré DG 3 : dégâts sensibles à importants avec $0,4 = D < 0,6$;
- Degré DG 4 : dégâts très importants avec $0,6 = D < 0,8$;
- Degré DG 5 : effondrement partiel ou total (destruction) avec $0,8 = D = 1$.

L'*EMS-98* propose une corrélation entre l'intensité sismique et l'endommagement des bâtiments, en utilisant les trois indicateurs : "un peu", "beaucoup" et "la plupart" (Fig.1.3).

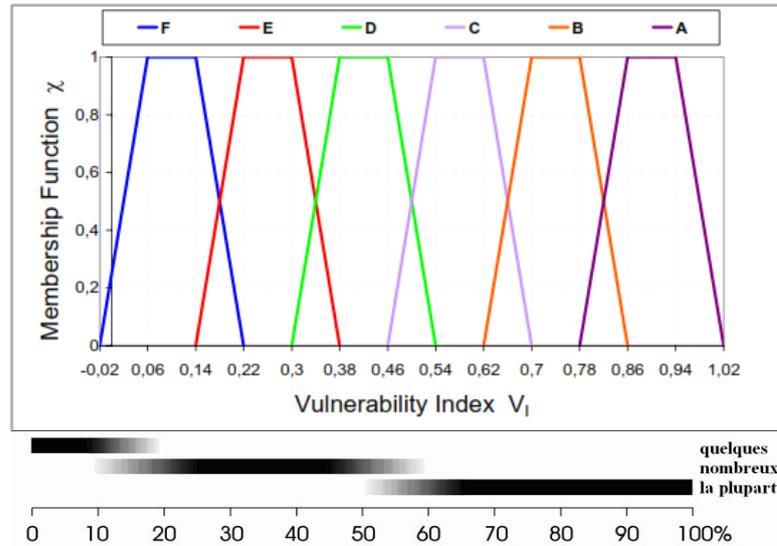


Fig. 1.3. Classes de vulnérabilité et indicateurs de dommages de l'EMS 98 (Grünthal, 1998)

L'amplitude des vibrations du sol est classée en douze degrés d'intensité, allant de la secousse imperceptible jusqu'à la catastrophe généralisée, définis par leurs effets sur différents éléments considérés, comme des indicateurs. Ces indicateurs sont les êtres vivants (population ayant ressenti la secousse et comportement des animaux), objets et bâtiments endommagés et environnement naturel.

1.2.4.3.2. Classes de vulnérabilité

Pour regrouper les bâtiments appartenant à un même parc, on introduit la notion de classe de vulnérabilité représentant les probabilités d'atteindre un degré de dommage en fonction de la distribution des sollicitations. Leur définition précise dépend de la norme utilisée, allant de l'introduction de scalaires dits indices de vulnérabilité, à la définition de classes plus détaillées. Cette utilisation de classes, n'a pour but que de représenter de manières rudimentaires différents niveaux de vulnérabilité (Duco, 2012). Six classes de vulnérabilité sont proposées dans l'échelle EMS98, allant de A à F : la classe A étant la plus vulnérable et F la moins vulnérable (Fig.1.4).

Class A					
Damage Intensity	1	2	3	4	5
V	Few				
VI	Many	Few			
VII			Many	Few	
VIII				Many	Few
IX					Many
X					Most
XI					
XII					

(a)

Class F					
Damage Intensity	1	2	3	4	5
V					
VI					
VII					
VIII					
IX					
X		Few			
XI		Many	Few		
XII					

(b)

Fig. 1.4. Exemples de classes de vulnérabilité EMS 98 (Grünthal, 1998)

Chapitre 1 : Le risque sismique

1.2.4.3.3. Fonctions de vulnérabilité

L'analyse de la vulnérabilité du bâti existant est un exercice difficile en raison de la quantité d'ouvrages concernés, de l'incertitude relative à la sollicitation et des incertitudes relatives aux différentes méthodes d'évaluation des dommages.

En effet, l'occurrence d'un séisme d'une intensité donnée ne provoque pas les mêmes dommages à l'ensemble des bâtiments d'une même typologie. La variabilité du dommage, peut s'expliquer par des variations locales de l'intensité réelle du séisme ou par l'existence de différences de comportement du bâti, impossibles à identifier, en raison de défauts particulier et d'hétérogénéités dans le terrain. Les fonctions de vulnérabilité permettent de tenir compte de cette variabilité et définissent les dommages en fonction de l'intensité sismique. Pour développer ces fonctions il faut définir une typologie des bâtiments et choisir un critère d'intensité à partir duquel seront estimés les dommages. Les méthodes utilisant ces fonctions font appel à trois éléments : La matrice de probabilité de dommage (DPM), la courbe de vulnérabilité et la courbe de fragilité (Saidi, 2010).

1.2.4.3.4. Matrice de probabilité de dommage (DPM)

La matrice de probabilité de dommage renseigne sur la répartition des dommages d'un type de bâtiment dans l'échelle de dommages utilisée en fonction de l'intensité. Elle est développée pour chaque type de bâtiment. C'est une matrice qui définit la probabilité d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque intensité sismique. Elle est calculée par l'équation (1-4).

$$P(D_i) = \frac{N(D_i)}{n} \quad (1-4)$$

$N(D_i)$ étant le nombre de bâtiments dans la classe de dommage D_i et n le nombre de bâtiments du type étudié. Ce calcul est répété pour chaque classe de dommage et exige une analyse détaillée d'un grand nombre de bâtiments représentatifs de la classe considérée.

1.2.4.3.5. Courbe de vulnérabilité

La courbe de vulnérabilité est une représentation graphique synthétique de la DPM et qui représente la relation entre la moyenne des dommages et l'intensité sismique. La figure 1.5 donne un exemple de ces courbes.

Lagomarsino et Giovinazzi (2006) ont considéré l'indice de vulnérabilité V_i , qui est un paramètre continu pour caractériser la résistance d'un type de bâtiment vis-à-vis d'une sollicitation sismique. L'intervalle de variation est forfaitairement compris entre 0 (bâtiments les moins vulnérables) et 1 (bâtiments les plus vulnérables). Aussi il est possible de développer une expression analytique entre la moyenne des dommages μ_D , l'intensité sismique I et l'indice de vulnérabilité V_i . Ces expressions sont obtenues par régression statistique. Un nouveau paramètre Q appelé indice de ductilité, qui est un paramètre important pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments aux séismes, est alors introduit. Il caractérise le taux d'augmentation des dommages en fonction de l'intensité sismique. Sa valeur est comprise entre 2 et 3 pour la majorité des types de bâtiments (D'ayala, 2005). Dans la méthode *Risk-UE* sa valeur est prise égale à 2,3. La valeur de μ_D est donnée par l'équation (1-5).

$$\mu_D = 2,5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6,25 V_i - 13,1}{Q} \right) \right] \quad (1-5)$$

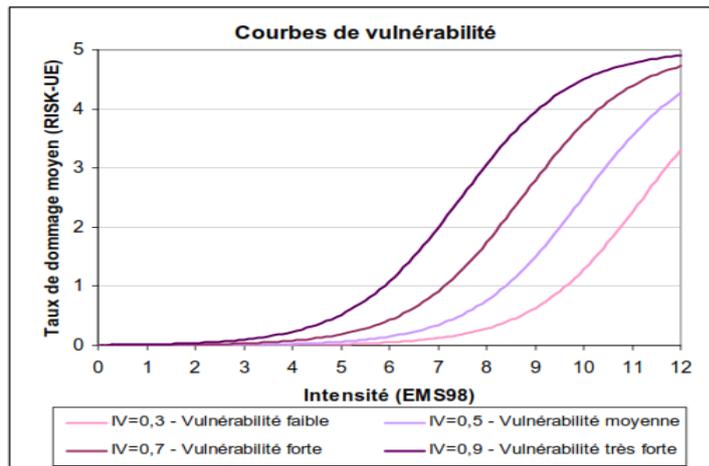


Fig. 1.5. Exemple de courbes de vulnérabilité (Sedan et al., 2006)

1.2.4.3.6. Courbe de fragilité

Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, structurels ou non structurels, pour une valeur donnée de l'intensité sismique. Il s'agit d'une autre manière de représenter graphiquement la DPM en calculant la probabilité d'atteindre ou de dépasser chaque catégorie de dommage pour chaque intensité (Saidi, 2010). La figure 1.6 représente un exemple de ces courbes. Pour calculer les courbes de fragilité, deux fonctions de densité de probabilité sont couramment utilisées (Giovinazzi, 2005) : la loi binomiale et la loi bêta.

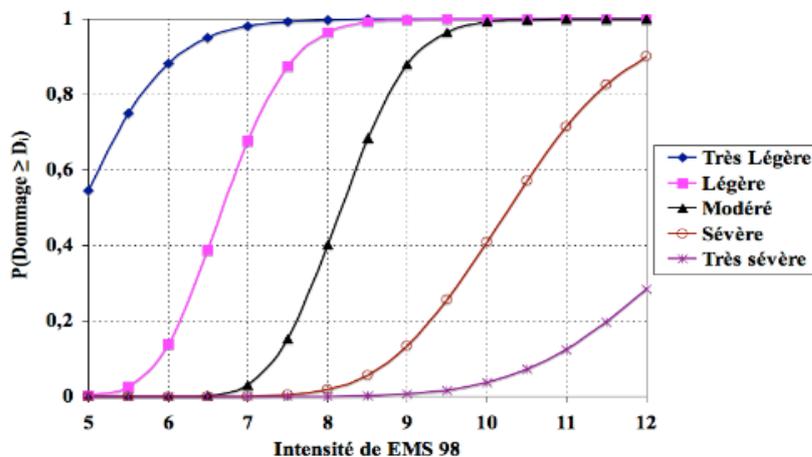


Fig. 1.6. Exemple de courbes de fragilité (Saidi, 2010)

- Loi binomiale :

Pour afficher la probabilité de dommages par une distribution de probabilités discrète pour chaque niveau de dommage il est possible d'utiliser une loi binomiale discrète (eqt 1-6):

$$P_T(D = D_k | I') = p_k = \binom{5}{k} \cdot \left(\frac{\mu_D}{5}\right)^k \cdot \left(1 - \frac{\mu_D}{5}\right)^{5-k} \quad (1-6)$$

Le problème de l'utilisation d'une loi binomiale discrète est qu'elle ne permet pas le réglage de la dispersion des résultats autour de la valeur moyenne du taux de dommage μ . Il est à noter que la dispersion de la loi binomiale est trop élevée par rapport à ce qui peut être observé. En effet, dans le cas de valeurs du taux de dommage moyen relativement faible, la loi binomiale mène à une

Chapitre 1 : Le risque sismique

surestimation du nombre de bâtiments sujets à de sérieux dommages (Giovinazzi, 2005). La dispersion selon cette loi est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_D = \sqrt{\mu_D \cdot \left(1 - \frac{\mu_D}{5}\right)} \quad (1-7)$$

- Loi Beta :

Une loi β permet alors de faire varier la dispersion autour d'une valeur moyenne et peut donc être utilisée pour une analyse plus précise de la vulnérabilité. La densité de probabilité de la loi β prend la forme suivante :

$$P_\beta(x) = \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\Gamma(t-r)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} \cdot (b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} \quad a \leq x \leq b \quad (1-8)$$

a , b , t et r étant les paramètres de la distribution.

Les paramètres a et b contrôlent l'intervalle de la distribution. Pour faire référence à l'échelle de dommage de l'EMS98, il faut prendre les valeurs 0 et 6 pour les paramètres a et b respectivement.

Le paramètre t détermine la dispersion des valeurs, il représente donc la propagation d'incertitudes pouvant venir des données d'entrée. Il peut prendre différentes valeurs (4, 5 à 11) selon la typologie du bâtiment et la classe de vulnérabilité EMS (Giovinazzi, 2005).

Le paramètre r est donné par l'équation:

$$r = t \cdot (0,007 \cdot \mu_D^3 - 0,052 \cdot \mu_D^2 + 0,2875 \cdot \mu_D) \quad (1-9)$$

μ_D étant le taux de dommage moyen.

L'échelle de dommages EMS98 étant une échelle discrète, alors que la loi bêta est une loi de probabilités continues, il faut donc calculer la densité de probabilité cumulée de la loi β de la façon suivante :

$$P_\beta(x) = \int_a^x p_\beta(y) \cdot dy \quad (1-10)$$

Il est alors possible de calculer la probabilité discrète associée à un niveau de dommage k :

$$p_k = \int_k^{k+1} p_\beta(y) \cdot dy = P_\beta(k+1) - P_\beta(k) \quad (1-11)$$

En comparant les résultats donnés par le calcul du taux de dommage moyen et les distributions de probabilités données par la loi β on peut trouver une corrélation entre μ_D et la valeur moyenne et la variance de la valeur x μ_x :

$$\mu_x = 0,042 \cdot \mu_D^3 - 0,315 \cdot \mu_D^2 + 1,725 \cdot \mu_D \quad (1-12)$$

Pour déterminer la probabilité de dépasser un certain niveau de dommage D_k après l'occurrence d'un séisme d'intensité I donnée, on utilise finalement la formule suivante :

$$P_T(D \geq D_k | I) = 1 - P_\beta(k) = 1 - \int_a^k \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\Gamma(t-r)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} \cdot (b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} dx \quad (1-13)$$

1.3. Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant

Pour une évaluation de la vulnérabilité sismique d'un groupe de bâtiments, d'un quartier ou d'une ville entière, l'approche considérée est généralement statistique. Les méthodes utilisées se fondent sur des données issues d'observations post sismiques et sur l'analyse du retour d'expérience de ces séismes. Deux familles d'approches sont généralement utilisées, auxquelles vient s'ajouter une troisième associant les deux premières (Guéguen et Taliercio, 2007):

- Les méthodes qualitatives ou empiriques, fondées sur le retour d'expérience des séismes passés et sur les caractéristiques structurales des bâtiments et utilisant directement les répartitions statistiques de dommages des échelles d'intensités provenant de retour d'expérience. L'attrait de ces méthodes réside dans leur coût raisonnable et dans leur reproductibilité.
- Les méthodes d'analyse quantitatives, reposant sur des modélisations analytiques, dès lors qu'il s'agit de traiter le risque à l'échelle de l'ouvrage, dans la perspective d'un renforcement.
- Les méthodes hybrides basées sur des approches qualitatives, le plus souvent indicielles (fondées sur la définition d'un indice de vulnérabilité), couplées à des méthodes de calculs simplifiés, ou faisant appel pour les cas les plus complexes, aux méthodes quantitatives.

Nous exposons dans ce qui suit, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant, les plus utilisées actuellement, selon le contexte géographique de leur développement.

1.3.1. Méthodes développées en Europe

Plusieurs méthodes sont développées en Europe pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant, dont principalement la méthode *Risk-UE* utilisée dans le cadre de cette thèse et qui est exposée ci-après.

Parmi les méthodes Européennes, la méthode Suisse *OFEG* développée par l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie en 2003. La méthode compte deux étapes dont, la première est un diagnostic sommaire de risque. Les bâtiments dont le potentiel de risque est jugé élevé passent à la seconde étape et doivent être analysés de manière plus détaillée à l'aide de questionnaires et de calculs simples. Au moyen d'indicateurs, la méthode vise à recenser les propriétés des ouvrages déterminant leur tenue au séisme et à évaluer le danger auquel sont exposés les bâtiments, les personnes et les biens. Cette méthode a l'avantage d'une mise en œuvre simple avec un indicateur final du risque intégrant des critères techniques, économiques et sociaux. Mais, les coefficients utilisés étant calibrés au contexte local, la méthode est difficilement applicable ailleurs (Verrhiest, 2008).

Une autre méthode bien connue; la méthode Italienne *GNDT* (Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti) développée en 1984. Cette méthode est une référence en Italie pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique. En se fondant sur des données connues et fiables⁴, elle a donné naissance à d'autres méthodes dont la méthode *Vulneralp*. Elle se base sur l'identification et le calcul de paramètres caractéristiques du bâtiment étudié et comporte deux niveaux (Verrhiest, 2008) :

- Le premier niveau ne permet pas d'évaluer numériquement la vulnérabilité des bâtiments. Il se base sur une fiche de relevé unique pour tous les types de structure. Elle comporte huit sections dont, les informations sont assez générales et assez facilement repérables sur la structure.
- Au deuxième niveau, la méthode distingue les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé. Les informations nécessaires sont regroupées en onze paramètres, dont neufs communs aux deux typologies et deux distincts.

⁴ Dommages observés sur 38000 bâtiments dans les villes de *Venezia* et *Barrea* (séisme d'*Irpinia*, Nov. 1980 Ms= 6,9).

Chapitre 1 : Le risque sismique

La méthode *GNDT* prend en compte un large éventail de paramètres déterminant la réponse sismique d'un bâtiment et inclut les éléments non structuraux et l'état d'entretien du bâtiment dans l'évaluation de sa vulnérabilité sismique. Le bon aspect didactique de la méthode est reflété par des fiches de vulnérabilité dont, le format permet une gestion informatisée des résultats. Le second niveau fournit plusieurs types de résultats (indice de vulnérabilité, niveau moyen et répartition des dommages). La *GNDT* permet également de créer des scénarios pour une évaluation du risque.

1.3.1.1. Méthode Européenne *RISK-UE*

La méthodologie *Risk-UE* a été développée entre (2001-2004) par plusieurs institutions Européennes dans le but d'analyser le risque sismique à l'échelle d'une ville, et d'aboutir à la création d'une méthodologie permettant son évaluation (Mouroux et Lebrun 2006). Les typologies de bâtiments, les plus représentatifs de l'ensemble des pays européens et méditerranéens sont identifiés dans la Matrice de Typologie des Bâtiments (Tab. 1-2). Le choix des facteurs de vulnérabilité s'appuie sur le modèle des méthodes américaine ATC 21 et italienne *GNDT*. La loi de distribution de dommages choisie pour établir les courbes de fragilité, est une loi Bêta plutôt que la loi de distribution binomiale classiquement utilisée (Verrhiest, 2008). Une présentation générale du premier niveau de la méthode est résumée par le tableau 1.1.

Cette méthode comporte deux niveaux (Milutinovic and Trendafiloski, 2003):

- Un niveau 1 (LM1) macrosismique, utilisé dans ce travail. Ce niveau repose sur l'affectation aux bâtiments d'un indice de vulnérabilité et définit des courbes de vulnérabilité et de fragilité.
- un niveau 2 mécanique, basée sur des analyses analytiques de la structure, des modélisations dynamiques ou des modélisations simplifiées.

Tableau 1.1. Présentation générale du niveau 1 de la méthode *RISK-UE*

Champs d'application	Bâtiment unique / échelle urbaine
Typologies	Tous types de bâtiments
Source des données	examen visuel extérieur
compétences technique	Technicien spécialisé en génie parasismique/ Ingénieur
Durée	1h 30 minutes + Durée de formation
Coût ⁵	Environ 250 DA/ bâtiment en dehors des frais de formation

L'estimation de la vulnérabilité par la méthode *Risk-UE* (Milutinovic and Trendafiloski, 2003) consiste en la détermination d'un indice de vulnérabilité global VI qui tient compte de la typologie de la structure VI^* , des facteurs de vulnérabilité (ΔV_R et ΔV_m) et du facteur régional ΔV_f . La méthode définit pour chaque typologie un indice de vulnérabilité plus probable VI^* qui représente l'appartenance d'un bâtiment à une classe de vulnérabilité. Cet indice est encadré par des limites plausibles IV^+ et IV et par des extrema IV_{max} et IV_{min} (Tab. 1-2). L'indice de vulnérabilité V compris entre 0 et 1, est obtenu en faisant la somme des 4 termes donnés par la relation suivante:

$$VI = VI^* + \Delta V_m + \Delta V_R + \Delta V_f \quad (1-14)$$

Où :

VI^* : indice de vulnérabilité le plus probable pour une typologie de bâtiment donnée, relevé de la matrice de typologies (Tab 1-2),

⁵ Coût estimé sur la base du salaire considéré par la fonction publique en Algérie et la durée d'application pour un bâtiment.

Chapitre 1 : Le risque sismique

ΔV_m : paramètre considérant les facteurs aggravant la vulnérabilité, évalué en sommant les coefficients associés à chaque facteur de vulnérabilité observé sur le bâtiment. Les facteurs de vulnérabilité sont recensés suivant deux fiches de relevé (Tab. 1-3 et 1-4),

ΔV_R : paramètre basé sur le jugement d'un expert concernant les particularités régionales de la vulnérabilité pressentie lors de l'observation. Il prend en compte la vulnérabilité apparente du bâtiment et des qualités de construction connues et/ou répertoriées. Cet indice est laissé à l'appréciation de l'enquêteur et évalué sur la base d'un jugement d'expert ou l'interprétation de données de vulnérabilité existantes.

ΔV_f : paramètre prenant en compte l'incertitude du relevé de la typologie et des facteurs de vulnérabilité. Il peut prendre deux valeurs: 0,08 ou 0,04 suivant que les facteurs de vulnérabilité ont été relevés ou non.

A partir de l'indice V il est possible de définir, en fonction de l'intensité macrosismique $EMS98$, des courbes de vulnérabilité, qui permettent d'évaluer la répartition des probabilités de dommages sur le bâtiment en utilisant l'équation (1-5). L'utilisation par la suite d'une loi de distribution de dommages permet de passer du taux de dommage aux degrés de dommage $EMS98$ nécessaire pour établir les courbes de fragilité (éqts 1-8, 1-13).

Tableau 1.2 Matrice des typologies de bâtiments Risk-UE (BTM)

Typologie	Description	Valeurs de VI représentatives				
		VI^{min}	VI	VI^*	VI^+	VI^{max}
M1.1	Moellons	0.62	0.81	0.873	0.98	1.02
M1.2	Pierres appareillées	0.46	0.65	0.74	0.83	1.02
M1.3	Pierres de taille	0.3	0.49	0.616	0.793	0.86
M2	Adobe	0.62	0.687	0.84	0.98	1.02
M3.1	Planchers bois	0.46	0.65	0.74	0.83	1.02
M3.2	Voûtes en maçonnerie	0.46	0.65	0.776	0.953	1.02
M3.3	Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie	0.46	0.527	0.704	0.83	1.02
M3.4	Planchers en béton armé	0.3	0.49	0.616	0.793	0.86
M4	Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée	0.14	0.33	0.451	0.633	0.7
M5	Maçonnerie globalement renforcée	0.3	0.49	0.694	0.953	1.02
RC1	Structures poteaux-poutres en béton armé	-0.02	0.047	0.442	0.8	1.02
RC2	Murs porteurs en béton armé	-0.02	0.047	0.386	0.67	0.86
RC3.1	Murs de remplissage en maçonnerie, structure régulière	-0.02	0.007	0.402	0.76	0.98
RC3.2	Structures poteaux-poutres irrégulières	0.06	0.127	0.522	0.88	1.02
RC4	Structures mixtes en béton armé (portiques et murs)	-0.02	0.047	0.386	0.67	0.86
RC5	Murs préfabriqués en béton armé (tilt-up walls)	0.14	0.207	0.384	0.51	0.7
RC6	Structures préfabriquées en béton armé	0.3	0.367	0.544	0.67	0.86
S1	Ossatures métalliques en portique	-0.02	0.467	0.363	0.64	0.86
S2	Ossatures métalliques avec triangulation	-0.02	0.467	0.287	0.48	0.7
S3	Portiques + remplissage en maçonnerie non armée	0.14	0.33	0.484	0.64	0.86
S4	Portiques + murs en béton armé coulés en place	-0.02	0.047	0.224	0.35	0.54
S5	Structure mixte béton-acier	-0.02	0.257	0.402	0.72	1.02
W	Structures en bois	0.14	0.207	0.447	0.64	0.86

Tableau 1.3. Valeurs du facteur V_m pour les bâtiments en maçonnerie

Facteurs de vulnérabilité	Paramètres	Valeurs de V_m (bâtiments en maçonnerie)
État d'entretien	Bon	-0.04
	Mauvais	+0.04
Nombre d'étages	Construction peu élevée (1 ou 2)	-0.02
	Moyennement élevée (3, 4 ou 5)	+0.02
	Élevée (6 étages ou plus)	+0.06
Système structural	Épaisseur des murs	-0.04 à + 0.04
	Distance entre les murs	
	Connections entre les murs (tirants, cornières d'assemblage)	
	Connections entre éléments horizontaux et verticaux (diaphragmes)	
Étage souple	Transparence, démolition	+0.04
Irrégularité en plan		+0.04
Irrégularité en élévation		+0.02
Éléments résistants superposés		+0.04
Toiture	Poids de la toiture + poussée sur les murs	+0.04
	Connections de la toiture	
Interventions de confortement		-0.08 à 0.08
Eléments asismiques	Barbacanes, contreforts, arcs	Pas d'indication
	Au centre	-0.04
	En coin	+0.04
Interaction entre bâtiments : position dans l'îlot	En tête d'îlot	+0.06
	Planchers décalés	+0.02
	Bâtiments de hauteurs différentes	-0.04 à +0.04
Fondations	Fondations à des niveaux différents	+0.04
Morphologie du sol	Pente	+0.02
	Escarpement	+0.04

Tableau 1.4. Valeurs du facteur V_m pour les bâtiments en béton armé

Facteurs de vulnérabilité	Valeurs de V_m (bâtiments en Béton armé)		
	Niveau de la réglementation		
	Pas de code PS ou niveau bas de protection PS	Niveau de protection PS moyen	Haut niveau de protection PS
Niveau de code	+0.16	0	-0.16
Mauvais entretien	+0.04	+0.02	0
Nombre d'étages	Faible (1 ou 2)	-0.04	-0.04
	Moyen (3, 4, ou 5)	0	0
	Élevé (6 ou plus)	+0.08	+0.06
Irrégularité en plan	Forme	+0.04	+0.02
	Torsion	+0.02	+0.01
Irrégularité en élévation	+0.04	+0.02	0
Poteaux courts	+0.02	+0.01	0
Fenêtre arquée (bow window)	+0.04	+0.02	0
Joint parasismique insuffisant	+0.04	0	0
Fondations	Semelles filantes	-0.04	0
	Semelles filantes avec longrines	0	0
	Semelles isolées	+0.04	0
Morphologie du sol	Pente	+0.02	+0.02
	Escarpement	+0.04	+0.04

1.3.2. Méthodes développées en Amérique

Les pays Américains ont aussi développé leurs propres méthodes. Citons la méthode Canadienne présentée par l’Institut de recherche en construction (IRC) du Conseil National de recherches Canadien (CNRC), qui s’inspire en grande partie des documents américains ATC21, ATC-22, ATC-14 et NEHRP publié par la FEMA (1988). La méthode relie chacun des facteurs de vulnérabilité observés sur le bâtiment aux exigences sismiques du Code national du bâtiment du Canada (Verrhiest, 2008).

Aux états unis, la méthode FEMA-154 proposée par l’Agence Fédérale de Gestion des Urgences (FEMA) et connue également sous le nom d’ATC-21. Il s’agit d’une méthode rapide d’évaluation de la vulnérabilité destinée à sélectionner les bâtiments présentant a priori un risque inacceptable et réservée aux actions de réduction globale du risque sismique portant sur un parc de bâtiments courants. Elle ne doit pas être utilisée pour les bâtiments dont la ruine serait inacceptable. La méthode présente les avantages d’une mise en œuvre simple et rapide, ne nécessitant pas de compétences élevées en calcul parasismique. D’où une marge d’erreur non quantifiable est à attendre. La note finale attribuée au bâtiment agrège sa vulnérabilité et le niveau d’aléa, ce qui représente une mesure directe du risque d’effondrement servant à l’établissement des priorités d’intervention (Verrhiest, 2008).

1.3.2.1. Méthode HAZUS

En plus des deux méthodes précédentes, *HAZUS* (*HAZards-United-States*) développée par la FEMA et l’Institut national des sciences de la construction (NIBS) en 1997, est largement connue à travers le monde. Il s’agit d’une méthodologie standardisée présentée sous la forme d’un logiciel, contenant des modèles d’estimation des pertes potentielles des séismes, des inondations et des ouragans en utilisant des systèmes d’information géographique (SIG). La présentation sommaire de la méthodologie *HAZUS* est donnée par le tableau 1.5.

Dans la méthodologie *HAZUS*, l’intensité macrosismique est remplacée par l’accélération ou le déplacement spectral pour quantifier l’intensité sismique. Ces paramètres sont représentés par le spectre de réponse ou par le PGA (FEMA, 2003). Dans cette méthodologie, la notion de “niveau de conception parasismique” est intégrée comme suit:

- Pre Code : le bâtiment n’a aucune conception parasismique,
- Low Code : faible dimensionnement parasismique,
- Moderate Code : bâtiments construits après 1940 dans les zones à forte sismicité,
- High Code : bâtiments construits après 1973.

Tableau 1.5. Présentation générale de la méthodologie HAZUS

Application	Bâtiment unique, groupe de bâtiments ou ville ⁶ .
Typologies	36 typologies constructives ⁷
Compétences technique	Ingénieur en G C avec de bonnes connaissances en génie parasismique.
Durée	Collecte des données nécessaires : ½ Journée / bâtiment
Coût	Logiciel gratuit ⁸

⁶HAZUS est beaucoup plus connu pour ses applications à l’échelle urbaine.

⁷Les typologies constructives utilisées sont issues du système de classification utilisé dans NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program).

⁸L’obtention du software est possible sur le site : www.fema.gov/plan/prevent/hazus. Le coût de la collecte des données est à estimer selon le cas.

Chapitre 1 : Le risque sismique

Selon la nature des informations dont dispose l'utilisateur, trois types d'analyses distincts peuvent être réalisés en fonction du niveau de complexité de l'étude. Le premier niveau est basé sur les données contenues par défaut et fournit des résultats bruts. Le deuxième niveau est basé sur des données complémentaires fournies par l'utilisateur et un troisième niveau avancé, défini à partir de données complémentaires relatives aux inventaires, aux paramètres techniques des constructions ainsi qu'aux coûts économiques (HAZUS, 1999).

HAZUS a une structure modulaire. Les modules *Enjeux*, *Analyse de l'aléa* et *Estimation des pertes économiques directes et indirectes* constituent cette structure. La fonction analytique représentant la probabilité qu'une typologie soit endommagée suivant un certain niveau de dommage est donnée par la fonction de répartition de la loi log normale (Perrault, 2013). L'approche utilisée est basée sur la méthode du spectre de capacité et repose sur deux fonctions ou courbes: les courbes de capacité et les courbes d'endommagement (fragilité):

- **Les courbes de capacité :** Les courbes de capacité expriment une relation entre la force imposée par le séisme et le déplacement du bâtiment. L'endommagement est modélisé par une distribution log normale cumulée du déplacement (ou de l'accélération) spectrale. Pour un niveau de dommage ds provoqué par un déplacement spectral S_d donné, la probabilité d'endommagement s'exprime par :

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{S_d}{S_{d,ds}}\right) \right] \quad (1-15)$$

Où :

$S_{d,ds}$ est la valeur médiane du S_d pour laquelle le bâtiment atteint le seuil du niveau de dommage ds ,

β_{ds} est l'écart-type du logarithme naturel du S_d , pour un niveau de dommage ds , et

Φ est la fonction de répartition de la loi normale.

La sollicitation sismique basée sur un enregistrement réel d'un séisme ou sur un spectre de réponse, permet d'obtenir le déplacement considéré comme le facteur majeur conditionnant l'endommagement structurel : abscisse du point de croisement entre la courbe définissant les séismes et la courbe de capacité, appelé *point de demande* (Fig 1.7).

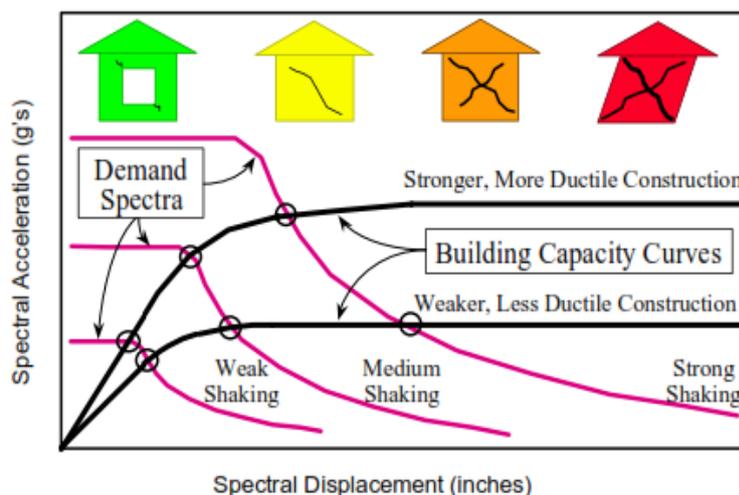


Fig. 1.7. Courbes de capacité : Détermination du point de demande (FEMA, 2003)

- **Les courbes d'endommagement (fragilité) :** Les courbes d'endommagement sont des fonctions calculant la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommage, pour une valeur donnée du déplacement correspondant au point de demande (Fig.1.8). Ces courbes ont été

Chapitre 1 : Le risque sismique

prises au point à partir d'extrapolations des données liées aux dommages observés, sur dires d'experts ainsi que sur des tests de laboratoire.

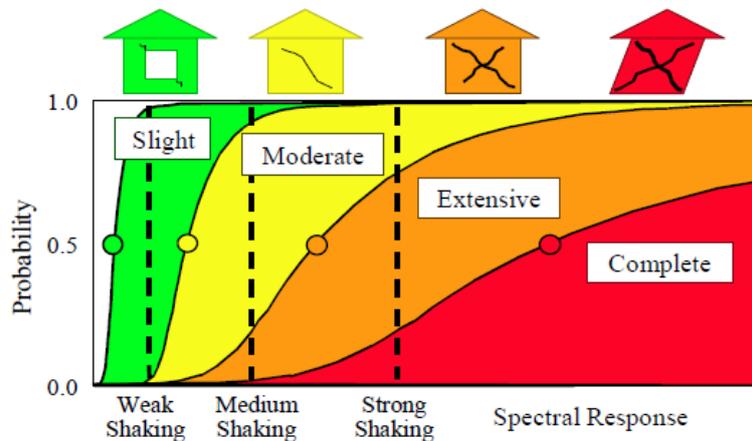


Fig. 1.8. Courbes de fragilité pour quatre niveaux de dommage (FEMA, 2003)

HAZUS représente une première approche d'estimation de dommages sismiques de cette envergure et pose les bases d'une nouvelle méthodologie sur un plan technique, en introduisant la méthode du spectre de capacité, proposée ici pour la première fois à des fins d'estimation de dommages. Il faut noter que cette démarche est généralisable à d'autres enjeux que les constructions tels que les infrastructures de transport ou d'énergie. Le caractère novateur de l'approche réside essentiellement dans l'utilisation des paramètres directement liés au mouvement du sol pour l'évaluation de dommages, à l'opposé des méthodes traditionnelles basées sur l'utilisation de l'*EMS* 98. Parmi les inconvénients de *HAZUS*, les courbes de fragilité ont été calibrées avec de données consécutives aux séismes de *Loma Prieta* (1989) et de *Northridge* (1994). D'où, ces courbes ne peuvent pas être directement exploitées pour tous les pays (Chiroiu, 2004).

1.3.3. Méthode Japonaise

Au Japon, une méthode normalisée pour la réévaluation sismique des bâtiments existants fut publiée en 1977, puis mise à jour en 1990 et 2001 par la Japanese Building Disaster Prevention Association. Les coefficients attribués aux facteurs de vulnérabilité relèvent particulièrement du retour d'expérience des séismes Japonais (Verrhiest, 2008). Le tableau 1.6 donne une présentation générale de la méthode.

Tableau 1.6. Présentation générale de la méthode Japonaise

Niveau	1
Application	Bâtiment unique : courant en béton armé de faible hauteur
Sources des données	Consultation des plans de structure et inspection détaillée du bâtiment
Compétences technique	Ingénieur spécialisé et expérimenté de préférence
Durée	1 journée

a) Principe de la méthode : La performance sismique du bâtiment est représentée par un indice de performance sismique I_S , calculé par l'équation (1-16) :

$$I_S = E_0 S_D T \quad (1-16)$$

Où :

Chapitre 1 : Le risque sismique

E_0 : indice structural de base, représentant la performance nominale du bâtiment, supposé parfaitement régulier et en très bon état,

S_D : indice d'irrégularité du bâtiment,

T : indice de vieillissement relatif à la dégradation de la structure.

Trois niveaux de fiabilité croissante sont proposés pour évaluer ces indices. Le premier consiste à :

- **Calculer l'indice structural de base E_0 .** Pour chaque niveau, est déterminé puis multiplié un indice de résistance ultime C et un indice de ductilité F , en tenant compte du mode de rupture probable, du nombre total de niveaux et de la position de l'étage considéré⁹. L'indice structural de base E_0 est évalué à chaque étage et dans chaque direction. La résistance en cisaillement des murs et poteaux est supposée proportionnelle à leur section Ac . Les poutres ne sont pas examinées. Les éléments verticaux sont regroupés en trois catégories : poteaux courts, poteaux (autres que poteaux courts) et murs.

La résistance maximale en compression est supposée égale à 20 MPa. Les résistances en cisaillement des éléments verticaux sont évaluées comme suit :

- poteaux courts : $C_1 = 1.5 Ac$,

- poteaux : $C_2 = 1.0 Ac$,

- murs : $C_3 = 3Ac$ si deux poteaux en extrémité, $2Ac$ si présence d'un seul poteau, sinon $C_3 = Ac$.

Les poteaux courts sont supposés rompre de façon fragile. Quand la rupture se produit dans ces derniers, on suppose que les murs et poteaux ont développé respectivement 70% et 50% de leur résistance maximale. Si n est le nombre d'étages du bâtiment et i l'étage considéré, E_0 est donné par l'une des formules suivantes :

- à la rupture des poteaux courts :

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} 0,8 (C_1 + 0,7 C_2 + 0,5 C_3) \quad (1-17)$$

- à la rupture des poteaux en l'absence de poteaux courts :

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_2 + 0,7 C_3) \quad (1-18)$$

- en absence de poteaux et de poteaux courts :

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} C_3 \quad (1-19)$$

- **Évaluer l'indice d'irrégularité du bâtiment :** L'indice d'irrégularité du bâtiment S_D s'évalue pour chaque étage considéré. Il s'écrit comme le produit de neuf facteurs G_i :

$$S_D = \prod_{i=1}^9 G_i \quad (1-20)$$

La procédure de calcul des facteurs G_i est donnée par un tableau rassemblant les paramètres de calcul et les valeurs qui leur sont attribués selon le cas.

⁹Des formules pour le calcul de ces indices sont disponibles sur : «Technical manual for seismic evaluation and seismic retrofit of existing reinforced concrete buildings ».1st english version, Japanese Building Disaster Prevention Association, Ministry of Construction, Tokyo, Japan, 2001.

Chapitre 1 : Le risque sismique

- **Évaluer l'indice de vieillissement de la structure:** cet indice est fonction de différents facteurs (Age et utilisation du bâtiment, dégâts dus aux incendies, présence de déformations et présence de fissuration et détériorations des éléments structuraux et non structuraux). Sa valeur est calculée pour l'ensemble du bâtiment. Elle vaut la valeur minimale des valeurs T_i calculées pour chaque étage.

Une fois l'indice de performance sismique IS calculé, celui-ci doit être comparé avec l'indice de demande sismique IS_0 calculé selon la formule (1-21) :

$$IS_0 = E_S Z G U \quad (1-21)$$

Où :

- E_S est un coefficient qui vaut 0,8 pour le premier niveau et 0,6 pour les niveaux suivants,
- Z caractérise le niveau d'aléa selon la localisation du bâtiment,
- G est un paramètre de sol qui tient compte de l'interaction sol structure ainsi que des effets de site,
- U dépend de l'usage du bâtiment et doit être considéré comme un facteur d'importance.

Dans la pratique, le facteur ZG est choisi égal à l'accélération spectrale (en g) correspondant à la période fondamentale du bâtiment considéré. Une répartition triangulaire est suggérée pour répartir cet indice sur la hauteur du bâtiment. Trois possibilités sont envisagées :

- $I_S > I_{S0}$: le bâtiment est considéré comme sûr,
- $I_S << I_{S0}$: le bâtiment est à haut risque, le renforcement ou la démolition doivent être envisagés,
- $I_S < I_{S0}$: l'évaluation est incertaine et un diagnostic plus poussé doit être effectué.

b) Remarques sur la méthode : La méthode peut être qualifiée de précise vue, qu'un grand nombre de paramètres influençant le comportement du bâtiment sont pris en compte. En contrepartie, elle exige un niveau de compétence supérieur aux autres méthodes déjà décrites. Le résultat fourni est un indice de risque en raison de la prise en compte de la vulnérabilité du bâtiment et du niveau d'aléa sismique. Mais cet indice n'est pas associé à un niveau de dommages potentiel en cas de séisme. En fin, le diagnostic est basé sur des hypothèses spécifiques au Japon qui peuvent présenter une incompatibilité avec les usages de conception et de réglementation utilisés ailleurs (Verrhiest, 2008).

1.3.4. Méthode New Zélandaise NZSEE (2006)

En New Zélande, une méthode a été publiée par la New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE, 2000), puis réactualisée sous la forme d'une procédure d'évaluation initiale destinée à sélectionner les ouvrages à risque. Les coefficients utilisés relèvent de l'expérience des experts à l'origine de la méthode (Verrhiest, 2008). Le tableau 1.7 donne une présentation générale de la méthode.

Tableau 1.7. Présentation générale de la méthode NZSEE (2006)

Application	Bâtiment unique et échelle urbaine
Typologies concernées	Structures à ossatures poteaux-poutres, murs voiles, mixtes, ossatures en béton ou acier avec remplissages en maçonnerie, les bâtiments à planchers et murs en bois ou en maçonnerie non armée.
Sources des données	Examen visuel extérieur et intérieur, consultation des plans et données géotechniques.
Compétences technique	Ingénieur disposant d'une expérience significative dans la conception ou le diagnostic sismique et formé spécifiquement à la procédure de la méthode
Durée	une demi-journée par bâtiment
Coût	Environ 800 DA par bâtiment

Chapitre 1 : Le risque sismique

a) Principe de la méthode: La méthode suppose une estimation sommaire de la performance des bâtiments existants par rapport au standard exigé pour un nouveau bâtiment. Cette estimation est donnée par le paramètre %NBS (Percentage New Buildings Standard), représentant la performance d'un bâtiment régulier, bien conçu, du même type, même âge et construit au même endroit selon le code en vigueur à la date de construction du bâtiment à évaluer. Son calcul comprend deux étapes:

- Calcul des données exigées pour déterminer (%NBS) : période fondamentale de vibration du bâtiment, niveau d'aléa, type de sol, ductilité équivalente et catégorie d'importance du bâtiment.
- Identification des faiblesses structurelles susceptibles d'altérer le comportement du bâtiment, en prenant en compte comme facteurs de vulnérabilité l'irrégularité structurelle et/ou géométrique en plan et en élévation, la présence de poteaux courts, la possibilité d'entrechoquement avec des structures voisines et la susceptibilité du site aux effets induits.

Un coefficient, compris entre 0 et 1 est attribué à chaque faiblesse structurelle. Le produit de ces facteurs, noté *PAR* (Performance Assessment Ratio), mesure la réduction globale de performance attendue :

$$\% NBS = (\% NBS) \times PAR \quad (1-22)$$

La somme des scores attribués à chacun des éléments listés ci-dessus représente la note globale attribuée au bâtiment. Un tableau de correspondance permet de déduire le %NBS du bâtiment. Trois cas sont susceptibles:

- %NBS < 33 %, le bâtiment est prédisposé à s'effondrer en cas de séisme. Diagnostic détaillé exigé,
- %NBS > 67 %, le bâtiment peut être considéré comme sûr,
- 33 < %NBS < 67 %, un diagnostic détaillé est recommandé.

b) Remarques sur la méthode: Dans cette méthode, de nombreux paramètres sont examinés et étudiés en détail et la note de performance obtenue est un facteur de risque. Le facteur de priorité calculé est un outil efficace pour établir des priorités d'intervention. Cependant, le %NBS n'est associé à aucun niveau de dommages attendu en cas de séisme. Le niveau de compétence élevé exigé pour la mise en œuvre de la méthode et son contexte néo-zélandais constituent également des handicaps.

1.4. Scénarios de risque sismique

Un scénario de risque sismique est définie dans le glossaire de l'Autorité de Sureté Nucléaire Française, comme étant l'analyse globale des conséquences (dommages corporels et matériels) d'un événement sismique d'intensité donnée sur une zone d'étude prédéfinie¹⁰. La prise en compte de l'agression sismique dans un scénario peut être faite à travers (Sedan et al., 2006):

- Une carte d'aléa régional, représentant un niveau d'agression (accélération, déplacement, intensité...) ayant une certaine probabilité d'être atteinte pendant une période de temps donnée. L'utilisation de ce type de représentation de l'agression est destinée aux analyses quantitatives globales du risque,
- Une carte d'intensités calculées ou estimées sur la base d'un séisme simulé dit "de scénario", dont les caractéristiques physiques (magnitude, localisation,...) et temporelle (période de retour) sont fixées en cohérence avec les données de la sismicité historique et instrumentale, du contexte géodynamique et des cartes sismo-tectoniques. Ce calcul nécessite également le choix de loi d'atténuation adaptée au

¹⁰Source : <http://studylibfr.com/doc/704068/glossaire-asn-sur-le-risque-sismique>

Chapitre 1 : Le risque sismique

contexte. L'utilisation de séisme simulé conduit à distinguer une deuxième catégorie de scénario, destiné à représenter de la manière la plus réaliste possible des conséquences d'un séisme particulier. La figure 1.9 illustre le schéma de principe de réalisation d'un scénario de risque sismique.

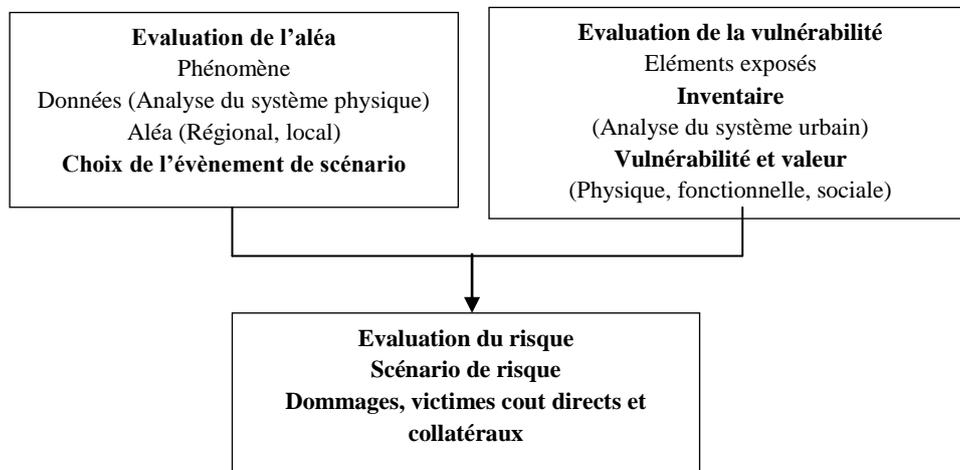


Fig. 1.9. Principes de réalisation d'un scénario de risque sismique (Sedan et al., 2006)

Des outils numériques sont développés et utilisés pour la simulation de scénarios de risque sismique. Parmi ces outils, le logiciel ARMAGEDOM, utilisé pour l'évaluation des dommages causés par scénarios sismiques simulés pour la ville de *Chlef*, dans le cadre de ce travail. La littérature cite d'autres outils développés par des institutions scientifiques dans les pays les plus sismiques au monde et donne une description détaillée des logiciels existants (BRGM, 2008).

1.5. Gestion du risque sismique

La gestion du risque sismique nécessite la mise au point de plusieurs actions conjointes et synchronisées, dont le but est de limiter les conséquences d'un séisme sur la zone frappée. Elle englobe toute action entreprise par les gouvernements, les urbanistes et les scientifiques pour arriver à gérer ce risque d'une façon qui soit la plus adaptée au contexte local de la zone en question (Boutaraa et Virriest, 2013). Il s'agit d'un processus planifié, qui est orienté à la prévention et à la réduction des risques, et au développement de la capacité de réponse face aux catastrophes. La démarche cyclique itérative de ce processus, constituée de quatre étapes (Fig.1.10) : l'identification du risque, son évaluation, la prise de décision pour définir une politique de mitigation et la réalisation du traitement et de la surveillance du risque (Breysse, 2009b).

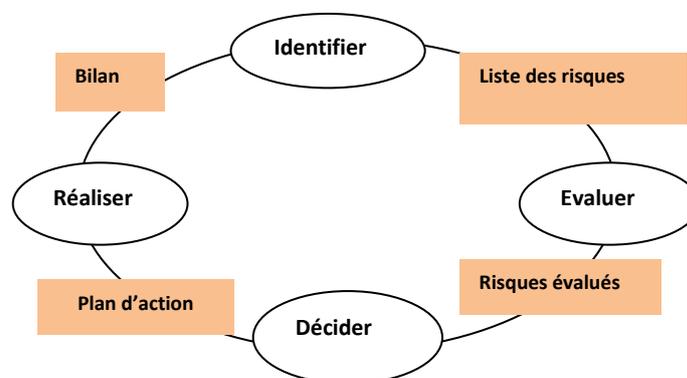


Fig.1.10.Représentation cyclique du processus de gestion des risques (Breysse, 2009b)

1.6. Risque sismique en Algérie

En Algérie, la tectonique active est localisée dans le nord du pays. Dans cette région, frontière entre les plaques Africaine et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques. Une tectonique littorale active est à l'origine de la subsidence de la côte, comme cela fut le cas lors du dernier séisme de *Boumerdes* 2003. Plus au sud, la sismicité s'exprime tout le long du Tell, dans les hauts plateaux et la région de l'*Atlas Saharien*, où l'activité sismique est faible (Yelles-Chaouche et al. 2006). La loi algérienne¹¹ définit ces risques et les classe par ordre de priorité, faisant surgir le risque sismique et géologique en avant.

1.6.1. Stratégie de gestion du risque sismique en Algérie : L'approche préventive

La stratégie de gestion du risque sismique adoptée par l'Algérie est basée sur le principe fondamental de prévention, qui se décline en sept axes: l'évaluation de l'aléa et la diminution de la vulnérabilité des enjeux, la surveillance du territoire, la prise en compte du risque dans l'aménagement du territoire, l'information préventive, l'éducation du public, la planification de l'organisation des secours et l'amélioration de la réglementation technique (Boutaraa, 2013).

L'approche préventive se positionne en amont de l'évènement sismique. Elle vise à éviter les dommages si non les réduire le cas échéant, et repose en grande partie sur des actions comprenant des parades techniques relevant de l'ingénierie et des parades non techniques réglementaires, financières (assurance), sociales, etc. Par ailleurs plusieurs actions peuvent être entreprises en amont, pendant et en aval d'un évènement sismique (Fig.1.11).

- Actions à entreprendre en phase amont et aval d'un évènement sismique : réglementation technique et code parasismiques, aménagement du territoire, législation, assurance du risque sismique, établissement de plans de prévention du risque sismique (PPRS);
- Actions à entreprendre en phase amont : information, éducation du public et formation parasismique, préparation du personnel chargé de la gestion de crise, entraînement à des exercices de crise sismique et établissement de plans d'organisation des secours (ORSEC)
- Actions à entreprendre au moment de la situation de crise : secours des victimes, soins d'urgence, évacuation des blessés, hébergement provisoire et alimentation en moyens et produits de vivre;
- Actions à entreprendre en phase avale: reconstruction, relogements et indemnités des victimes, ainsi que la solidarité de la société avec la population affectée. Ces parades sociales sont complémentaires et indissociables pour aboutir à une résilience de la société suite à l'évènement sismique. D'autres actions ayant trait à la recherche scientifique sont à entreprendre; il s'agit de l'analyse du retour d'expérience, de la connaissance de l'aléa et de la vulnérabilité des enjeux.

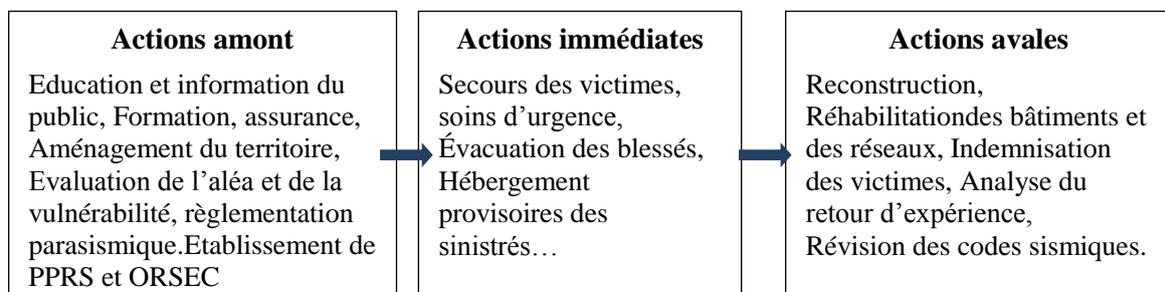


Fig. 1.11. Actions comprises dans le processus de gestion du risque sismique (Boutaraa, 2013)

¹¹Loi n°04-20 du 13 Dhou El Kaada 1425 correspondant au 25 Décembre 2004 relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre de développement durable.

Chapitre 1 : Le risque sismique

1.6.2. Cadre législatif

L'Algérie s'est dotée, grâce aux événements sismiques majeurs qu'a connus le pays, d'un cadre législatif relatif à la gestion du risque sismique. Les principaux textes de ce cadre législatif sont :

- Les Décrets n° 85-231 et n° 85-232 (promulgués le 19 août 1985) qui définissent respectivement, l'organisation et les procédures de la gestion de crise à partir de la mise en place du plan ORSEC (ORganisation des interventions et SECours), d'une part, et l'organisation de la prévention des risques majeurs aux niveaux national, de Wilaya et communal, d'autre part.
- La loi n° 04-20, le 25 Décembre 2004, concernant "La Prévention des Risques Majeurs et la Gestion des Catastrophes dans le cadre du Développement Durable".
- Les décrets exécutif n° 91-175 du 28 mai 1991 fixant les modalités d'instruction et de délivrance du certificat d'urbanisme, du permis de lotir, du certificat de morcellement, du permis de construire, du certificat de conformité et du permis de démolir et n° 06-03 du 7 janvier 2006 définissant les règles générales d'aménagement d'urbanisme et de construction.
- L'ordonnance du 26 août 2003 relative à l'obligation d'assurances des catastrophes naturelles et à l'indemnisation des victimes.
- Le décret Exécutif n° 04-268 du 29 Août 2004, concernant l'identification des catastrophes naturelles devant être couvertes par les assurances.

1.7. Exemples de travaux réalisés pour l'évaluation du risque sismique

La littérature expose plusieurs travaux réalisés à travers le monde, pour l'évaluation du risque sismique dans des zones soumises à un aléa sismique modéré à élevé. Ces travaux s'intéressent beaucoup plus à l'évaluation des pertes directes (dommages aux constructions et pertes humaines). Dans ce qui suit, quelques travaux récents sont résumés.

En Grèce, Sarris et al., (2010) ont développé une cartographie du risque sismique pour la ville de *Chania* (Grèce), donnant d'importantes informations pour l'aménagement du territoire, le développement de la ville et la planification des secours. Les résultats de l'étude, réalisée grâce à la création d'une application modulaire considérant l'activité sismique récente de la Grèce, montrent que la majorité des constructions ont une vulnérabilité sismique moyenne à relativement faible (Fig.1.12). Néanmoins, le nombre de celles présentant une très haute vulnérabilité est assez important.

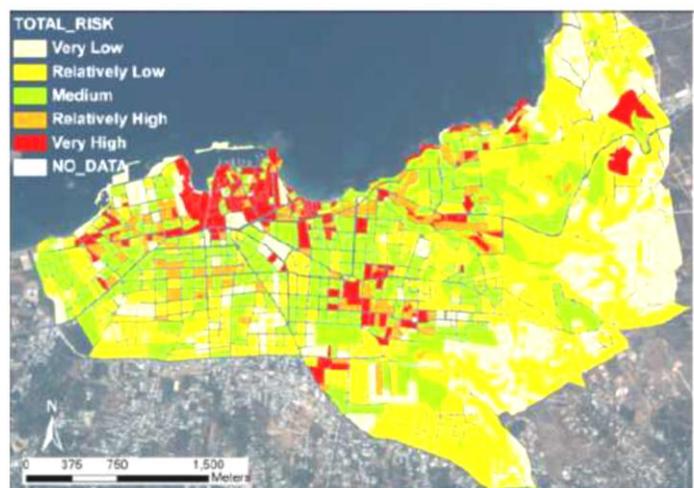


Fig.1.12.Scénario de risque sismique réalisé pour la ville de *Chania* (Sarris et al. 2010).

Chapitre 1 : Le risque sismique

En Espagne, la ville de *Barcelone* a fait l'objet de plusieurs études au cours des dernières années. Entre autres, Lantada et al. (2010) ont évalué les pertes humaines en cas de séisme dans cette ville, en considérant deux scénarios. Le premier correspond à la répartition de la population au cours d'une journée de travail en hiver (Fig.1.13a), le second à la plus basse occupation (Fig. 1.13b). Leurs résultats montrent que la cause de la plupart des victimes et des blessés est l'effondrement des bâtiments en béton armé. Les pertes probables dans une zone urbaine sont fortement corrélées non seulement avec la gravité du séisme, mais aussi avec la densité de la population et de la zone bâtie.

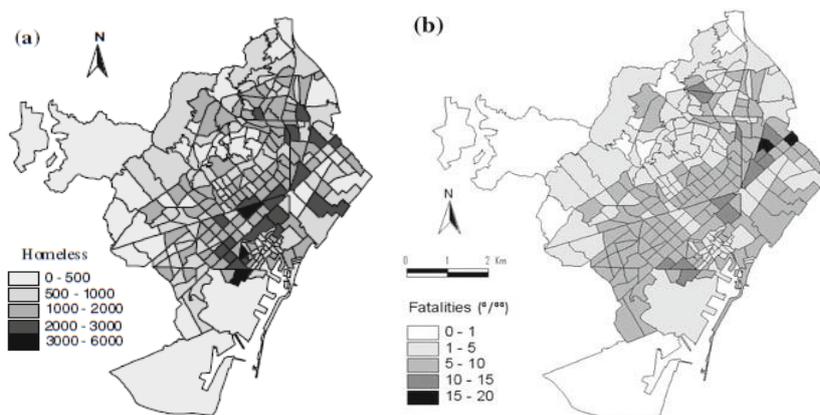


Fig.1.13. Résultats de scénarios sismiques: nombre des sans-abris (a) et répartition des décès (b) (Lantada et al. 2010)

Au Portugal, Lamejo et al., (2016) ont fait une évaluation de la vulnérabilité sismique pour la ville de *d'Alvalade* en utilisant la méthodologie *HAZUS* (FEMA 2003). L'étude a considéré deux scénarios sismiques: un premier supposant un séisme nocturne et un second supposant un séisme diurne. Pour les deux scénarios, deux situations de l'épicentre du séisme sont considérées: sur un site lointain (Far-field) et sur un site proche (Near-field). Les résultats de cette étude donnent, en plus de la vulnérabilité sismique de la ville, une évaluation des pertes humaines (Fig.1.14). Le pire scénario correspond à un séisme nocturne dont l'épicentre serait situé sur un site lointain.

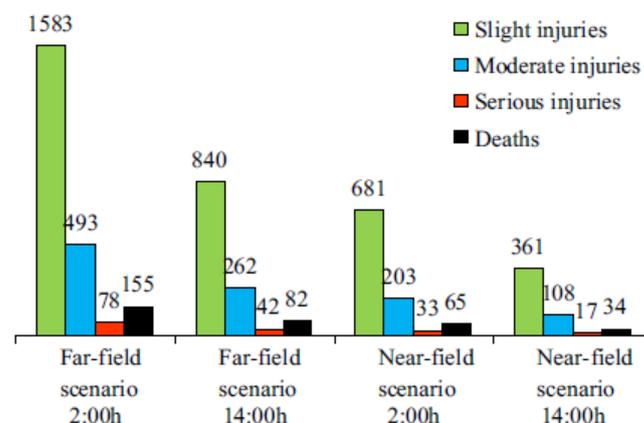


Fig.1.14. Estimation des pertes humaines pour différents scénarios sismiques (Lamejo et al. 2016)

Dans le monde Arabe, des études d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant ont vu le jour grâce aux travaux entrepris par différents chercheurs (El-Kholy et al., 2012; Khalfet et al., 2013). Cherif et al. (2016) ont réalisé une étude d'évaluation du risque sismique pour la ville de

Chapitre 1 : Le risque sismique

Hoceima (Maroc) en utilisant la méthode *Risk-UE*. Deux scénarios ont été considérés pour l'évaluation de l'aléa sismique : un probabiliste et un second déterministe. Cependant, les résultats de cette étude ne dégagent pas de pertes humaines en terme de décès, les sans-abri se comptent, par contre en milliers (Fig. 1.15).

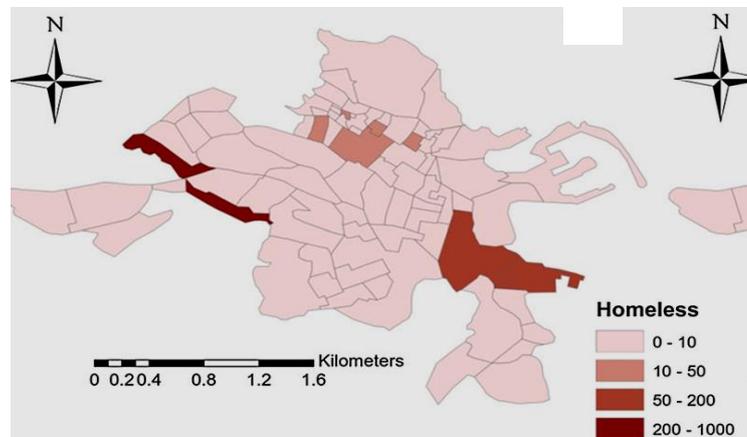


Fig. 1.15. Nombre des sans-abri pour la ville de *Hoceima* (Cherif et al., 2016)

En Algérie, ce type d'études a été initié suite au séisme d'*El Asnam* 1980. Tebal (1985) avait essayé d'évaluer la vulnérabilité des constructions de la ville d'*Alger* en utilisant une approche développée par Shah pour la *Californie*. Cependant, la différence des typologies constructives des deux pays constitue un point discutable dans cette étude. Plus récemment, des études d'évaluation de la vulnérabilité à l'échelle urbaine sont entreprises par le CGS (Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique) pour les villes d'*Alger*, *Constantine*, *Oran* et *Blida*. Ces études visent l'évaluation des pertes directes en faisant des "scénario catastrophe" avec des séismes probables.

Parmi d'autre, Senouci et al. (2013) ont utilisé les données collectées par le CTC (Contrôle Technique de la Construction) d'*Oran* en 2009, pour étudier la vulnérabilité sismique de plus de 4000 bâtiments de cette ville, en utilisant trois méthodes (*GNDT*, *RISQUE-UE* et *VULNERALP*). Les résultats trouvés ont montré une convergence relative pour les trois méthodes (Fig.1.16).

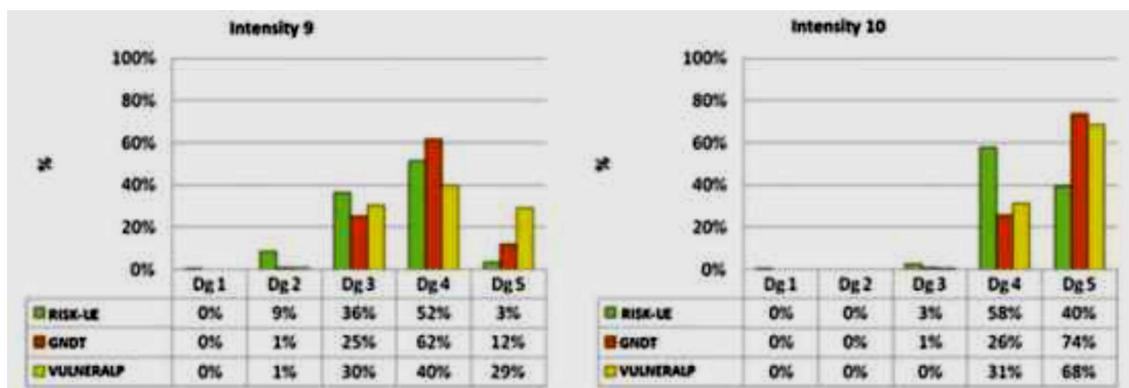


Fig. 1.16. Distribution des dommages (EMS98 = IX et X) (Senouci et al. 2013)

D'autres travaux sont réalisés sur le patrimoine historique en maçonnerie. Citons entre autres, l'étude faite pour la commune de *Belouizdad* (Djaaliet Bensaïbi, 2009) et celle réalisée pour la *Casbah* d'*Alger* (Novelli et al., 2015). Boukri et al. (2014) ont adopté une approche fondée sur la

Chapitre 1 : Le risque sismique

simulation de scénarios sismique pour 29000 bâtiments dans la ville de *Constantine*. La méthodologie d'évaluation des dommages causés aux constructions est inspirée de l'approche *HAZUS* (FEMA 2003), tout en développant un outil numérique spécifique à cette étude. L'agression sismique quant à elle, est introduite à travers le spectre de réponse réglementaire du règlement Algérien (RPA 2003). Les résultats obtenus (Fig.1.17) permettent l'identification des secteurs qui peuvent subir les taux de dommages les plus élevés.

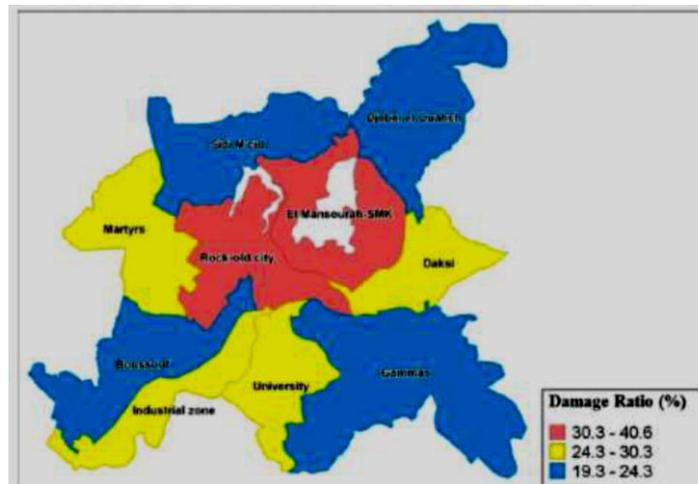


Fig.1.17. Résultats du scénario de dommages pour la ville de Constantine (Boukri et al., 2014)

La ville de *Annaba* a également fait l'objet d'une étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie et une estimation des dommages probables dans l'ancien quartier urbain de cette ville a été faite. Les résultats d'une enquête menée pour d'autres fins sur les bâtiments existants ont été utilisés. Les deux méthodes *EMS98* et *GNDT* ont été appliquées à ce quartier pilote de cette ville (Athmani et al., 2015). Les taux de dommages obtenus montrent une assez bonne cohérence entre les deux méthodologies adoptées (Fig.1.18).



Fig.1.18. Scénario de dommage pour la ville de *Annaba* ($EMS98=X$) en adoptant la méthodologie: *Risk-UE* et (b) *GNDT 2* (Athmani et al., 2015)

Chapitre 1 : Le risque sismique

I.8. Conclusion

Ce premier chapitre a fait l'objet d'une revue bibliographique mettant en émergence le concept du risque en général et celui du risque sismique en particulier. Les composants de ce dernier, dont l'aléa sismique, les enjeux et leur vulnérabilité ont été explicités également.

Il a été constaté que la prise en compte préalable du risque sismique dans les projets d'aménagement du territoire et d'urbanisme demeure l'unique parade dont nous disposons actuellement pour nous prémunir de ce risque meurtrier. Cette prise en compte passe obligatoirement à travers une évaluation plus ou moins détaillée de ce risque.

A ce titre, nous avons donné un inventaire, bien que non exhaustif, des méthodes et des outils numériques d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant, en mettant le point sur les avantages et les inconvénients de chacune d'elles.

Soulignons enfin que ces méthodes permettent d'avoir une vision statistique à grande échelle et n'ont pas d'intérêt pour un bâtiment isolé. De ce fait, le diagnostic sismique d'un bâtiment individuel stratégique dont, le maintien en état de service durant une crise sismique est indispensable, ne peut être seulement fondé sur ces méthodes mais nécessite une évaluation spécifique moyennant les méthodes d'analyse connues.

Chapitre 2 :
Procédés de renforcement des sols en zones
sismiques

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sols en zones sismiques

2.1. Introduction

Les séismes peuvent causer des conséquences désastreuses aux ouvrages de génie civil. Ces conséquences sont d'autant plus néfastes que lorsqu'on est en présence de sols de faibles caractéristiques mécaniques. Dans ce cas différents effets sont conjugués: les effets directs se traduisant par la vibration du sol avec éventuellement des phénomènes d'amplification du mouvement par effet de site lithologique ou topographique, les effets provenant de la déformation du sol et les effets induits telle que la liquéfaction des sols.

Dans les zones sismiques, le renforcement des sols permet de réduire notablement les déformations et les effets induits, dont la liquéfaction engendrée par le séisme dans ces sols. Par conséquent, cet outil s'avère d'une rentabilité appréciable dans un contexte de gestion du risque sismique. Ce chapitre est dédié donc, à une recherche bibliographique sur le phénomène de liquéfaction des sols et les différentes méthodes de renforcement des sols dans les zones sismique.

2.2. Phénomène de liquéfaction

2.2.1 Définition

Le terme *liquéfaction* fut utilisé pour la première fois par Hazen en 1920 pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage de *Calaveras* en *Californie*. Par la suite, Terzaghi (1956) a employé le terme « liquéfaction spontanée » pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide à un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation. En fonction du chargement provoquant ce phénomène, on distingue la liquéfaction statique, la liquéfaction cyclique et la mobilité cyclique:

- La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du sol. C'est un phénomène d'instabilité caractérisant les matériaux granulaires lâches et saturés, ayant une tendance à la contractance sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une génération de la pression interstitielle qui mène à la réduction des contraintes effectives.
- La liquéfaction cyclique caractérise les sables lâches et très lâches contractants. Il s'agit d'une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge décharge sans l'augmentation considérable des déformations.
- La mobilité cyclique est un phénomène caractéristique des sables moyennement denses et très denses dilatants. Elle se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture est produite par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance.

La contrainte effective moyenne est reliée à la pression interstitielle par la relation suivante :

$$\sigma_{\text{eff}} = \sigma_t - u \quad (2.1)$$

avec :

- σ_{eff} : pression effective du sol,
- u : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol,
- σ_t : Contrainte totale.

La figure 2.1 représente de façon schématique le phénomène de liquéfaction à l'échelle des grains de sol : la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle u , il y a réduction de la résistance du sol (Fig 2.1a), jusqu'à annulation des contraintes effectives (Fig 2.1b). Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations (Fig 2.1c).

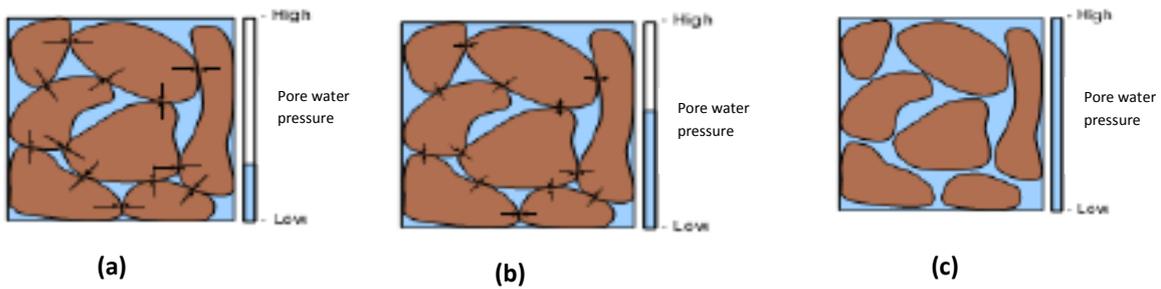


Fig.2.1. Illustration du phénomène de liquéfaction

Ce phénomène peut se traduire sous différentes formes de désordres :

- Perte de capacité portante du sol de fondation, avec déstabilisation des ouvrages (Fig. 2.2a),
- Glissements des terrains en pente et une réduction des coefficients de sécurité (Fig. 2.2b),
- Ruptures superficielles dues au déplacement des couches sous-jacentes (Fig. 2.2c),
- Développement des forces de poussées : le mouvement de la couche liquéfiée se traduit par un excès des forces de poussées sur la surface de contact sol/mur, avec renversement ou glissement du mur (Fig. 2.2d),
- Soulèvement d'ouvrage enterré et rupture des canalisations (Fig. 2.2e),
- Formation de cratères ou volcans de sable : le sable liquéfié remonte en surface (Fig. 2.2f).

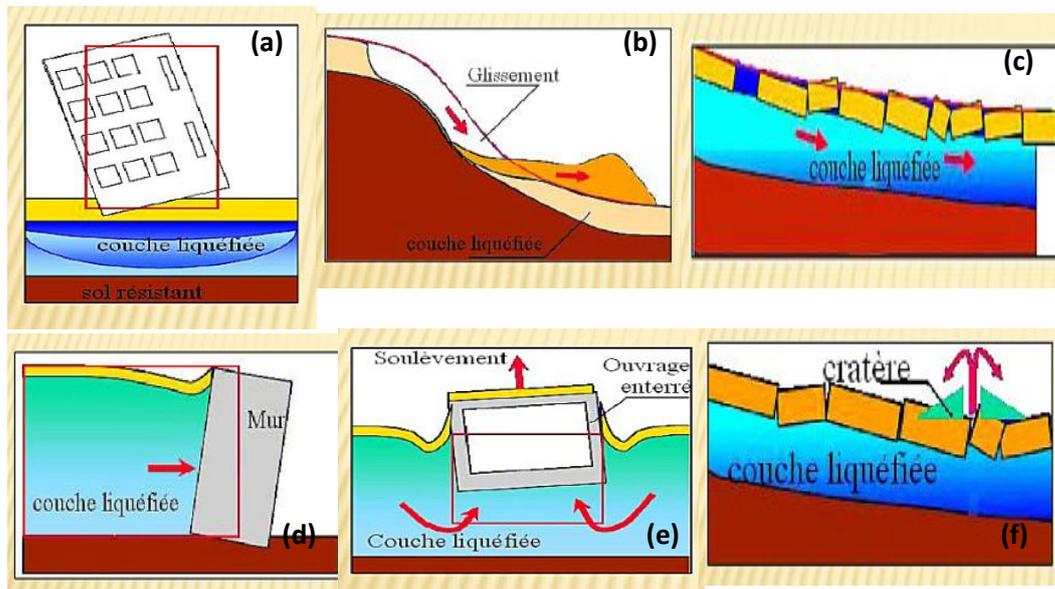


Fig 2.2. Différentes formes de manifestation du phénomène de liquéfaction des sols

En Algérie, des cas de liquéfaction de sol se sont produits durant les séismes majeurs d'El Asnam (Chlef actuellement) notamment celui du 10 octobre 1980 et de Boumerdes 2003. Durant le premier, des cas de liquéfaction se sont produits dans les plaines inondables d'oued Chellif et oued Fodda. Ce phénomène est décrit dans le rapport de Bertero and. Shah (1983): « Les sites liquéfiés ont été marqués par des volcans de sable, des affaissements latéraux et des déplacements du sol. Certains phénomènes inhabituels ont également été observés: des arbres inondés, passage de furoncles de sable linéaires entre les arbres, et des jets d'eau atteignant jusqu'à 2 m ». Lors du séisme de Boumerdes, les effets

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

induits furent moins importants. Cependant, le pont d'oued *Isser* a souffert de la liquéfaction de sol, qui fut la cause d'un déplacement excessif de l'une de ses piles. La figure 2.3 montre la manifestation de ce phénomène aux abords d'oued *Chellif* par des volcans de sable suite au séisme d'*El Asnam* 1980.

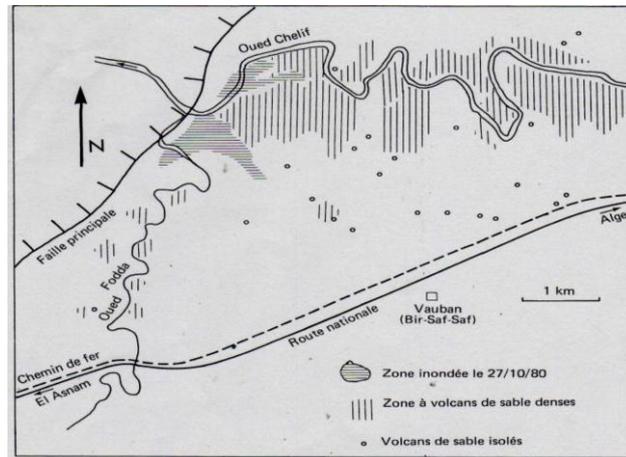


Fig. 2.3. Sites liquéfiés sous l'effet du séisme d'*El-Asnam* 1980 (Bertero and Shah 1983)

2.2.2. Notions de contractance et de dilatance

Deux notions sont utilisées pour caractériser le comportement du sol lié directement à la structure granulaire des éprouvettes pendant un essai triaxial : un comportement contractant et un comportement dilatant (Aris, 2012) :

- Le comportement contractant, caractérisé par une augmentation de la pression interstitielle dans le cas d'un essai non drainé, et par une diminution du volume du matériau dans le cas drainé. À l'échelle microscopique cela est probablement dû à l'enchevêtrement, les glissements et les roulements des grains provoqués par les forces inter-granulaires qui deviennent convenablement grandes.
- Le comportement dilatant se traduit par une diminution de la pression interstitielle et une augmentation du volume du sol, dû au désenchevêtrement et au foisonnement de l'empilement de la structure granulaire.

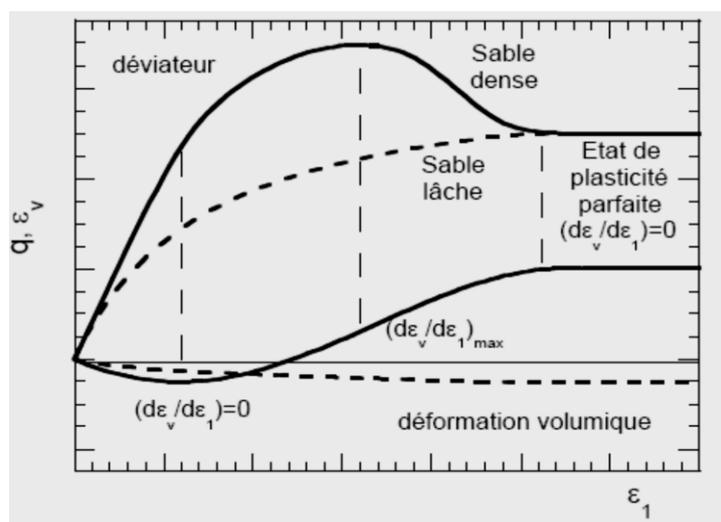


Fig. 2.4. Comportement d'un sable lors de l'essai triaxial (Aris, 2012)

2.2.2.2. Comportement des sables sous chargement cyclique

L'état caractéristique, correspondant à l'état du matériau à son passage du comportement contractant vers le comportement dilatant lors d'un chargement de cisaillement monotone, constitue un concept important dans le comportement des sables sous chargement cycliques. Dans le cas d'un essai non drainée, la liquéfaction ne peut avoir lieu que si le déviateur appliqué est autour de l'axe hydrostatique. Cependant des études ont montré que si le sable est assez lâche, un effondrement suivi d'une liquéfaction peuvent être observés même dans le cas d'un déviateur initial non nul. Sous chargement cyclique, on distingue essentiellement deux types de comportement: la mobilité cyclique et la liquéfaction vraie. L'apparition de l'un ou de l'autre phénomène dépend principalement de la densité et de la contrainte de consolidation (Aris, 2012).

2.2.3. Paramètres influant la résistance à la liquéfaction d'un sol

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur la résistance à la liquéfaction d'un sol. Ces paramètres sont principalement:

- L'histoire des contraintes et des déformations (Densité- structure du sol),
- La granulométrie et la présence de fines,
- Le degré de saturation et les conditions de drainage,
- La méthode de préparation des échantillons dans un essai triaxial,
- La contrainte de confinement, et
- L'intensité et la durée de tremblement de terre.

2.2.3.1. Influence de l'histoire des contraintes et des déformations

L'histoire des contraintes procure au sol une structure caractérisée par une certaine densité et un certain arrangement des grains. En ce qui concerne la densité, la constatation de Casagrande en 1936, relative au rôle primordial de la densité dans le comportement des sols et sur l'initiation de l'instabilité, a été confirmée par plusieurs auteurs, qui ont tous observé une augmentation de la résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de la densité relative (Della, 2010). En réalisant des essais triaxiaux sous chargement monotone et pour trois densités relatives différentes, Della (2010) a constaté que la résistance à la liquéfaction augmente significativement avec l'augmentation de la densité du sol, notamment pour les échantillons préparés par déversement à sec (Fig. 2.5).

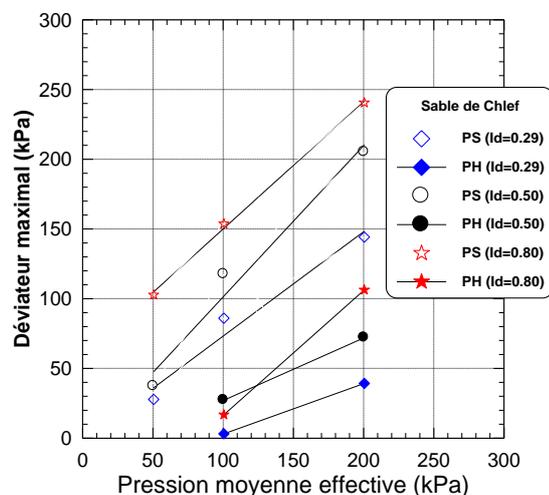


Fig. 2.5. Influence de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Della 2010)

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Concernant la structure du sol, les contraintes et les déformations subies par un sol, ainsi que son mode de déformation, lui confèrent un arrangement propre des grains. La figure 2.6 montre l'influence de la densité relative D_r et de la structure des grains de sol sur la résistance à la liquéfaction d'un sol (Pecker 1984). D'après cette figure, entre un arrangement minimal, obtenu par un déversement à sec sans vibration, et un arrangement maximal, obtenu par vibration sous haute fréquence de l'échantillon déjà humide, la résistance au cisaillement cyclique double de valeur.

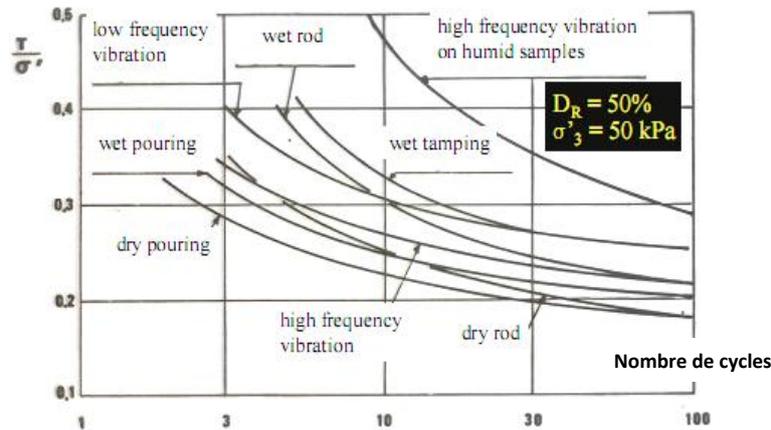


Fig. 2.6. Influence de la structure des grains sur la résistance à la liquéfaction (Pecker, 1984)

2.2.3.2. Influence de la granulométrie et des fines

Ishihara (1985) stipule que le risque associé à la liquéfaction des sols lors de séismes est rencontré dans les dépôts de sable fin à moyen et de faible plasticité. Ainsi, les types des sols sensibles à la liquéfaction ne sont pas plastiques, il s'agit des sables propre, des sables limoneux non plastiques et des limons non plastiques.

Plus récemment, Chemmam et al (2016) ont étudié l'effet des fines (de 0 à 50%), de la pression de confinement initiale (50, 100 et 200 Kpa), de la pression interstitielle et de la conductivité hydraulique sur la résistance à la liquéfaction en conditions non drainé du sable de *Chlef*. Leurs résultats illustrés sur la figure 2.7 indiquent que la présence des fines conduit à une perte significative de la résistance à la liquéfaction du sable étudié. Cette résistance diminue avec l'augmentation de la teneur en fines pour toutes les pressions de confinement considérées.

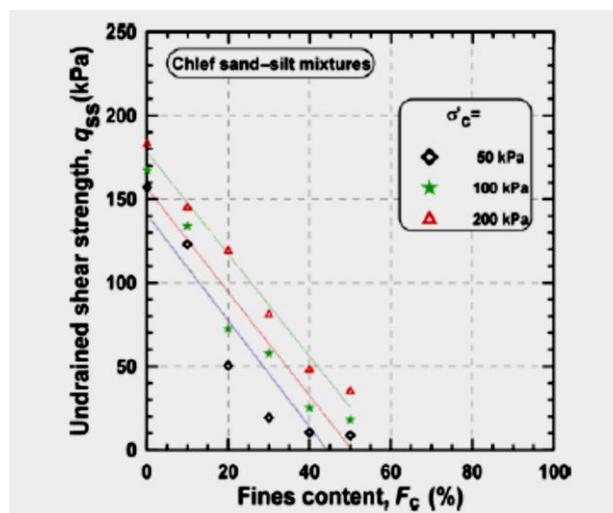


Fig. 2.7. Influence des fines sur la résistance à la liquéfaction (Chemmam et al. 2016)

2.2.3.3. Influence du degré de saturation

Le degré de saturation est contrôlé lors d'un essai triaxial par le coefficient B qui caractérise la qualité de la saturation dit de Skempton (Skempton, 1954) qui peut être lié au degré de saturation par la relation suivante :

$$B = \frac{1}{1 + nK_s \left[\frac{S_r}{K_w} + \frac{(1-S_r)}{U_a} \right]} \quad (2-2)$$

K_s et K_w étant les modules des déformations volumiques du squelette solide et de l'eau, n la porosité et U_a la pression interstitielle.

Sladen (1985) note que le sol est considéré comme parfaitement saturé pour une valeur de B dépassant 0,85. Il a été démontré que, pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance à la liquéfaction augmente de 50%, d'où, il est très important, au cours des essais au laboratoire, de s'assurer de la parfaite saturation de l'échantillon avant l'application du chargement.

Pour étudier cet aspect, Arab et al (2011) ont entrepris une série de tests triaxiaux cycliques non drainés sur le sable de Hostun (France). En variant le coefficient Skempton de 0.25 à 0.90, ils ont observé que la baisse du niveau de saturation du sable engendre l'augmentation de la résistance à la liquéfaction. En effet, le nombre de cycles nécessaires pour provoquer la liquéfaction fut de 7 seulement pour un échantillon saturé à 100% et un niveau de chargement de 0.35, alors qu'il leur a fallu 46 cycles pour liquéfier l'échantillon saturé à 98.9% sous le même chargement. Pour $B=0.25$, la liquéfaction n'est pas atteinte au même niveau de chargement (Fig. 2.8).

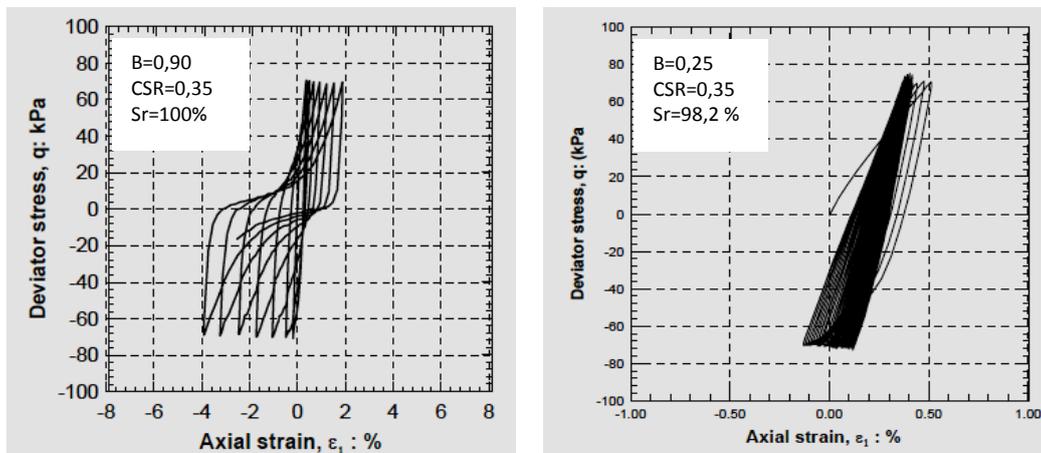


Fig.2.8. Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction (Arab et al., 2011)

Plus récemment, afin de mettre en évidence cette influence de la saturation sur la réponse cyclique d'un sable, Vernay et al. (2015) ont comparé les résultats de deux essais réalisés sur deux sols saturés, dont le premier avait un coefficient de Skempton B de 98% et le second de 22%. Leurs constatations furent que la diminution du degré de saturation ralentit la génération de surpressions interstitielles et a pour effet de retarder l'apparition de la liquéfaction. Parallèlement, la diminution de la contrainte effective d'un sol saturée s'initie beaucoup plus rapidement que celle d'un sol moins ou non saturée.

Enfin, il est important de souligner que certains travaux ont montré que les sols non saturés sont aussi exposés aux risques de liquéfaction. En 1963, Bishop et Blight publient un document pionnier

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

sur le sujet, dans lequel ils mettent en évidence les différences de comportement qui existent entre sols saturés et non saturés. Suite à l'émergence de ce sujet, de nombreux auteurs ont montré une différence de comportement entre sol saturé et non saturé. Mais il reste aujourd'hui beaucoup à apprendre sur le comportement à la liquéfaction des sols non saturés (Vernay et al. 2015).

2.2.3.4. Influence du mode de préparation des échantillons

La littérature indique que, la méthode de préparation des échantillons a un effet sur la résistance d'un sol testé au laboratoire. Ainsi, pour une même densité relative, on peut avoir plusieurs arrangements des grains, obtenus par différents modes de confection des échantillons de sol. Benahmed et al. (2004) trouvent que la méthode de déversement à sec donne des échantillons plus stables que ceux préparés par placement humide. D'autres chercheurs (Vaid et al. 1990; Hoeg et al. 2000; Della 2011; Brahim et al. 2015) ont trouvé que le dépôt humide produit des structures non uniformes qui peuvent remettre en question l'interprétation des résultats. Des observations par microscope électronique à balayage ont montré que le damage humide favorise l'apparition de l'instabilité. En revanche la pluviation à sec se caractérise par une structure plus régulière et favorise un comportement à caractère dilatant (Aris, 2012)

Dans le déversement à sec (DS), le sol sec est déposé dans le moule à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur (Fig. 2.9a). Pour avoir des échantillons lâches, la hauteur de chute doit être quasi-nulle. Le procédé de pluviation sous eau ou sédimentation (WS), est le résultat d'un réarrangement des particules du sol transportées sous l'action de la force de gravité et de la force du courant d'eau. Elle reproduit généralement des modes de dépôt rencontrés dans les sédiments de lit des lacs ou des océans (Aris, 2012). Le sol sec mélangé doit être déposé délicatement dans le moule contenant de l'eau désaérée à l'aide d'un entonnoir par couches successives. L'ouverture de l'entonnoir doit être 0,3 cm au-dessus du niveau d'eau (Della, 2010). On passe à la couche suivante une fois l'eau devient transparente. La hauteur de chute du sable est égale à la distance entre le dernier tamis et le niveau d'eau (Fig. 2.9b).

Le placement humide (MP), consiste en une déposition du sol humide dans le moule avec contrôle de la teneur en eau (5% pour le sable à 20% pour les sols fins). Le sol est placé délicatement par couches successives. On applique un nombre constant de coups pour avoir une structure homogène et isotrope. Ce mode de dépôt est très commode pour le sable, parce qu'il peut fournir des échantillons avec une large gamme d'indices des vides (Della, 2010).

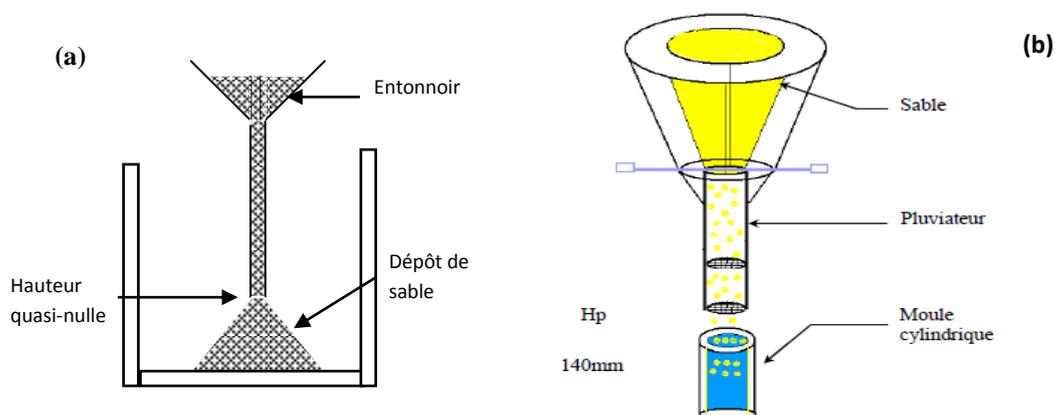


Fig. 2.9. Préparation d'échantillon par : (a) déversement à sec et (b) pluviation sous eau

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Dans, le procédé de préparation par sous compaction, l'échantillon de sol est divisé en plusieurs couches qui sont placées dans la manchette sous compaction, dans le but d'atteindre une densité plus uniforme. Le concept de sous compaction (Ladd, 1978) est basé sur le fait que la valeur inférieure de la densité est calculée par une quantité prédéterminée définie comme le pourcentage de sous compaction U_n . Le pourcentage de sous compaction pour chaque couche varie linéairement de la couche du bas vers la couche d'en haut. La couche inférieure reprend la valeur maximale U_n . Le pourcentage de la couche de sous compaction considérée est :

$$U_n = U_{ni} - \left[\frac{(U_{ni} - U_{nt})}{n_i - 1} * (n - 1) \right] \quad (2.3)$$

Le pourcentage moyen de sous compaction pour chaque couche est :

$$\bar{U}_n = \frac{U_n}{n} \quad (2.4)$$

Pour déterminer la hauteur de chaque couche de sous compaction dans l'échantillon, Ladd (1978) propose la formule suivante :

$$h_n = \frac{h_t}{n_n} \left[(n - 1) + \left(1 + \frac{U_n}{100} \right) \right] \quad (2.5)$$

Avec :

U_{ni} = Pourcentage de sous compaction de la première couche,

U_{nt} = Pourcentage de sous compaction de la dernière couche (usuellement égal à zéro),

n = nombre de couches considérées,

n_i = première couche initiale,

n_t = nombre total de couches,

h_n = hauteur de la $n^{\text{ième}}$ couche,

h_t = hauteur totale de l'échantillon.

Dans le but d'avoir une densité homogène des échantillons, la fabrication est réalisée en sept couches de densité décroissante du bas vers le haut (Fig. 2.10). La méthode suggère une différence de densité relative de 1% entre deux couches successives.

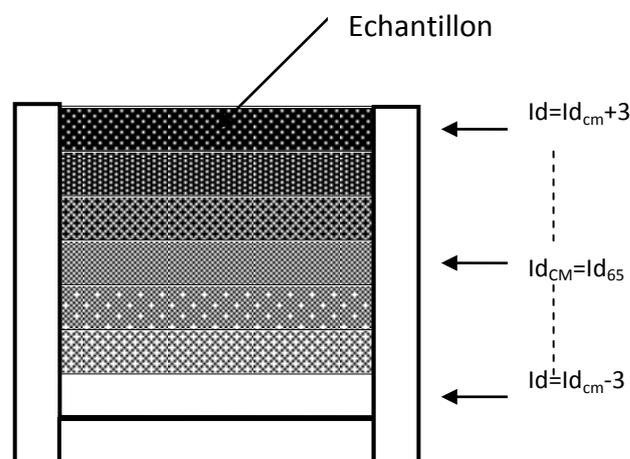


Fig. 2.10. Préparation d'échantillon par sous compaction

Brahim et al, (2015) ont reporté que le mode de préparation des échantillons influence la résistance au cisaillement d'un sable renforcé par inclusions souples (géotextiles). La figure 2.11 montre que la résistance décroît significativement pour les échantillons préparés par déversement humide (MT) comparés à ceux préparés par déversement à sec (DS). Le taux de perte en résistance est de l'ordre de 36, 34 et 24% sous des contraintes effectives de 50, 100 et 200 Kpa respectivement.

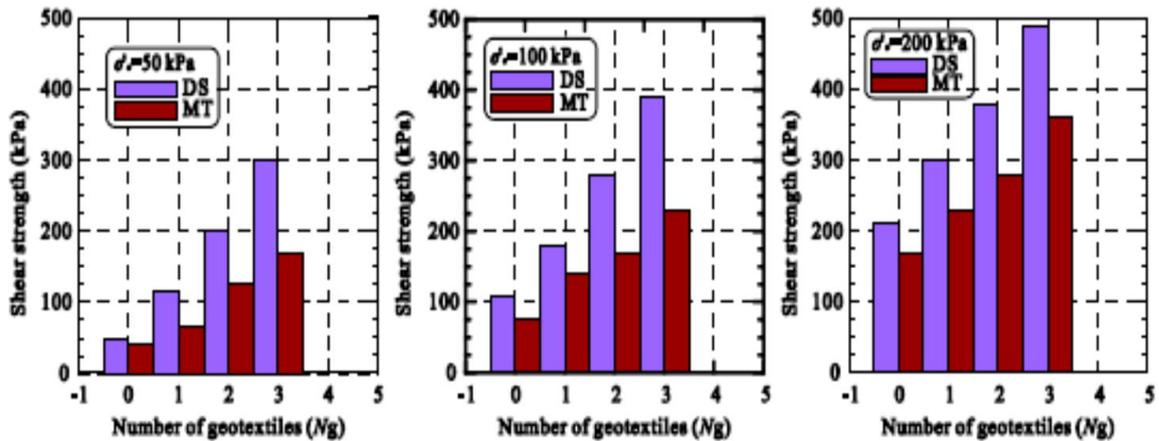


Fig. 2.11. Influence du mode de préparation des échantillons sur la résistance au cisaillement d'un sol (Brahim et al. 2015)

2.2.3.5. Effet de la pression de confinement

Les études de cas ont prouvé que la zone vulnérable à la liquéfaction s'étend habituellement de la surface au sol à une profondeur maximum d'environ 15 m. Des sols plus profonds ne se liquéfient pas généralement, en raison des pressions de confinement plus élevées. Yoshimine et Ishihara (1998) ont présenté des essais pour des contraintes de consolidation comprises entre 100 et 2000 kPa, qui confirment l'augmentation du caractère contractant du sol étudié avec l'augmentation de la contrainte de consolidation (Fig. 2.12).

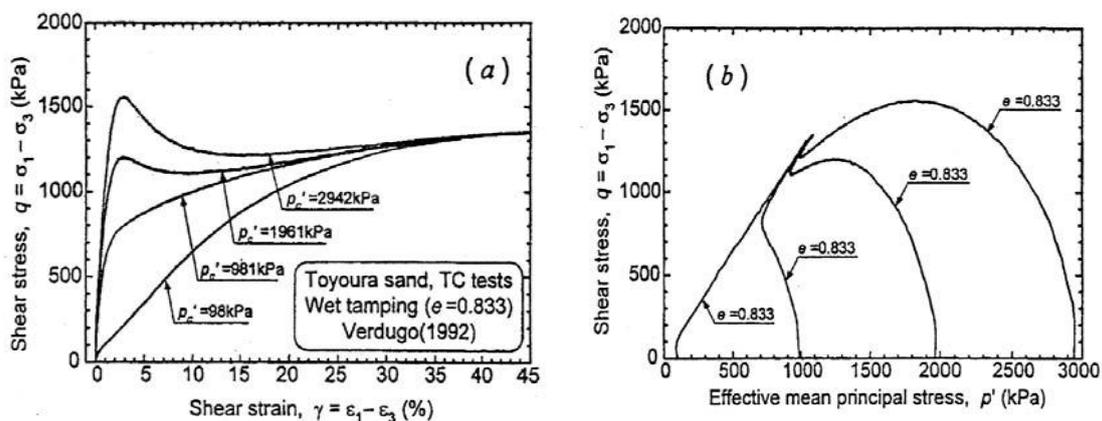


Fig. 2.12. Effet du confinement sur la résistance à la liquéfaction (Yoshimine et Ishihara, 1998)

2.2.3.6. Effet de l'intensité et la durée de tremblement de terre

L'accélération et la durée d'un séisme sont déterminantes pour la déformation de cisaillement qui cause la contraction des particules de sol et le développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. Le potentiel de liquéfaction augmente en fonction de

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

l'intensité du séisme et de sa durée. Les séismes de magnitude élevée produiront à la fois la plus grande accélération et la plus longue durée des secousses. Une analyse de la liquéfaction ne serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol inférieure à $0,1g$ ou une magnitude séismique M_w inférieur à 5 (Pham 2013).

Yedjour (2012) a étudié numériquement l'influence de l'amplitude du mouvement sismique sur l'apparition de la liquéfaction dans un massif de sol liquéfiable pour des vitesses variables. La figure 2.13 montre que l'amplitude de l'excitation sismique influe sur la résistance du sol à la liquéfaction : la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de l'amplitude (Fig.13.a) et la contrainte effective diminue avec l'augmentation de cette amplitude (Fig.13.b). D'où l'augmentation de l'amplitude de l'excitation sismique active l'apparition de la liquéfaction.

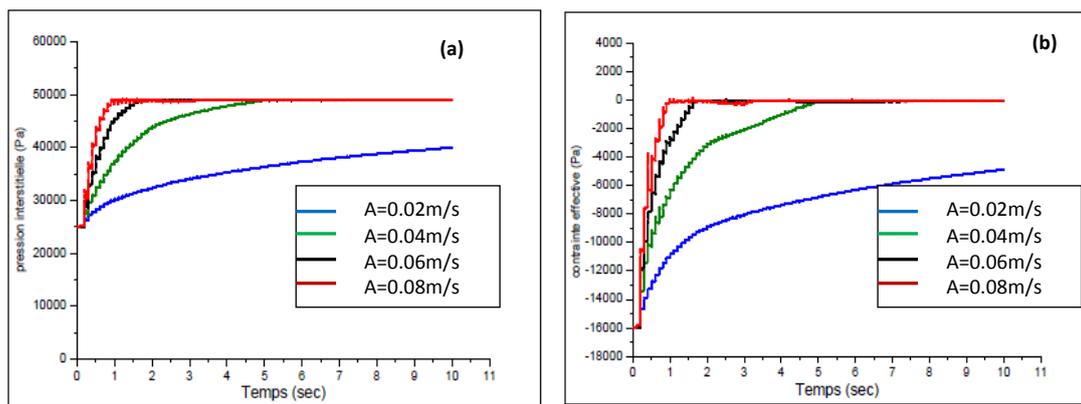


Fig.2.13. Effet de l'amplitude du séisme sur :

(a) la pression interstitielle et (b) la contrainte effective (Yedjour, 2012)

2.3. Renforcement de sol

2.3.1. Définition

Renforcement et amélioration de sol sont utilisés comme synonymes et il s'agit bien dans les deux cas d'améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol sur quelques dizaines de mètres d'épaisseur lorsqu'il n'est pas propice à la construction: capacité portante insuffisante ou déformabilité du sol incompatible avec les calculs de la structure (AFPS & CFMS 2012). D'une manière générale, deux méthodes sont employées, les méthodes par densification et les méthodes par inclusions (Soude 2011):

- Le renforcement par densification consiste à modifier les propriétés mécaniques du sol considéré par des techniques de chargement, de compactage ou encore par des techniques d'injection de liant ou de matériau solide (chaux, résines ou coulis mélange de sable et de ciment).
- L'insertion d'inclusions dans le sol est une deuxième technique permettant son renforcement. Le sol initial, qui le plus souvent ne possède pas une bonne résistance, voit ses caractéristiques mécaniques améliorées par l'ajout de ces inclusions. Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement : matériaux granulaires, des ancrages rigides ou encore des géosynthétiques.

2.3.2. Objectifs

D'une manière générale, l'objectif du renforcement de sol est de lui conférer de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin qu'il puisse se comporter de manière prévisible et compatible avec le règlement s'appliquant à la structure et à son exploitation.

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Le renforcement de sol permet, en plus d'améliorer la portance du sol, de limiter les tassements, de réduire le temps de consolidation, d'homogénéiser les caractéristiques en place du sol renforcé et de remédier à l'aléa de liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques.

L'environnement du projet est à considérer dans le choix du renforcement et les contraintes existantes pouvant entraver sa réalisation. La présence d'ouvrages mitoyens ou proches qui soient vulnérables aux vibrations générées par le renforcement ou, de structures occupées par un public vulnérable doit être étudiée. Le choix d'une technique n'est effectué qu'à partir de la connaissance préalable des caractéristiques géologiques et géotechniques du site (AFPS & CFMS, 2012).

2.3.3. Domaine d'application

Compte tenu des deux grandes classes de sols bien connus, à savoir pulvérulents ou fins, il existe une différence entre les techniques d'amélioration appropriées à chacune de ces classes. Par ailleurs, sachant qu'il existe des sols appartenant à la catégorie de sols intermédiaires, d'autres dérivées de techniques peuvent être envisagées. La figure 2.14 illustre la différence entre les techniques exécutables dans les sols fins et dans les sols grenus. Pour les sols intermédiaires les possibilités d'amélioration sont diversifiées. Dans la pratique, en fonction du projet en vue d'être exécuté, on peut faire recours à l'exécution de deux techniques différentes (Bouassida 2008).

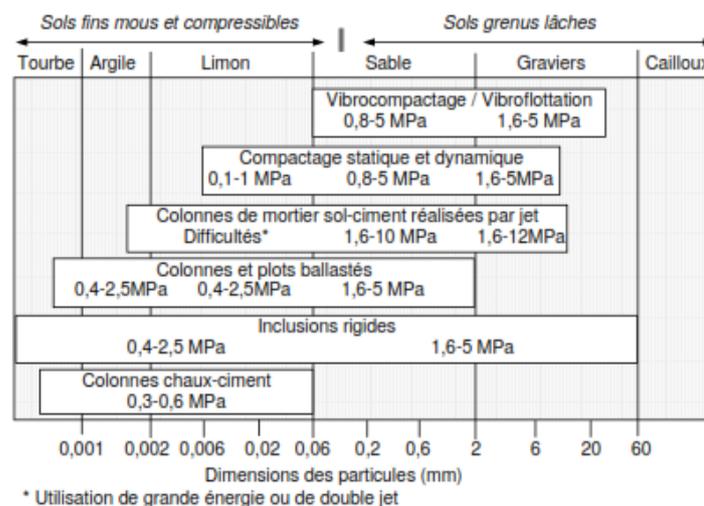


Fig. 2.14. Domaine de validité des techniques d'amélioration des sols (Dhouib et al, 2004)

2.4. Procédés de renforcement de sol

Le renforcement peut être réalisé par différents procédés faisant appel à des techniques relativement récentes. De nombreuses méthodes d'amélioration de sols sont utilisées pour des applications conventionnelles comme l'amélioration de la capacité portante, la stabilisation de pentes et la réduction des tassements. Ces techniques, dont le choix dépend des critères du projet (emprise, sollicitations, tassements tolérés) et de la nature, de la granulométrie et de la présence d'eau dans le sol (Dhouib et al., 2004), sont classées comme suit (AFPS & CFMS, 2012):

- Techniques d'amélioration du sol en masse (préchargement et drainage, compactage),
- Amélioration des sols par inclusions souples (colonnes ballastées et procédés connexes, colonnes de mortier sol-ciment, colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment, géosynthétiques);
- Amélioration des sols par inclusions rigides,
- Autres techniques (Deep Soil Mixing et Jet Grouting).

2.4.1. Amélioration dans la masse

L'amélioration dans la masse consiste en l'augmentation de la densité relative du sol par l'un des moyens exposés ci-dessous :

2.4.1.1. Préchargement

Ce procédé adapté aux sols argileux, limoneux et à certains sables, consiste à appliquer au sol une charge égale à la charge finale avec en général une surcharge, généralement par la mise en place d'un remblai (P_1 sur la figure 2.15), dans l'objectif d'atteindre une part du tassement final estimé et améliorer la portance du sol en augmentant la résistance au cisaillement non drainée. Le préchargement peut être fait seul ou associé à un réseau de drains verticaux. Toutefois l'inconvénient majeur du procédé, sans tenir compte du coût d'exécution, est la durée nécessaire pour atteindre l'amélioration escomptée (Bouassida, 2008).

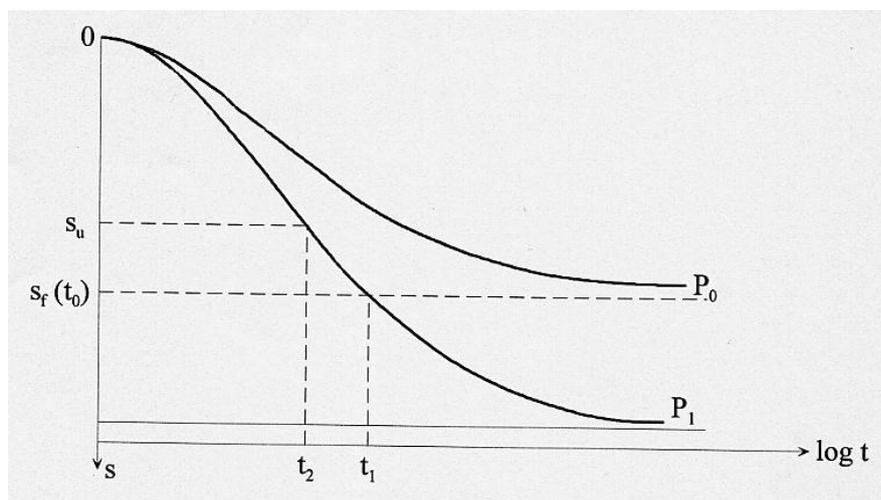


Figure 2.15. Principe de la technique du préchargement (Bouassida, 2008)

2.4.1.2. Drainage

Le drainage est une opération qui consiste à faciliter, au moyen de drains ou de fossés, l'écoulement de l'eau en excès dans un terrain. Il est souvent utilisé en combinaison avec d'autres types de techniques de renforcement de sol. Les techniques de drainage incluent l'installation des drains de gravier, de sable ou de matériaux synthétiques qui, peuvent être installés à divers angles, contrairement aux drains de gravier ou de sable qui sont généralement réalisés verticalement.

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué dont la fonction est de transférer l'eau du terrain jusqu'à la surface (Fig.2.16). La surcharge est apportée soit par un remblai pré-chargeement, soit par d'autres méthodes. Ceci permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol traité et d'augmenter sa portance, de réduire les tassements sous les charges appliquées, d'accélérer la consolidation primaire du sol, de contribuer à la stabilité générale des remblais et de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

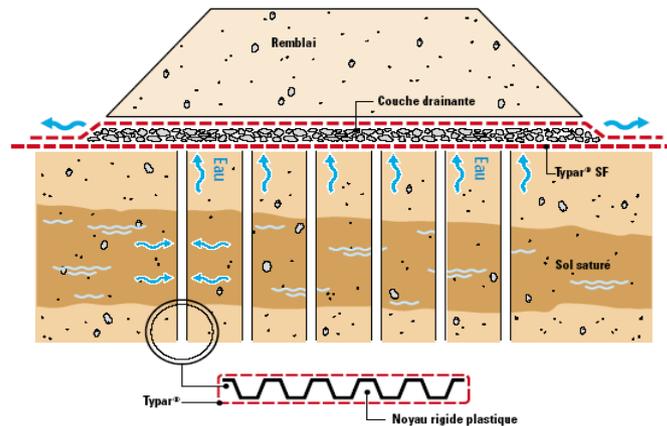


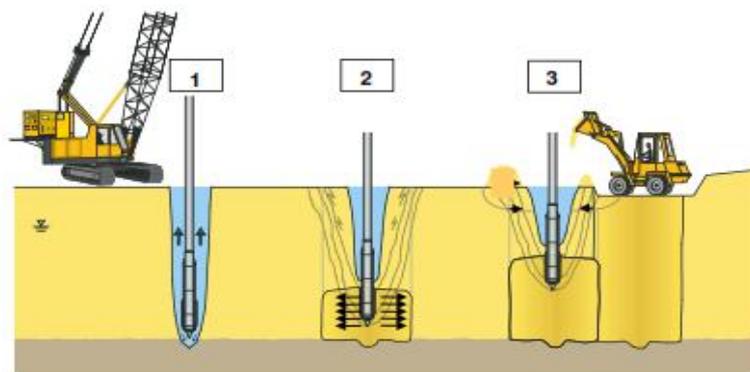
Fig. 2.16. Principe d'amélioration de sol par la technique de drainage

2.4.1.3. Compactage des sols

Le compactage peut être assuré soit par plusieurs procédés (Bergado et al, 1996):

a) Compactage par explosifs : utilisé loin des zones urbaines, ce procédé permet un compactage rapide et non coûteux de grands volumes de sol atteignant des profondeurs importantes. L'explosion induit une onde de choc qui se tend en comprimant le sol et génère des contraintes de cisaillement alternées. En dépassant la résistance de frottement entre les grains, elles engendrent des déplacements relatifs entre ces grains. Ces mouvements induisent une diminution du volume des vides.

b) Vibrocompactage : ce procédé est très recommandé pour les sables moyens à gros contenant un pourcentage de limon et d'argile inférieur à 12% et à 2% respectivement. Il permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol (de 3m à 56m), à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent. La distance entre les points de traitement varie de 1m à 5m. Le vibrocompactage permet d'améliorer la densité relative du sol de 75% à 100%. L'exécution se fait en trois étapes (Fig. 2.17): le fonçage du vibreur, le compactage, l'apport des matériaux et la finition.



1 : Fonçage du vibreur 2 : Compactage des sols 3 : Apport des matériaux et finition

Fig. 2.17. Etapes d'exécution du procédé de vibrocompactage (Document Keller)

c) Compactage dynamique : développé par Louis Ménard durant les années 1970, ce procédé consiste à générer des impacts à la surface du sol au moyen d'une masse (10-20 jusqu'à 150 tonnes). La hauteur de chute varie de 10 à 40 m (Bergado et al, 1996). La masse ainsi lancée produit un impact de forte énergie au contact du sol, qui est compacté sous l'effet des contraintes de cisaillement provoquées par le choc induisant des mouvements relatifs entre ses grains (Fig. 2.18).

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Le compactage dynamique est très efficace dans les sols sableux saturé ou non, mais n'est pas adapté aux sols argileux ou constitués de tourbe saturée. Pour les sols intermédiaires, son l'efficacité est plus ou moins importante selon la teneur en fines, le degré de saturation et la perméabilité du sol. Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation de la capacité portante et la réduction des tassements et du potentiel de liquéfaction.

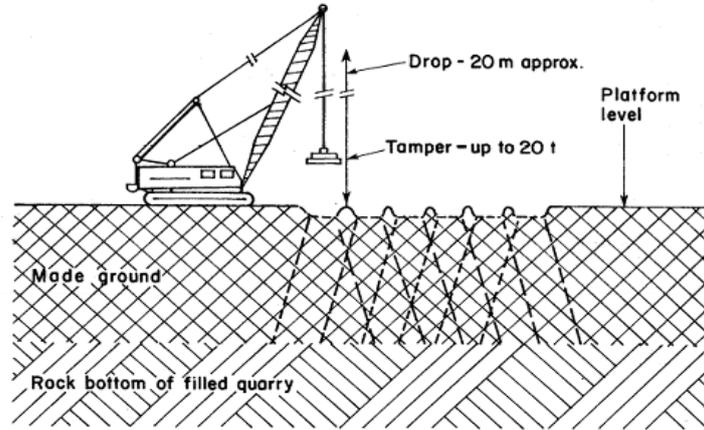


Fig. 2.18. Effet d'une première passe de compactage dynamique (Bergado et al., 1996)

2.4.2. Amélioration par inclusions souples

2.4.2.1. Micropieux en sable compacté (Sand Piles Compaction)

Plusieurs modes de mise en œuvre de ce procédé, développé pour la première fois au Japon dans les années 1960, existent dont le procédé "Geo-KONG". Ce procédé consiste en l'utilisation d'un moteur électrique comme source d'énergie pour faire pénétrer, en un mouvement rotationnel, le tuyau d'enveloppe extérieure dans le sol et en utilisant un moteur hydraulique pour le compactage par le tube intérieur (Fig. 2.19). Ainsi, peu de bruit et de vibrations sont émis (Kunihiko et al., 2014), ce qui permet l'utilisation de cette technique en zone urbaine.

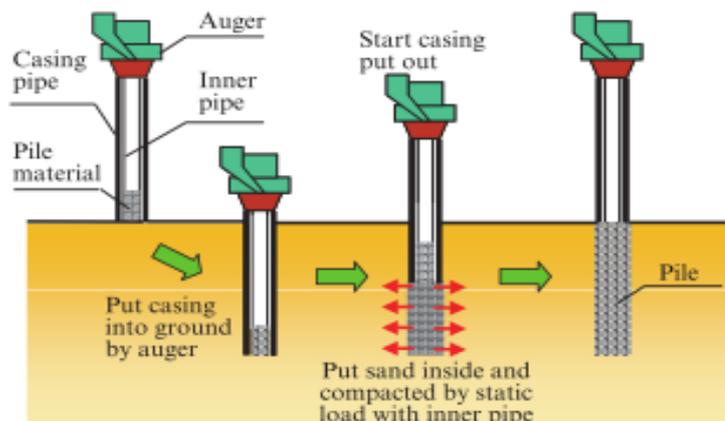


Fig. 2.19. Principe de réalisation des SPC par "Geo-Kong" (Kunihiko et al. 2014)

2.4.2.2. Amélioration par inclusion de nappes de géosynthétique

Un géosynthétique est un matériau polymérique synthétique ou naturel, utilisé en contact avec le sol, la roche ou autre matériau dans les applications de l'ingénierie. Ces matériaux peuvent assurer plusieurs fonctions dans différentes applications (Tab. 2.1).

Tableau 2.1. Rôle et application des géosynthétiques (Huckert, 2014)

Rôle	Description	Application
Séparation	Eviter le mélange de deux sols ou matériaux de natures différentes	Routes, voies ferrées, pistes forestières
Filtration	Maintenir les particules de sol lors de la circulation de fluides	Routes, voies ferrées, barrages, tranchées drainantes, protection de berges, rivages
Drainage	Collecte et transport des eaux	Dallage, remblais ou installations de stockage des déchets, etc
Etanchéité	Prévenir ou limiter la migration des fluides par une géomembrane	Bassins, ouvrages souterrains, installations de stockage des déchets
Renforcement	Améliorer les propriétés mécaniques d'un sol	Remblais sur sols compressibles, cavités ou inclusions rigides, murs de soutènement.
Protection	Limiter l'endommagement localisé d'un élément ou matériau.	Protection des géomembranes.
Anti-érosion	Eviter les mouvements du sol	Talus de déblais, pentes naturelles, berges.
Anti-fissuration	Retarder les remontées de fissure en surface dans les chaussées.	Aéroports, chaussées.

Plusieurs familles de produits existent: les géotextiles de renforcement qui sont des structures relativement souples constituées de fibres pouvant être tissées, non tissées, ou tricotées ; et les géogrilles qui sont des renforcements d'aspect plus rigide, pouvant être fabriquées par extrusion, ou tricotage de câbles et enduction (Fig.2.20). Dans la fonction de renforcement, le rôle des géosynthétiques est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol à l'aide du frottement développé entre les deux (Huckert, 2014).

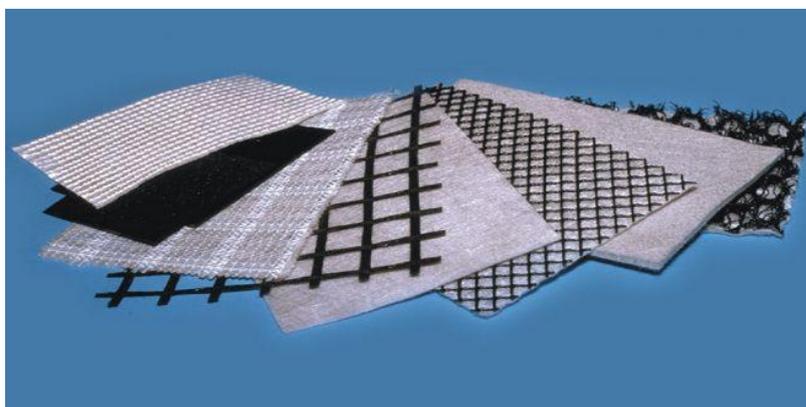


Fig. 2.20. Exemples de géotextiles de renforcement et de géogrilles

Sous chargement sismique, le meilleur comportement des structures renforcées par géosynthétiques, par rapport à celui des structures traditionnelles plus rigides, a été largement démontré. L'interaction entre le sol et le renforcement est plus importante dans le cas des sols renforcés soumis aux charges cycliques (chemin de fer, routes, digue etc.). Le renforcement aide également à réduire le potentiel de liquéfaction des sols renforcés (AFPS & CFMS 2012).

2.4.2.3. Amélioration par colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres. Ce procédé conjugue les actions: augmentation de la capacité portante du sol, diminution des tassements totaux et différentiels, du temps de consolidation par création d'éléments drainants et des risques induits par le phénomène de liquéfaction lors des séismes (AFPS & CFMS 2012). Cette dernière action des colonnes ballastées est liée à leur caractère drainant, c'est-à-dire à leur capacité de dissiper les pressions interstitielles dans le sol dans des conditions sismiques. En effet, même dans les sols hétérogènes avec alternance de lentilles argileuses et sableuses, ces dernières sont drainées par les colonnes ballastées (Madhav et Krishna 2008). Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par *voie sèche* (Fig.2.21a) en utilisant de l'air comprimé, ou par *voie humide* (Fig.2.21b) en utilisant de l'eau sous pression comme fluide de lançage.

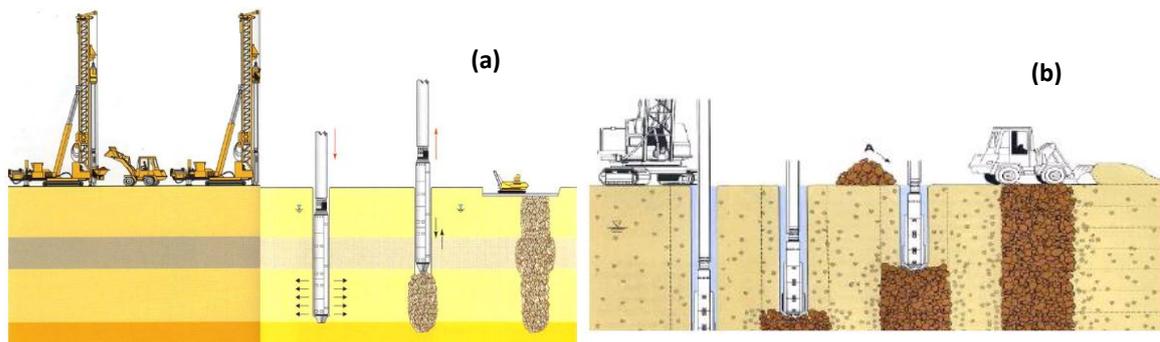


Fig. 2.21. Réalisation des colonnes ballastées: (a) par voie sèche, (b) par voie humide (Document Keller)

2.4.3. Renforcement de sol par inclusions rigides

Cette technique est utilisée pour fonder, sur des horizons compressibles, des ouvrages tels que les dallages, les remblais, les bâtiments industriels, les réservoirs et bassins. Le procédé vise à limiter les tassements absolus et différentiels sans passer par des superstructures rigides et onéreuses ou par des solutions traditionnelles qui allongent les délais de construction (Briançon et al, 2004).

La technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusion à travers l'horizon compressible afin de transférer les charges vers un horizon plus rigide (Fig.2.22). Un matelas de transfert de charge, constitué de graves ou de ballast, est intercalé entre la superstructure et les têtes des inclusions rigides. Par la formation de voûtes, le matelas permet le transfert des charges vers les inclusions, la réduction et l'homogénéisation des tassements. Des nappes de géosynthétique peuvent être placées au-dessus des inclusions et contribuent dans ce cas au transfert des charges par effet membrane (Hatem 2009).

L'utilisation des inclusions rigides en zones sismiques présente un concept intéressant. Le matelas qui joue le rôle de filtre en évitant l'amplification du chargement sismique, permet la réduction des sollicitations dans les inclusions et du déplacement latéral du sol sur la partie supérieure des inclusions (AFPS & CFMS 2012). En effet, vis-à-vis d'un chargement sismique, ce système de renforcement s'apparente à un système d'isolation à la base de l'ouvrage. Le matelas de transfert de charge constitue une zone de dissipation d'énergie transmise entre la structure et les éléments rigides du renforcement et vice versa, réduisant l'effet inertiel de la superstructure (Hatem 2009). Le domaine d'application des inclusions rigides est diversifié entre voirie, remblais d'accès des ouvrages d'art, plate-forme industrielles et réservoirs.

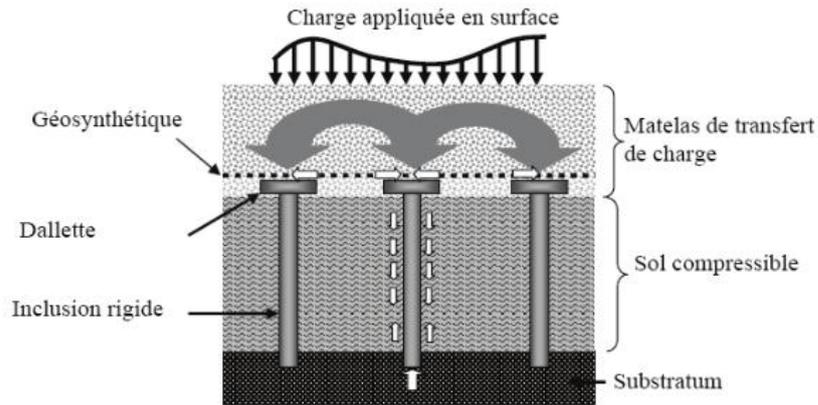


Fig.2.22. Schéma représentatif d'un renforcement par inclusions rigides (Berthelot et al., 2003)

2.4.4. Autres techniques de renforcement

2.4.4.1. Colonnes injectées par jet sous haute pression (jet-grouting)

Le Jet-grouting consiste à exécuter in situ des colonnes de béton de sol (Fig.2.23) par un procédé hydrodynamique qui combine la déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse, l'extraction d'une partie du terrain et l'incorporation au reste du terrain déstructuré d'un coulis sous pression. Le procédé, qui convient aux sols granulaires et argileux est mis en œuvre en deux phases:

- Forage en petit diamètre (100 à 200 mm) sur la hauteur du sol à traiter;
- Remontée du train de tiges avec mise en rotation totale (colonnes) ou avec une petite rotation, en déstructurant le terrain par un jet à haute pression et en incorporant un coulis de ciment. Les volumes en excès de sol et de coulis doivent ressortir librement à la surface du sol.

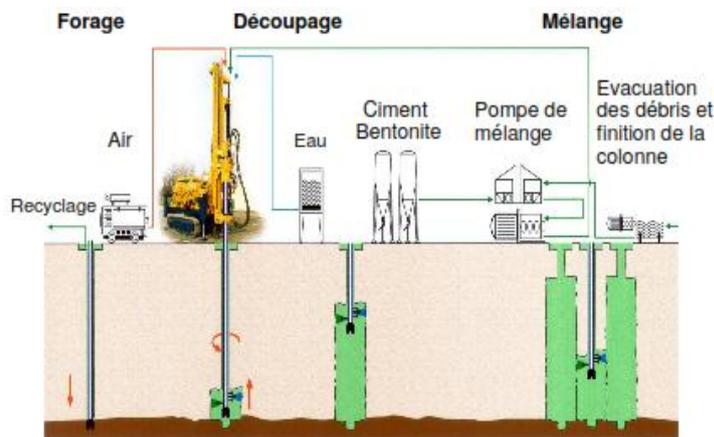


Fig. 2.23. Schéma de principe de réalisation d'un Jet-grouting (Document Keller)

2.5. Travaux réalisés sur le renforcement des sols en zones sismiques

2.5.1. Etudes à échelles réelles

Les études à échelles réelles portent sur le renforcement des sols en zones sismiques par le biais de l'analyse du comportement des sites renforcés ayant subis des séismes. Dans ce contexte, plusieurs chercheurs ont mené des observations post-sismiques permettant d'approuver la performance et de connaître les limites d'utilisation de certaines techniques de renforcement des sols.

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Iorio et al. (1987) ont comparé les calculs théoriques aux mesures des tassements pendant la construction des remblais d'une culée en Terre Armée, fondée sur des alluvions d'argiles molles compressibles renforcées par un réseau de colonnes ballastées sur une profondeur de 9 m. (Fig. 2.24). Les tassements atteignent 9 cm à la fin de la mise en œuvre de 8 m de remblais (enveloppe supérieure). Ces tassements se stabilisent au bout de 300 jours. Le suivi des tassements jusqu'à 500 jours, permet de caler les valeurs des paramètres des modèles analytiques et des calculs par éléments finis. Ces observations ont conduits à constater l'efficacité de la technique de renforcement utilisée.

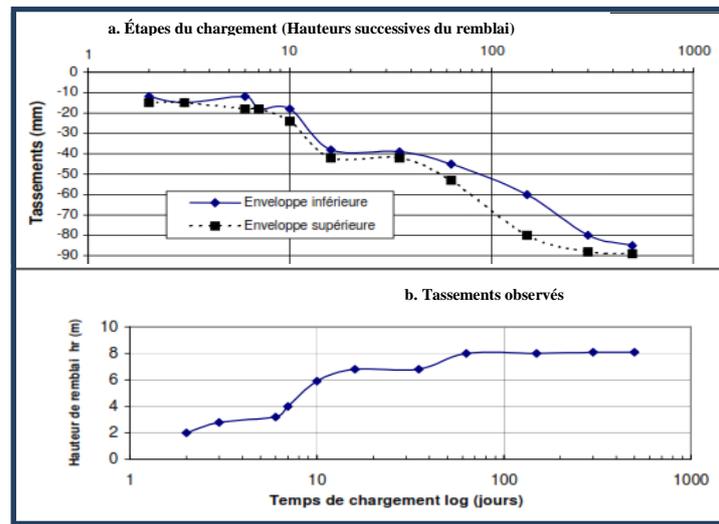


Fig. 2.24. Mesures des tassements dans un remblai renforcé par C B (Iorio et al., 1987)

Liausou et al., (1995) se sont investis dans le renforcement par compactage dynamique dans un site comportant en surface des sables limoneux partiellement saturés et légèrement affaissables. Les essais préssiométriques montrent un gain en portance du sol apporté par le compactage. Le module pressiométrique (Fig. 2.25a) à 3m de profondeur atteint après renforcement 35 MPa alors que sa valeur initiale n'était que de 4 MPa. La valeur de la pression limite qui, sépare les domaines pseudo-élastique et celui des grandes déformations du sol, à différentes profondeurs augmente après renforcement d'environ 2 MPa par rapport à sa valeur avant renforcement (Fig. 2.25b) jusqu'à 3 m de profondeur, puis l'écart tend vers un rapprochement des deux valeurs.

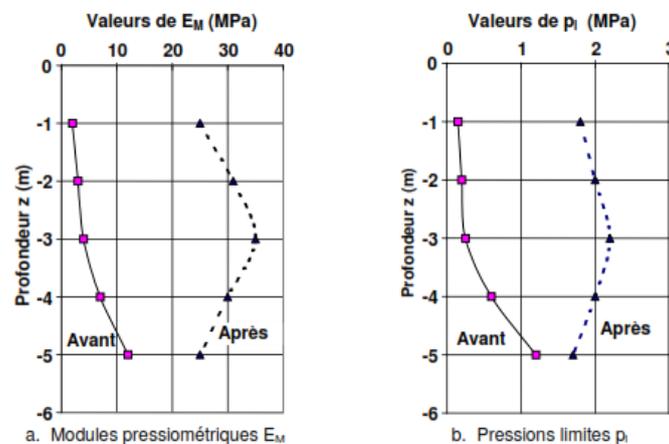


Fig 2.25. Profil pressiométrique d'un sable limoneux avant et après compactage dynamique (Liausou et al., 1995)

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Hausler et Sitar (2001) ont comparés cent trois cas de sites qui, ont été renforcés par densification dans le but de limiter les tassements liés à la liquéfaction, à des sites non renforcés. Leurs observations ont révélé que les déformations dans les premiers sites sont nettement inférieures à celles dans les seconds. Nonobstant, 15/103 des sites étudiés ont subi des tassements importants dus à des problèmes de liquéfaction créant des déplacements latéraux, ou à un volume de sol traité insuffisant tant en profondeur qu'en surface. D'où, il a été constaté que la densification des sols en place permet de limiter les déformations des structures et les réparations après séisme, à l'exclusion des cas avec un risque d'écoulement latéral et il est démontré que le meilleur moyen de diminuer le potentiel de liquéfaction est de densifier le sol en place (AFPS&CFMS, 2012).

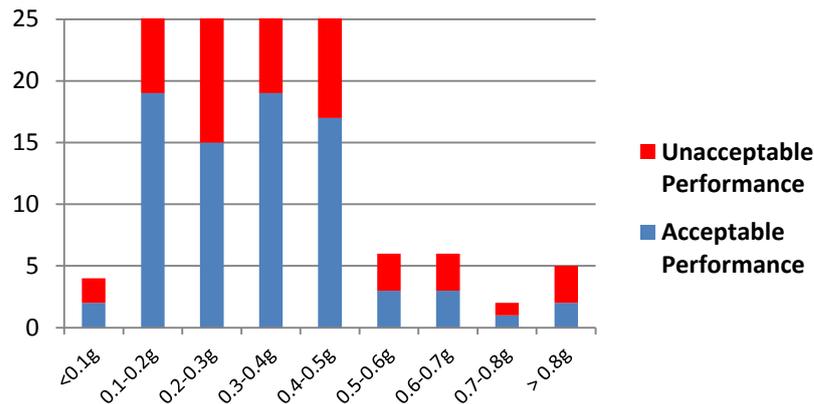


Fig. 2.26. Performance du renforcement en fonction du PGA (D'après Hausler et Sitar 2001)

Martin et Olgun (2007) ont réalisé des investigations suite au séisme de Kocaeli 1999, sur le site d'un centre commercial, renforcé par jet-grouting, constitué de colonnes de 60 cm de diamètre et de 9 m de longueur. Les auteurs ont constaté que le site renforcé n'a pas subi de tassements contrairement aux sites voisins, qui ont tassé de 10 à 12 cm suite à une liquéfaction du sol. Une analyse dynamique non linéaire (Fig 2.27), a démontré que les colonnes n'ont pas réduit les déformations induit par le séisme, ni l'excès de pression interstitielle dans le sol. L'efficacité du procédé apparait être plus en relation avec le rôle de support vertical que les colonnes assurent et qui a empêché le tassement du sol.

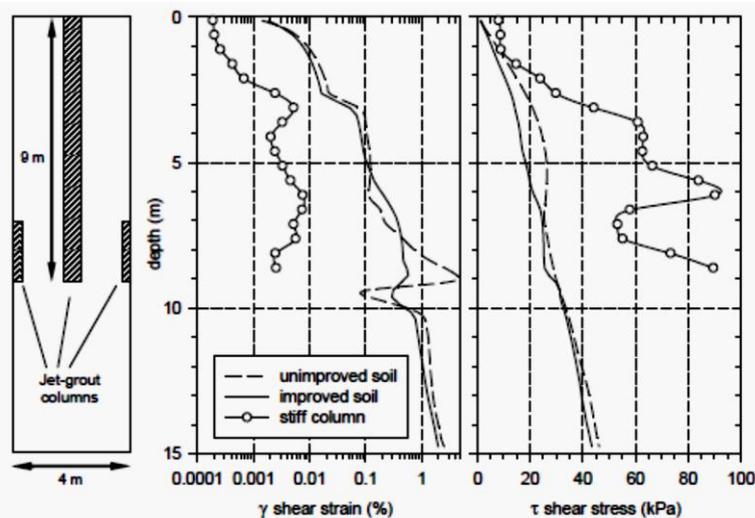


Fig. 2.27. Résultats de l'analyse dynamique (Martin et Olgun 2007)

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Houda et al. (2013) ont développé un modèle à l'échelle 1/10^e, pour étudier les mécanismes se produisant dans la plate-forme de transfert de charge et dans le géosynthétique sous chargements monotones et cycliques. Le modèle comporte 16 inclusions rigides de 35 mm de diamètre et de 60 cm de hauteur espacées de 20 cm. Le sol compressible est un mélange de sable et de fibre de polystyrène. Une plateforme de transfert granulaire renforcée par géosynthétique et surmontée d'un remblai de caractéristiques médiocres et mise en place (Fig. 2.28). Les résultats montrent que l'utilisation du renforcement devient importante pour des fortes valeurs de pression appliquée en surface. Pendant le chargement, le géosynthétique contribue à stabiliser le système en augmentant les reports de charge vers les inclusions, d'où les tassements sont réduits.

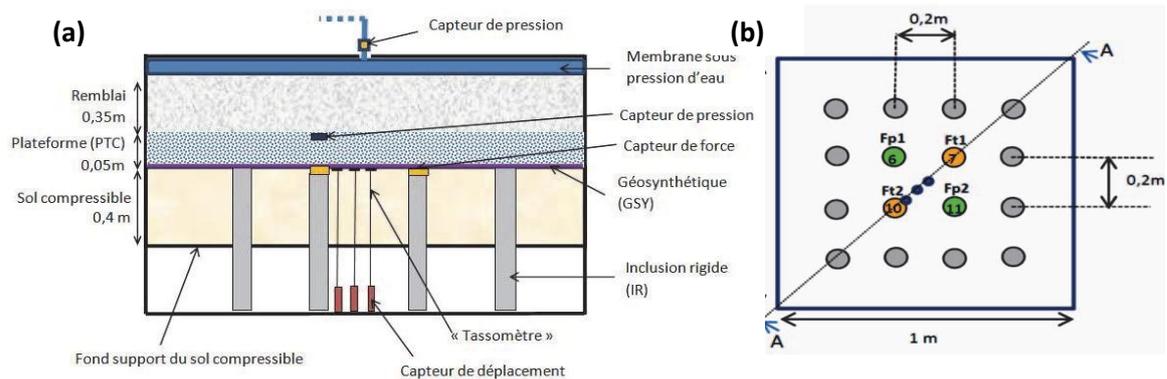


Fig.2.28. Coupe schématique (a) et vue en plan du modèle réduit (b) (Houda et al., 2013)

2.5.2. Etudes en laboratoire

Les essais en laboratoire viennent pallier les limites de méconnaissance du comportement des sols pendant les séismes, en reproduisant en environnement contrôlé, les conditions d'un séisme. Ainsi, le comportement du sol de *Chlef* après renforcement a été étudié en laboratoire par plusieurs chercheurs (Krim et al. 2012; Belkhatir et al.2013; Arab et al. 2014, 2016; Brahim et al. 2015; Chemmam et al. 2016; Benessalah et al. 2016 ; Mahmoudi et al., 2016). Parmi ces travaux, nous citons ceux de Brahim et al. (2015), qui ont étudié l'influence des géosynthétiques sur un sol sableux de *Chlef* sous chargement monotone drainé, à des contraintes effectives allant de 50 à 200 Kpa, en utilisant les méthodes de déversement à sec (DS) et humide (MT). Leurs résultats montrent que l'augmentation du nombre de couches de géosynthétique induit une augmentation quasi-linéaire du déviateur de contrainte et une réduction des déformations dans le sable renforcé (Fig. 2.29).

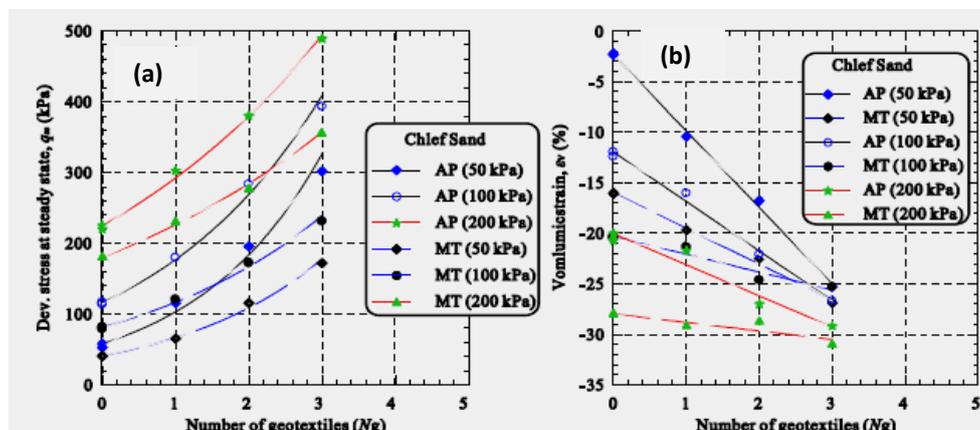


Fig. 2.29. Effet du géosynthétique sur : (a) le déviateur de contrainte et (b) la déformation volumétrique (Brahim et al., 2015)

2.5.3. Simulations numériques

Les études par simulations numériques utilisent en général une modélisation aux éléments ou aux différences finis. Des outils performants tels que FLAC, PLAXIS et CESAR-LCPC, développés pour le calcul des structures géotechniques permettent de prendre en compte tous les éléments du problème (sol, renforcement, interfaces entre constituants et sollicitations sismiques).

Parmi ces études, celle réalisée par Rangel et al., (2008) sur un massif de sol argileux renforcé par un groupe d'inclusions rigides espacées de 2m (Fig.2.30). Le modèle représente deux profils de sol typiques aux conditions géotechniques du site de Mexico. L'étude a porté sur des périodes supérieures à 1,5 s. Les résultats ont montré une augmentation du spectre d'accélération lorsque l'espacement relatif entre inclusions diminue. Pour des périodes plus courtes, les auteurs ont noté une tendance inverse, ce qui indique que le renforcement diminue l'accélération du sol.

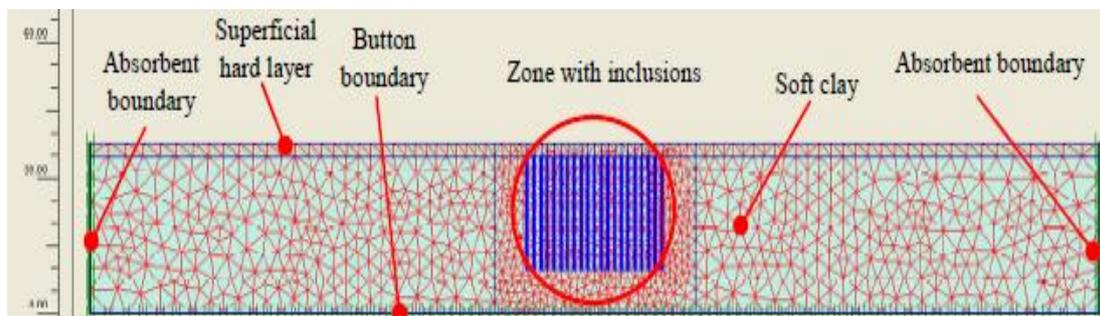


Fig.2.30. Détails du modèle 2D utilisé pour la simulation (Rangel et al., 2008)

Bouassida et Hazzar (2012) ont modélisé un réservoir de stockage au terminal pétrolier de Zarzis (Tunisie) par le logiciel « Columns ». L'ouvrage transmet au sol une contrainte quasi-uniforme estimée à 120 kPa dépassant nettement la capacité portante admissible du sol initial. Afin d'augmenter cette capacité et de réduire le tassement à une valeur admissible, un renforcement par colonnes ballastées de 7 m de longueur et 1,2 m de diamètre est simulé. L'aire de renforcement déborde de 4 m autour du périmètre du réservoir (Fig. 2.31). Le calcul du tassement avant renforcement est de 23 cm au centre du réservoir. Celui après renforcement a une valeur maximale de 6,1 cm. Ce qui conduit à conclure que le renforcement permet de réduire le tassement à près de cinq fois.

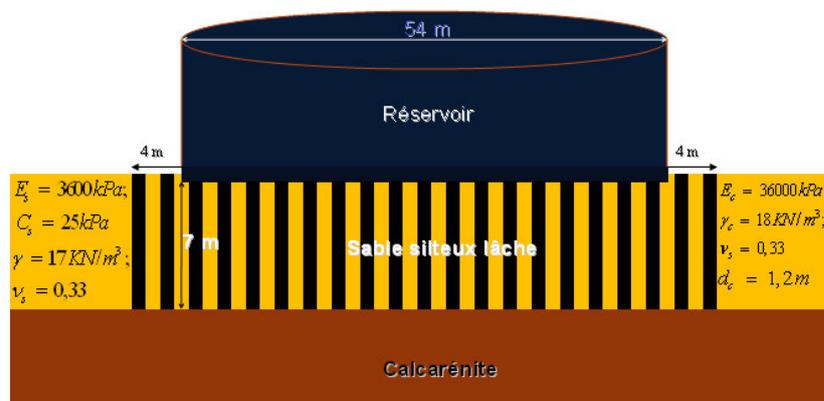


Fig. 2.31. Sol d'assise traité par colonnes ballastées (Bouassida et Hazzar 2012)

Pham (2013) a utilisé un modèle initialement conçu pour la modélisation du comportement des sables secs, pour les sables saturés soumis à des sollicitations cycliques. Il a couplé un modèle *front de*

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

liquéfaction permettant de corriger les contraintes totales pour obtenir les contraintes effectives. Ce qui permet de modéliser le comportement d'un sable sec ou saturé, en conditions drainées ou non drainées. Le modèle proposé peut être appliqué dans des essais très variés tel que l'essai triaxial.

En effet, les déformations axiales issues de la simulation et de l'expérimentation, sont quasi identiques (Fig 2.32a) et il y a augmentation de la pression interstitielle, et obtention de grandes déformations au bout d'un nombre de cycles assez limité (Fig 2.32b). En début d'essai, l'échantillon est parfaitement contractant, alors que sur les derniers cycles, son comportement est manifestement dilatant, avec augmentation de la pression moyenne effective.

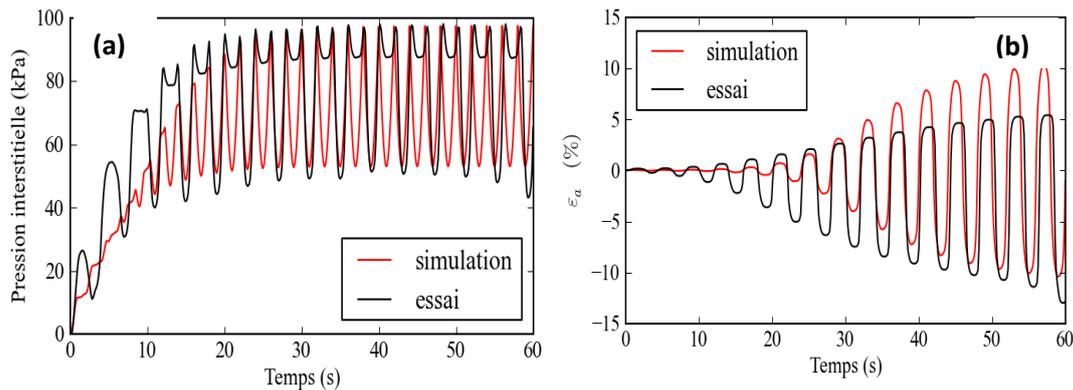


Fig. 2.32. Comparaisons des résultats de l'expérimentation et de la simulation (Pham, 2013)

Huckert (2014) a procédé à une simulation numérique par éléments finis et discrets, précédée par une expérimentation en vraie grandeur, d'un remblai renforcé par géosynthétique déposé sur une cavité (Fig.2.33a). Le but étant d'étudier la déformation du remblai sous chargement. Par la suite, l'auteur a confronté ses résultats expérimentaux et numériques aux modèles analytiques d'autres chercheurs (Fig.2.33b). Ses résultats, même si supérieurs aux modèles confrontés, ont mis en évidence l'effet bénéfique du renforcement sur la réduction des tassements dans la couche de remblai renforcé.

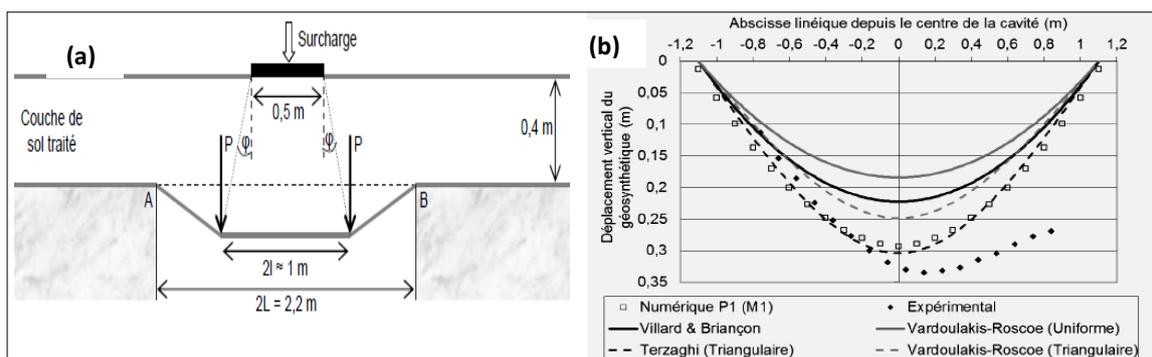


Fig.2.33. Procédé expérimental (a) et comparaison des résultats (b) (Hucker, 2014)

2.6. Cartographie du risque mouvements de terrains

Ces dernières années, l'intérêt des chercheurs se porte de plus en plus sur la cartographie des risques dont, le risque mouvement de terrains induits par le séisme. L'exploitation des outils numériques et cartographiques, tels que les SIG (Système d'Information Géographique), permet la représentation des résultats sous forme de cartes. Ce qui parvient à un aperçu global des effets

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

potentiels d'un séisme et conduit à l'identification des zones les plus touchées et aide à l'élaboration de plans de sauvetage et d'interventions post-événement.

Parmi d'autres, on cite l'étude réalisée par Belvaux et al. (2015) pour les Antilles françaises (Martinique et Guadeloupe). Cette étude vise la transcription du microzonage sismique en Plans de Prévention des Risques Sismiques (Fig. 2.34). Le PPRS précise les mesures associées à chacune des zones du document cartographique, où des prescriptions particulières sont définies dans les zones à effets de site, dans les zones relatives à la présence de failles potentiellement actives et dans les zones soumises à la liquéfaction.

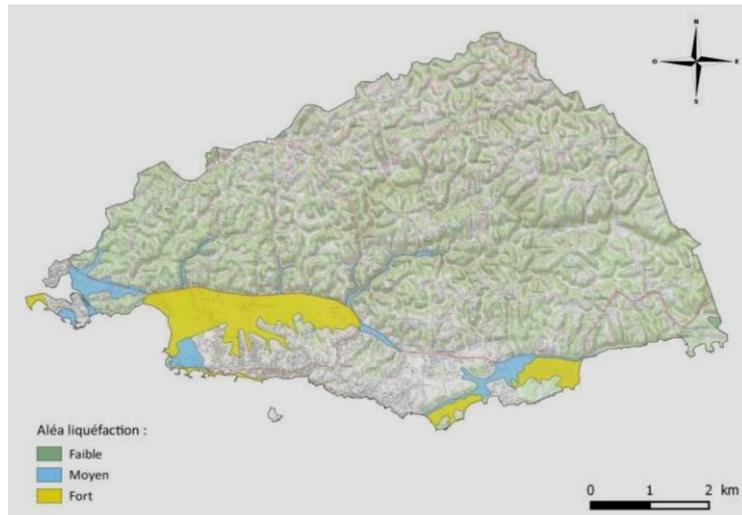


Fig. 2.34. Cartographie de l'aléa liquéfaction pour la commune du Gosier (Belvaux et al., 2015)

En Algérie, dans le cadre de l'étude de la vulnérabilité et l'adaptation de la wilaya d'Alger au changement climatique et au risque naturel, une cartographie du risque mouvements de terrain a été réalisée en 2013 pour cette région (Fig. 2.35). L'étude est réalisée pour le compte du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement par les organismes français: Egis Eau, IAU-IDF et le BRGM.

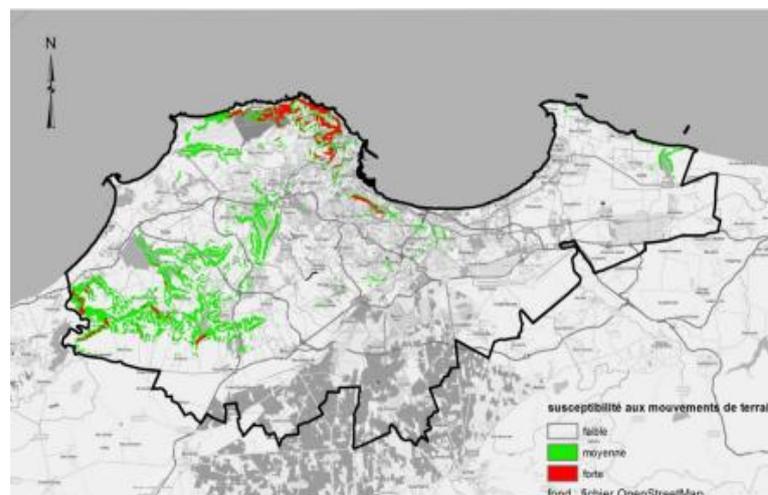


Fig.2.35. Cartographie du risque mouvements de terrain de la wilaya d'Alger

Chapitre 2 : Procédés de renforcement de sol en zones sismiques

Plus récemment, une étude faite sur la ville de *Constantine* a permis de cartographier les deux risques : liquéfaction et glissement de terrains induits par le séisme de scénario (celui de *Constantine* 1985, $M_S=6$). Les valeurs du coefficient de sécurité déterminant la manifestation des deux phénomènes ont été calculées et reportés sur la carte (Fig. 2.36).

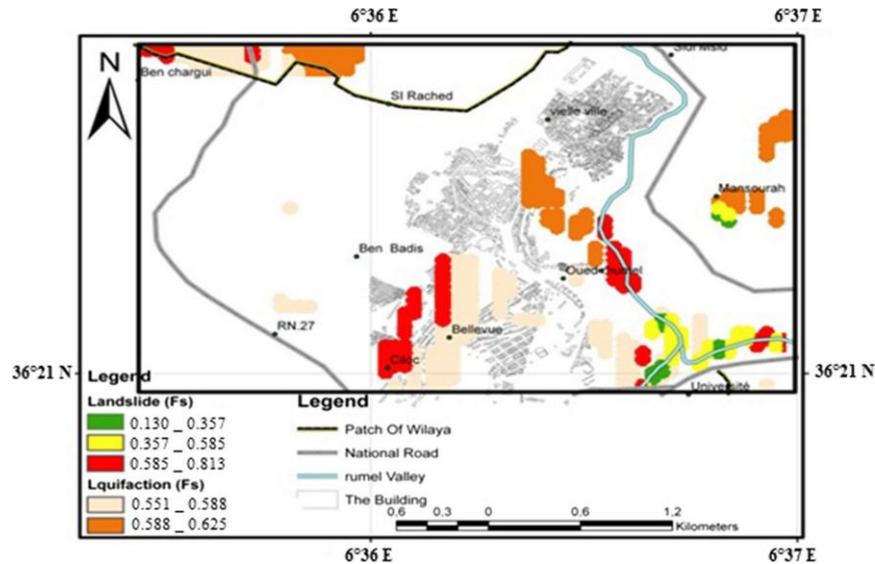


Fig.2.36. Cartographie des aléas liquéfaction et glissement pour la ville de *Constantine* (Hamidatou et Sabartai 2016)

2.7. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté les différentes techniques de renforcement des sols et leurs domaines d'applications. Nous nous sommes focalisés surtout sur l'intérêt d'utilisation de ces techniques en zones sismiques. Les travaux reportés montrent que, les applications récentes des techniques de renforcement des sols pour atténuer les effets du séisme sur les constructions, sont surtout consacrées à la réduction des risques mouvements de terrains, dont le tassement et la liquéfaction des sols.

Un exposé des travaux réalisés, à échelle réelle, en laboratoire ou par simulation numérique, sur des sols renforcés par différents procédés, met en évidence l'intérêt qu'apportent ces procédés pour améliorer le comportement des sols soumis à des sollicitations sismiques et montre leur effet bénéfique pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques de ces sols en réduisant les tassements et prévenant la liquéfaction des sols. Ce phénomène redoutable, notamment sous charge cyclique, a été mis en avant dans ce chapitre et les différents paramètres qui influencent sa manifestation ont été étalés. Enfin, l'usage des outils numériques pour la cartographie des risques, dont la liquéfaction des sols, vient compléter les travaux de recherches exposés dans ce chapitre.

Chapitre 3 :
Présentation de la zone d'étude

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

3.1. Introduction

L'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant se fait habituellement à l'échelle d'une ville. A l'instar des études réalisées à travers le monde, la présente étude s'étend sur un espace géographique couvrant le Chef-lieu de la commune¹² de *Chlef*, qui est l'agglomération la plus importante de cette commune, aussi bien en terme de nombre de population que d'étendu du tissu urbain. Néanmoins, dans ce qui suit nous utiliserons le terme: "ville de *Chlef*" pour désigner cette zone d'étude, du fait que le terme "ville" défini par: "Agglomération urbaine ayant une taille de population supérieure à cent mille habitants et disposant de fonctions administratives, économiques, sociales et culturelles"¹³, s'adapte parfaitement au cas de la zone étudiée.

Il est cependant primordial pour cette évaluation, de cerner toutes les données relatives à l'aléa sismique et aux enjeux exposés au risque sismique dans la zone étudiée. A cet effet, ce chapitre est consacré à la présentation de la ville de *Chlef* et des éléments ayant trait au cadre bâti et à la structure urbaine, à la population et à l'aléa sismique dans cette ville.

3.2. Présentation générale de la ville de *Chlef*

3.2.1. Toponymie

D'un point de vu toponymique, le nom de la ville provient du nom de l'oued *Chellif*¹⁴, connu dans l'antiquité sous le nom de *Chinalaph*, et dérivant probablement du mot berbère *asif*, signifiant «oued», «rivière» ou «fleuve» (Haddadou, 2012).

3.2.2. Situation géographique

La ville de *Chlef* est située à 140 mètres d'altitude au cœur de la vallée du *Chellif*, au milieu d'une vaste plaine comprise entre les reliefs de *Medjadja*, intégrées à la chaîne du *Dahra* au nord, et les monts de l'*Ouarsenis* au sud. Ses limites administratives sont les communes de: *Oued Sly* à l'ouest, *Oum Drou* à l'est, *Chettia* au nord, *Labiadh Medjadja* au nord-est et *Sendjas* au sud (Fig.3.1).

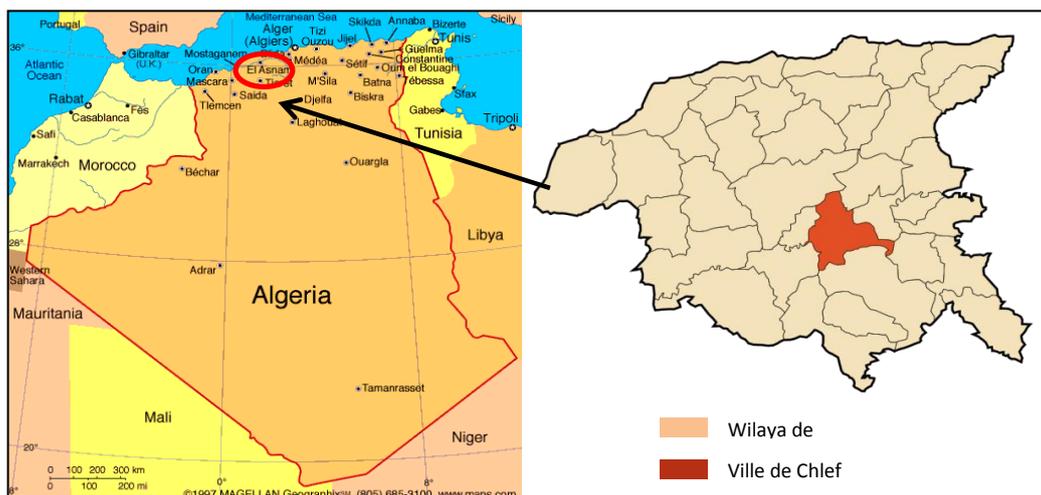


Fig. 3.1. Situation géographique de la ville de *Chlef*

¹²La commune est la collectivité territoriale de base de l'État algérien.

¹³Terminologie employée dans la loi 2006-06.

¹⁴L'oued *Chellif* (733 Km) est le plus grand fleuve d'Algérie.

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

3.2.3. Evolution historique de la ville

D'une ville limitée par ses remparts au début du siècle dernier, *Chlef* est devenue aujourd'hui une grande agglomération urbaine. Cet élargissement spatial traduit une forte dynamique démographique et socio-économique. L'évolution urbaine qu'a connue la ville, depuis sa création par les romains, peut être rangée en sept époques décrites ci-dessous (Slimani-Ait Saada, 2007):

3.2.3.1. Epoque Phénicienne

Avant l'arrivée de l'envahisseur *romain*, la région fut occupée par les *Phéniciens* qui y installèrent plusieurs comptoirs pour échanger leurs fournitures artisanales avec les *Berbères*.

3.2.3.2. Epoque Romaine

Les nombreux témoignages archéologiques dont, les vestiges, mosaïques et ruines romaines retrouvées lors des fouilles récentes dans la ville de *Chlef*, témoignent d'une ère romaine qui a marqué l'histoire de cette ville. En effet, en l'an 33 avant J.C, l'empereur romain *August Octave* fonde une colonie à *Cartennae (Ténès)*. L'occupation romaine a touché la côte et les plaines de la région. Cependant, les tribus du *Dahra* et d'*Ouarsenis* sont restées indépendantes. Ceci a incité les romains à l'installation d'un camp militaire qu'ils dénomment *Castellum Tingitanum* au niveau de l'actuelle APC (Assemblée Populaire Communale) pour surveiller ces tribus farouches. Ce camp servait également de point de contrôle des axes nord-sud et est-ouest. Par la suite, au 3^{ème} siècle après J. C, une basilique, la plus ancienne en Afrique, fut édifée dans la ville.

3.2.3.3. Epoque Arabo-musulmane

L'avènement de l'Islam au 7^{ème} siècle fut l'un des faits les plus considérables de l'histoire de cette ville. Les musulmans qui conquièrent la région entre 675 et 682 après J.-C, découvrirent parmi les ruines de nombreuses sculptures sur pierres et attribuèrent à la ville alors, l'appellation d'*El-Asnam*, signifiant en arabe idoles, ou encore ruines. Les habitants embrassèrent la nouvelle religion dès l'an 681, avec l'arrivée de *Sidi Okba bno nafa*¹⁵. Selon certaines sources historiques, l'appellation d'*El-Asnam* est attribuée à l'Anglais *Shaw* qui, en 1725 donna le nom *Sinaab* modifié en *Lesnab* à deux tribus associées occupant chacune la rive du fleuve du *Chellif*.

3.2.3.4. Epoque Turc

L'époque Turque dans la région débuta en 1516, mais de cette époque il ne reste que peu de vestiges à *Ténès* (50 Km de *Chlef*) et peu de traces écrites. Cependant, l'héritage culturel (traditions et costumes de mariage, homonymes et fragments de poésie populaire orale) reste présent parmi les habitants de la ville de *Chlef*.

3.2.3.5. Epoque de colonisation Française

Suite à une farouche résistance menée par l'*Emir Abdelkader*¹⁶ et *Boumaza*¹⁷, les occupants français n'ont pu conquérir la région qu'en 1842, douze ans après l'occupation du pays. Le Maréchal *Bugeaud*¹⁸, décida d'occuper *El Asnam*. En arrivant sur les rives de l'oued *Chellif*, il retient le même site romain, au confluent des oueds *Chellif* et *Tsighaout*, pour l'installation de son camp militaire.

¹⁵ Comandant des armées musulmanes venues en Afrique du Nord en 670 pour propager l'islam (622-683).

¹⁶ Grand chef militaire de la résistance à la colonisation française (1832-1847), et fondateur de l'état algérien (1808-1883).

¹⁷ *Chérif Mohamed Ben Abdallah* (1822-1879), résistant à la colonisation française dans la Dahra et l'Ouarsenis.

¹⁸ Maréchal *Bugeaud*, duc d'Isly (1784-1849).

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

Le 16 mai 1843, la ville ainsi créée, fut nommée par les autorités coloniales *Orléansville*, en l'honneur du prince héritier mort accidentellement une année avant. Le premier noyau urbain fut conçu par un plan en damier avec la réalisation de boulevards Est-Ouest favorisant la pénétration d'air dans une région chaude en été. Le centre-ville disposait de toutes les infrastructures et abritait les activités commerciales et administratives. Les premières routes naissantes de la ville en formation prirent forme vers l'Est en continuité du camp militaire (boulevard des *Martyrs* actuellement). Cette époque marquera le début de création, de l'actuelle ville de *Chlef* dont, les limites au nord étaient l'oued *Chlef* et au sud la voie du chemin de fer encore inexistante à l'époque (Figure 3.2).



Fig. 3.2. Plan de l'ancienne *Orléansville* (*Chlef* actuellement) en 1928¹⁹

Après cette période, la ville a connu les premières extensions sur la rive nord de l'Oued *Chellif*, avec la création du village colonial dénommé la *Ferme* (actuellement *Hay El Houria*), pour attirer les premiers immigrants. Cependant, l'amorce de l'urbanisation vers le nord s'est estompée devant la valeur agricole des terres fertiles dans ce secteur. Par la suite, deux importantes structures importantes sont créées au sud de la ville: la voie ferrée sur un couloir parallèle à la route d'*Oran* (RN4) et le quartier de *Bocca Sahnoune* (actuellement *Hay Essalem*).

L'urbanisation de la ville d'avant le séisme de 1954 dégageait trois secteurs urbains : la partie centrale comprise entre la voie ferrée au sud et l'Oued *Chellif* au nord avec une urbanisation cohérente, le quartier de la *Ferme* au nord, répondant à des normes urbaines harmonieuses, et le quartier de *Bocca Sahnoune* au sud, caractérisé par une structure urbaine de type *Haouch*. Suite au séisme de 1954, la configuration spatiale de la ville est modifiée par la création de la cité d'urgence (actuellement *Hay Bensouna*) à l'ouest, dans l'objectif d'abriter les populations sinistrées du séisme, d'où le nom usité de cité d'urgence. Cette période fut marquée par la promotion de *Chlef* par l'administration coloniale au rang de préfecture en 1958. La figure 3.3 montre des images aériennes et des structures dans la ville de *Chlef* durant l'époque coloniale.

3.2.3.6. Epoque de l'indépendance du pays

Après l'indépendance du pays en 1962, le principal événement qui a marqué l'histoire de la ville, fut la reprise en 1964 de l'appellation d'*El Asnam*. Par la suite, en 1981 l'appellation de *Chlef* lui est officiellement attribuée. L'extension de la ville continua à s'étendre graduellement par la création de nouvelles cités aussi bien à l'ouest (*Hay Chérifi* et *Hay Ben souna*) qu'au sud-est (*Hay Ezzeboudj*) pour répondre à son développement urbain.

¹⁹Source : <http://profburp.free.fr/carte/plans/FrameSet.htm>

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude



Siège de l'hydraulique (Les impôts actuellement)



Commissariat de police (Services de la douane actuellement)



CEM de Gare effondré lors du séisme du 10/10/1980



Café La Rotonde effondré lors du séisme du 10/10/1980



Vue aérienne de la ville (la mosquée)



Vue aérienne de la ville (coté Est)

Fig. 3.3. Photos d'Orleansville (Chlef actuellement) durant l'époque coloniale

3.2.4. Contexte géologique de la ville

La ville de *Chlef* constitue la partie orientale du bassin néogène du bas *Chélif* où se sont accumulés de puissants sédiments au cours des cycles miocène et pliocène (Durville et Meneroud 1982). Les cartes de microzonation sismique (WCC, 1984), montrent que le centre-ville et le district nord sont fondés sur des terrains à risques géologiques modérés à élevés. La figure 3.4 schématise le profil type du terrain au centre-ville de *Chlef*, élaboré par le LNHC (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction). Ce profil fait apparaître des formations géologiques constituées principalement par des sables, des graviers et de l'argile, formant les couches de sol superficiel.

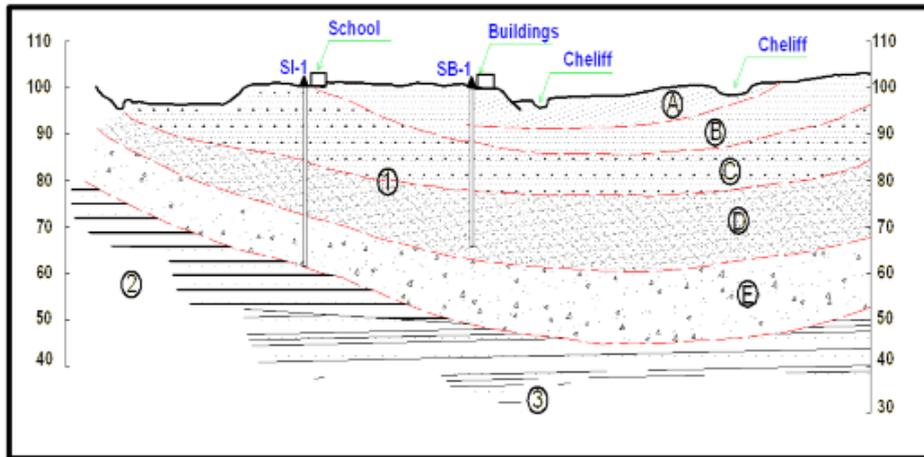


Fig. 3.4. Profil de sol le long de l'oued Cheliff (modifié de Petrovski et al. 1981)

Légende:

- ①Sable, gravier, argile (A: $V_s= 230$ m/sec, B: $V_s= 350$ m/sec, C: $V_s= 500$ m/sec, D: $V_s= 550$ m/sec, E: $V_s= 580$ m/sec).
- ②Calcaire, grès ($V_s= 1000$ m/sec, $\gamma= 24$ KN/m); ③Marne ($V_s= 1000$ m/sec, $\gamma= 24$ KN/m³).

Les sondages effectués par le LNHC sur les autres sites de la ville, montrent l'existence de formations géologiques de meilleures caractéristiques géotechniques. À l'exception du district nord (*Hay El Horia*) où le sol est constitué, jusqu'à des profondeurs importantes, de sables lâches avec présence d'eau, les autres districts de la ville sont fondés sur des calcaire argileux assez compact avec absence de nappe, ce qui diminue les risques de mouvement de terrain induits par le séisme.

3.3. Structure urbaine actuelle de la ville de *Chlef*

3.3.1. Contraintes physique et axes de liaison

La ville de *Chlef* est marquée par les quatre barrières physiques (Fig.3.5): Oued *Chellif*, traversant la ville d'est en ouest, la subdivisant en deux rives nord et sud, oued *Tsighaout* la traversant dans le sens sud-nord, la ligne ferroviaire franchissant la ville d'est en ouest et l'autoroute Est-Ouest constituant la limite sud du tissu urbain de la ville.

Oued *Chellif* est franchis par quatre ponts routiers reliant les rives sud et nord de la ville, au confluent des oueds *Chellif* et *Tsighaouet* et au niveau du marché de légumes. L'oued *Tsighaout* est franchissable à quatre endroits: à *Hay Lala-Ouda*, à *El Amel*, à la sortie ouest du centre-ville, et au niveau du marché de *Hay Bensouna*. La ligne de chemin de fer est franchissable en six endroits par six ouvrages, dont deux ponts (*Cité Aroudj* et *Ezzeboudj*), deux passages supérieurs (*Chara et Hay El Badr*) et deux passages à niveau (route des carrières et *Lalla Aouda-Hay Ben Souna*).

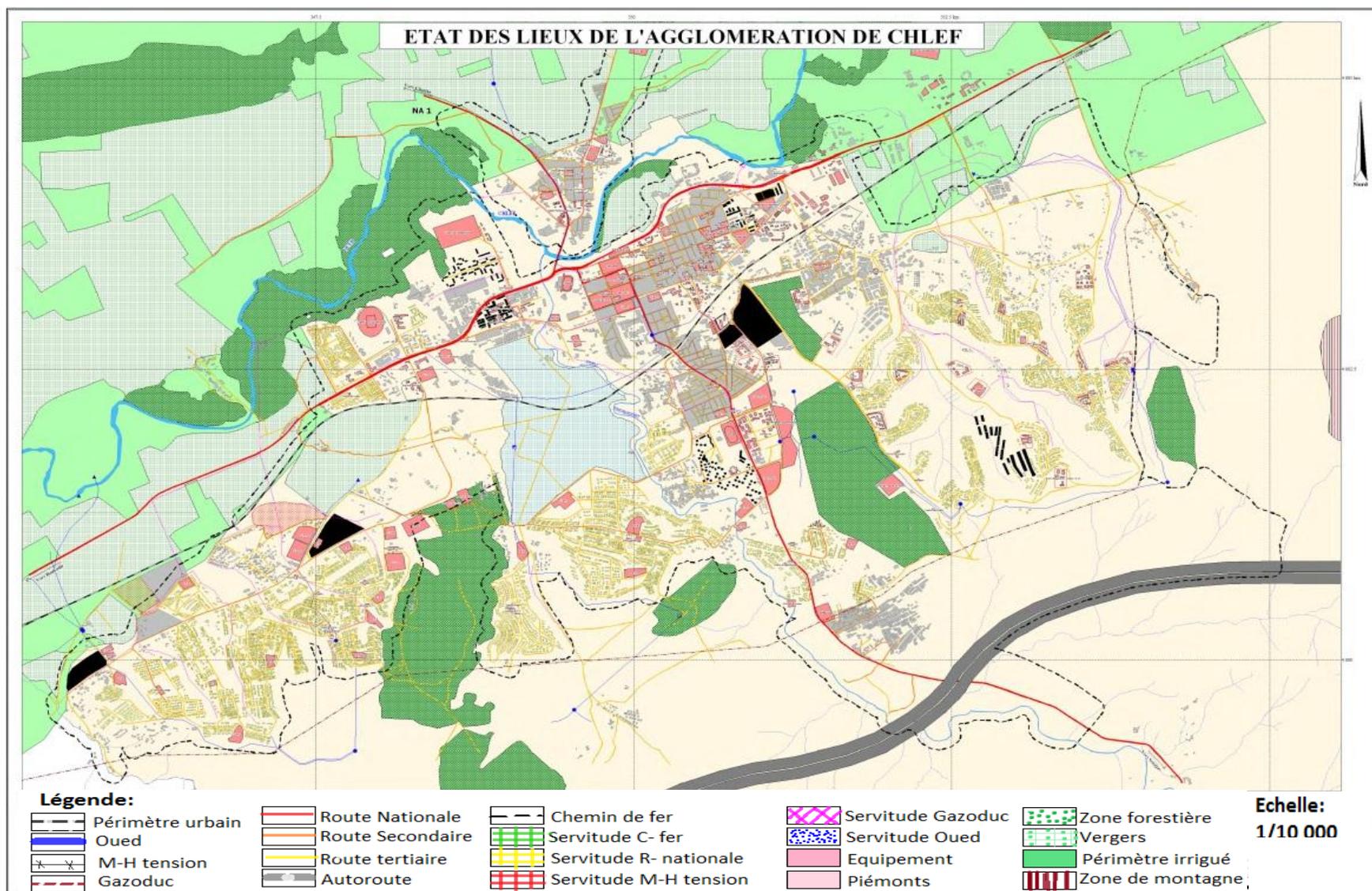


Fig. 3.5. Etat des lieux actuel de la ville de *Chlef* (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme, 2012)

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

3.3.2. Structure urbaine de la ville

Actuellement, la ville de *Chlef* est la huitième grande ville du pays (SNAT, 2007). Etant le chef-lieu de la wilaya, elle assure une fonction urbaine essentielle à l'échelle départementale et joue un rôle au sein de celle-ci en tant que pôle administratif et économique. L'habitat dans la ville, se caractérise par une diversité de typologie constructive due à une évolution urbaine historique. Ces typologies sont, l'habitat en maçonnerie datant de l'époque coloniale, l'habitat collectif de type modernes, l'habitat individuel de type *Haouch* et les chalets préfabriqués.

Suite au séisme du 10 octobre 1980, la nécessité de créer de nouvelles citées d'habitation pour le relogement des populations sinistrées a engendré l'apparition d'un tissu urbain préfabriqué, sur les périphéries de l'agglomération. Quatre grandes cités résidentielles sont créés en un temps record sur une superficie qui dépasse les mille Ha. Ces dichotomies, dont l'occupation récente des espaces libres par une typologie mixte individuelle et collective a créé une incohérence défigurant le paysage urbain, sont:

- **Hay El Badr (ex Chorfa)** : Implanté sur le flanc sud-ouest de la périphérie urbaine de la ville, ce site assure la fonction résidentielle avec toutefois l'injection de quelques équipements.
- **Hay Lalla Ouda**: Implantée au sud du centre-ville dont, elle est séparée par *Hay Essalem* et oued *Tsighaouet*.
- **Hay En-Nasr**: Développé au sud de l'ex pépinière forestière, qui le sépare du centre-ville, ce site est formé d'habitations préfabriquées. Sa proximité du centre-ville, facilitée par un axe de desserte à double voie, lui assure une intégration urbaine plus efficace que les autres citées. L'injection de l'habitat collectif ainsi que les lotissements de terrain consacrés à la construction individuelle, renforce sa première fonction de cité résidentielle.
- **Hay Ouled Mohamed**: Implanté au sud-est du centre-ville, ce site résidentiel se caractérise par une forme longitudinale épousant les crêtes d'une topographie accidentée.

Par ailleurs, la ville a connu pendant la dernière décennie, la création de deux nouvelles entités urbaines, contenant plus de sept mille logements. Le centre-ville quant à lui, a été réhabilité par la mise en place d'équipements administratifs et de services lui conférant une fonction dominante. La figure 3.6 montre la situation urbaine actuelle dans la ville de *Chlef*, à travers les secteurs urbanisés (SU), à urbaniser (SAU) et à urbanisation future (SUF).

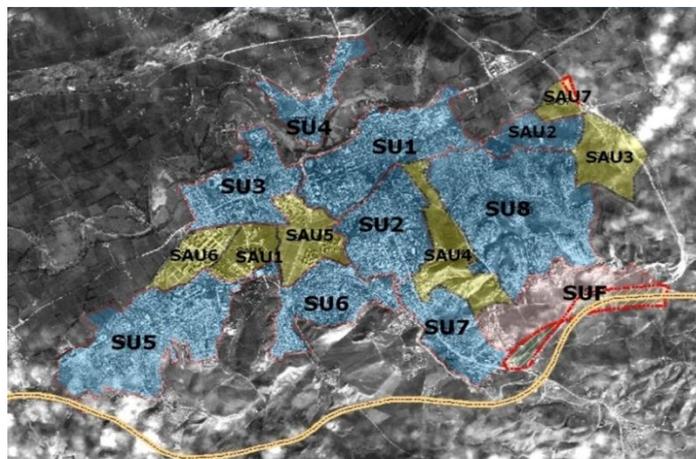


Fig. 3.6. Situation actuelle de l'urbanisme dans la ville de *Chlef* (Kerrouzi et Tari, 2013).

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

3.3.3. Structure fonctionnelle dans la ville

3.3.3.1. Equipements

La ville de *Chlef* concentre la majorité des équipements, fréquentés quotidiennement par la population venant de toute la wilaya. Le centre-ville abrite la quasi-totalité des équipements de culture, de jeunesse et sport et d'hôtellerie. Des maisons de jeunes et des stades de proximité sont implantées dans les autres districts. Le secteur de la santé englobe trois hôpitaux, d'une capacité totale de 598 lits et quatre cliniques privées. Les centres de santé sont repartis de manière équitable sur le territoire de la ville. Les établissements éducatifs sont retrouvés dans toutes les cités. Cependant, l'équipement de formation le plus important demeure l'université avec une aire d'influence dépassant le cadre départemental.

3.3.3.2. Infrastructures de base

a) **Réseau routier:** le réseau routier est bien maillé et dessert l'ensemble des districts et quartiers à l'intérieur de la ville. Le tronçon autoroutier traversant la wilaya de *Chlef* passe au sud de la ville de *Chlef* et constitue sa limite sud. L'échangeur de *Hay El Mossalaha* permet l'accès à ce couloir autoroutier. Les terrains circonscrits par ce tronçon présentent un potentiel d'urbanisation future (Fig. 3.5).

b) **La ligne ferroviaire:** cette ligne franchit la ville d'est en ouest sur près de 10 km, en contournant le centre-ville du côté sud.

c) **L'Aéroport :** situé à 4,5 kms au nord de la ville de *Chlef*, l'aéroport international *Abou Bakr Belkaid* occupe une superficie d'environ 137 Ha. Cet aéroport, dont l'aire d'influence touche plusieurs wilayas, a l'avantage de permettre une intervention rapide lors des catastrophes naturelles. En revanche, son implantation sur des terrains agricoles constitue un inconvénient, induisant une urbanisation accélérée durant la prochaine décennie dans cette zone agricole.

3.3.4. Risques majeurs dans la ville de *Chlef*

La ville de *Chlef* est concernée par deux risques naturels et par un troisième anthropique : il s'agit du risque sismique, explicité dans la section 3.5, du risque d'inondation et du risque technologique. La carte d'occupation du sol vis-à-vis du risque inondation²⁰, révèle que les zones à risque sont : *El Hamadia* et *El Hassania*. Le risque anthropique quant à lui, est représenté par le passage du GAZODUC à l'intérieur du périmètre urbain (Fig.3.5).

3.4. Données démographiques

Durant la période 1998/2008 la commune de *Chlef* a connu une croissance démographique passant de 146 157 à 171 151 habitants, avec un taux d'accroissement globale de 1.54% et une densité de 1426 habitants/km² (RGPH, 2008). En considérant les indicateurs annuels de croissance et de mortalité de la population, estimés par les services de la santé à 2,53% et 2,5%, respectivement, le nombre de population a atteint 215 047 habitants en fin 2016.

L'analyse et la combinaison des données recensées dans ce travail, nous a permis, connaissant le taux d'occupation de logement, d'établir la distribution de la population sur les zones de la ville (Tab.3.1). Cette estimation montre que la population de la ville de *Chlef* représente près de 87% de la population de la commune, avec une forte prédominance de la zone ouest, totalisant plus de 70 mille habitants, suivi de la zone sud avec près de 62 mille habitants.

²⁰ Carte disponible au niveau de la direction des ressources en eau (DHW) de la wilaya de *Chlef*.

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

Tableau 3.1. Distribution de la population de la ville de *Chlef* par district

Zone	District	Population	%
Centre	Centre- ville	9392	5,03
Nord	<i>Hay El Houria</i>	7577	4,05
Sud	<i>Hay Salam Freres Abbad Hay Lalla Aouda, El Mossalaha</i>	61852	33,06
Est	<i>Ouled M^{ed} Zone industriel Raddar, Zeboudj</i>	38185	20,41
Ouest	<i>Hay Bensouna Hay El Badr, N. ville</i>	70066	37,45
Total		187 072	100

3.5. Aléa sismique dans la ville de *Chlef*

Avant d'aborder l'aléa sismique dans la ville de *Chlef*, il serait intéressant de voir la situation géographique de la ville, de contourner brièvement la sismicité de l'Algérie du nord.

3.5.1. Caractéristique de la sismicité de l'Algérie du nord

Grâce au réseau de surveillance national et les informations fournies par la sismicité historique et les études de sismotectoniques, il est démontré que l'activité sismique du pays se concentre essentiellement dans le nord (Yelles-Chaouche et al., 2006). La ville d'Alger a résisté en 1716 à un séisme destructeur. Oran et Gouraya ont survécu aux séismes de 1790 et 1891 respectivement. Durant le siècle dernier, *Chlef* a connu trois séismes majeurs, dont celui du 10 octobre 1980 ($M_s=7.3$) qui, reste le plus violent survenu à l'Atlas Tellien occidental. Constantine, Sétif, Mascara, Beni Ouartilane, Aïn Témouchent et enfin Tipaza et Boumerdes, ont toutes connues de violents séismes aussi.

3.5.2. Séismicité historique de la région de *Chlef*

La région de *Chlef* a été le siège de plusieurs séismes durant le dernier siècle, dont les séismes du 9 septembre 1954 ($M_s = 6.7$) et celui du 10 octobre 1980 ($M_s = 7.3$). La Figure. 3.7 permet de localiser les formations géologiques, la sismicité historique avant 1910 et instrumentale entre 1910 et 1981 et la majorité des failles identifiées actives.

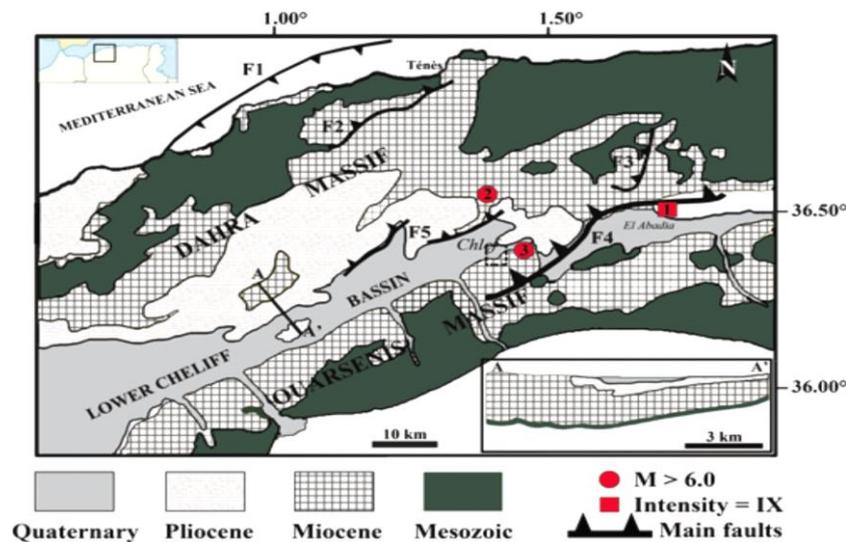


Fig 3.7. Carte sismotectonique du bassin du bas *Chellif* (Layadi et al., 2016)

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

Dans le cadre de cette thèse, et en nous basant sur les travaux d'Ambraseys (1981) prodiguant un catalogue des principaux événements sismiques dans la région de *Chlef* entre 1901 et 1980 (répliques non comprises), ceux de Beldjoudi et al. (2011) rassemblant les événements entre 1980 et 2006, et en rajoutant les enregistrements faits par le CRAAG (Centre régional-*Chlef*) jusqu'au 31 décembre 2017, nous avons rassemblé une base de données des séismes de magnitude supérieure ou égale à 4 (Tableau 3.2). Notons que, depuis mars 2012, aucune secousse n'a dépassé la magnitude 4.

Tableau 3.2. Evènements sismiques dans la région de *Chlef* entre 1901 et fin 2017 (M> 4)

Date	Heure	Epicentre		Magnitude	Référence
		N	E		
09/03/1901	22h 26' 00''	35,73	0,55	4,6	N. Ambraseys, 1981
02/06/1905	22h 45' 00''	36,20	1,28	4,0	N. Ambraseys, 1981
09/08/1907	01h 21' 00''	35,73	0,55	4,6	N. Ambraseys, 1981
07/10/1920	07h 12' 38''	36,44	2,09	4,7	N. Ambraseys, 1981
25/08/1922	11h 47' 24''	36,39	1,21	5,1	N. Ambraseys, 1981
17/12/1926	06h 23' 18''	36,25	1,74	4,5	N. Ambraseys, 1981
05/07/1928	03h 39' 35''	36,35	1,77	-	N. Ambraseys, 1981
24/08/1928	09h 44' 00''	35,87	0,77	5,5	N. Ambraseys, 1981
14/11/1932	16h 20' 04''	36,11	1,56	-	N. Ambraseys, 1981
07/09/1934	03h 39' 20''	36,27	1,63	5,1	N. Ambraseys, 1981
06/07/1936	06h 14' 39''	36,35	2,25	4,4	N. Ambraseys, 1981
27/04/1945	14h 43' 48''	36,44	1,83	4,2	N. Ambraseys, 1981
28/04/1947	07h 06' 21''	36,19	1,23	4,0	N. Ambraseys, 1981
08/02/1950	23h 39' 07''	36,29	1,31	4,2	N. Ambraseys, 1981
09/09/1954	01h 04' 37''	36,28	1,47	6,5	N. Ambraseys, 1981
28/06/1957	21h 23' 24''	36,14	1,38	4,8	N. Ambraseys, 1981
02/12/1957	12h 48' 49''	36,50	1,31	4,1	N. Ambraseys, 1981
22/10/1958	04h 28' 30''	36,60	1,40	4,2	N. Ambraseys, 1981
12/12/1959	20h 00' 05''	35,77	0,48	4,5	N. Ambraseys, 1981
05/08/1960	05h 53' 36''	36,36	1,38	4,1	N. Ambraseys, 1981
25/08/1962	19h 58' 48''	36,70	1,60	4,3	N. Ambraseys, 1981
05/06/1965	-	36,30	1,50	6,2	N. Ambraseys, 1981
10/10/1980	12h 24' 24''	36,14	1,41	7,2 7,3	N. Ambraseys, 1981 Beldjoudi et al., 2011
08/11/1980	-	36,02	1,32	5	Beldjoudi et al., 2011
05/12/1980	-	35,87	1,68	5	Beldjoudi et al., 2011
07/12/1980	-	36,02	0,94	5,8	Beldjoudi et al., 2011
15/01/1981	-	36,38	1,38	4,7	Beldjoudi et al., 2011
01/02/1981	-	36,27	1,90	5,5	Beldjoudi et al., 2011
14/02/1981	-	36,08	1,76	4,9	Beldjoudi et al., 2011
15/11/1982	-	35,73	1,15	5,0	Beldjoudi et al., 2011
19/01/1992	-	36,21	1,86	4,7	Beldjoudi et al., 2011
16/12/2006	-	36,28	1,22	5,0	Beldjoudi et al., 2011
17/02/2007	07h 30' 20''	36,47	1,47	4,0	CRAAG/Chlef
18/06/2008	13h 23' 59''	36,185	1,154	4,7	CRAAG/Chlef
16/07/2008	00h 03' 21''	36,261	1,359	4,0	CRAAG/Chlef
07/07/2009	04h 41' 41''	35,97	1,423	4,3	CRAAG/Chlef
01/11/2009	07h 28' 34''	36,267	1,541	4,8	CRAAG/Chlef
27/09/2010	09h 39' 50''	36,59	1,685	4,5	CRAAG/Chlef
25/04/2012	03h 18' 18''	36,516	1,577	5,5	CRAAG/Chlef
05/03/2012	02h 45' 00''	36,468	0,911	4,5	CRAAG/Chlef

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

3.5.3. Le séisme historique d'El-Asnam 1980

Le séisme d'El-Asnam 1980 a été étudiée par de nombreux auteurs (Ouyed 1981; Cisternas et al., 1982; Deschamps et al., 1982; Yielding et al., 1981,1989 ; Meghraoui, 1986; 1988; Meghraoui et al., 1988; Dewey 1991; Avouac et al., 1992; Bezzeghoud et al. 1995; Lammali et al., 1997; Aouadia et al. 2000; Derder et al., 2011; Beldjoudi 2012; Layadi et al., 2016). La secousse principale a été ressentie sur un rayon de 250 Km et son intensité a été estimée à IX sur l'échelle MMI (Hamdache et al., 2010; Ayadi and Bezzeghoud, 2015).

De part de ce qu'il a causé comme destruction et pertes en vies humaines, le séisme d'El-Asnam a permis d'attirer l'attention sur la forte sismicité de la région et d'initier des études pour l'identification de l'aléa sismique. C'est également grâce à ce séisme que le règlement parasismique Algérien a vu la naissance. Ce séisme a évoqué la nécessité de renforcer la surveillance sismique du territoire et de décréter une législation pour la gestion du risque sismique.

3.5.3.1. Aspect tectonique du séisme d'El-Asnam 1980

Le séisme du 10 octobre 1980 n'a pas été enregistré par les accélérographes, qui n'ont malheureusement pas fonctionné à cet instant historique. Selon Bertero and Shah (1983), la profondeur focale de ce séisme fut entre 6 à 10 Km (foyer superficiel), la magnitude de 7.3 et la faille de nature inverse d'une longueur de 47 Km et d'un pendage de 45 à 50° vers le nord. Le rejet vertical et horizontal maximum cumulé fut de 6 et 2,70 m, respectivement. L'intensité sismique MMI fut estimée entre IX-X (Hamdache et al., 2010; Ayadi et Bezzeghoud, 2015).

3.5.3.2. Conséquences du séisme d'El-Asnam 1980 sur les bâtiments

Ce séisme a gravement endommagé les bâtiments et les systèmes vitaux de la ville. Le constat des pertes humaines dans la ville d'El-Asnam fut lamentable : 1647 victimes, 4596 blessés et 150 681 sinistrés. Le développement économique de la région a été sérieusement affecté à tous les niveaux. Les pertes associées à ce séisme étaient estimées en 1980 à trois milliards de dollars (WCC 1984). 71% des constructions furent détruites (Bertero and Shah, 1983). La figure 3.8 illustre l'ampleur des dégâts subis par les bâtiments au centre-ville.



Fig 3.8. Ampleur des dégâts subis par les bâtiments suite au séisme d'El-Asnam 1980

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

3.5.4. L'aléa sismique dans la région de *Chlef*

Suite au séisme d'EL Asnam 1980, une étude de microzonation sismique effectuée par le WCC (*Woodward Clade Consultants*) entre 1983 et 1984 pour la région de *Chlef* a été entreprise pour le compte du gouvernement Algérien. L'étude a abouti à l'identification des failles actives dans la région et à cartographier l'aléa sismique (cartes de microzonation sismique, d'effondrements de terrain induits par le séisme, d'accélération de sol et d'intensité sismique du séisme du 10 octobre 1980).

3.5.4.1. Failles identifiées

L'étude du WCC (1984) a révélé l'existence de plusieurs failles actives et probables dans la région de *Chlef*. Les paramètres des failles identifiés sont donnés par le tableau 3.3.

Tableau 3.3. Paramètres des failles identifiées dans la région de *Chlef* (WCC 1984)

Source sismique	Type	Probabilité d'aptitude	L (km)	Magnitude min	Magnitude max
<i>Oued Fodda</i>	Inverse	1,0	47	6,0	7,3
<i>Oued Allalah</i>	inverse	1,0	29	6,0	6,9
Zone faillée du Bas <i>Chelif</i> :	inverse	0,9	86	6,0	7,1
- M Rouges	Inverse	0,8	13	6,0	6,3
- <i>O Farres</i>	Inverse	0,8	15	6,0	6,3
- <i>Lakhdar</i>	Inverse	0,8	13	6,0	6,3
- <i>Medjaja</i>	Inverse	0,8	14	6,0	6,3
- <i>Ouarizane</i>	inverse	0,8	37	6,0	7,0
<i>Bled Baheri Karouch</i>	Décro-chante	0,9	16	6,0	6,4
Zone faillée en mer	inverse	0,8	225	6,0	7,4

3.5.4.3. Relations d'atténuation

Une relation d'atténuation est une expression mathématique décrivant la variation ou l'atténuation du mouvement du sol, en fonction de la distance du point focal et de la magnitude d'un séisme (Filiatrault, 1996). Ces relations sont nécessaires pour l'analyse de l'aléa sismique, cependant leur développement nécessite un nombre d'enregistrements des mouvements violents du sol dans le site d'étude. Dans le cas de *Chlef*, ces enregistrements ne sont malheureusement pas disponibles. Pour palier à cette lacune, le WCC (1984) a choisi des lois développées pour une zone ayant des caractéristiques d'atténuation similaires à celles de *Chlef*.

En considérant les conditions du sol dans la ville de *Chlef* dans le choix de ces relations, le WCC a jugé que les caractéristiques d'atténuation des ondes sismiques sont semblables à celles de l'ouest des Etats Unis (même type de déformation (plissement et chevauchement), vitesse d'ondes semblables, épaisseurs de la croûte proches, profondeurs focales et atténuation des intensités similaires). L'équation décrivant les relations d'atténuation choisie s'écrit sous la forme:

$$a_{med} = b_1 e^{b_2 M_s} (R+C)^{b_3} \quad (3-1)$$

Où :

a_{med} : valeur médiane de l'accélération maximale au sol (g),

M_s : magnitude du séisme,

Chapitre 3 : Présentation de la zone d'étude

b_1 , b_2 et b_3 : coefficients représentant le facteur d'échelle de la magnitude et le taux d'atténuation en champ éloigné,

R : distance la plus proche de la rupture de faille (km), et

C : constante qui définit l'accélération à courte distance.

La relation de Joyner et Boore (1981), établie pour l'Ouest des USA pour des séismes superficiels et pour des sites de type rocheux et meubles, utilisée dans l'étude d'aléa sismique de la région de *Chlef* est de la forme (Douglas, 2011) :

$$Y(g) = -1.02 + 0.249.M - \log r - 0.00255.r \quad (3-2)$$

Où :

M la magnitude sismique, comprises entre 5 et 7.7, $r = (d^2 + 7.3^2)^{1/2}$ et d la distance de la projection de rupture en surface, comprise entre 0.5 et 350 Km. La déviation standard σ est égale à 0.26.

3.5.4.4. Effets de site

Durant le séisme du 10 octobre 1980, il n'a pas été observé d'effet de site dans la ville d'*El-Asnam* (Bertero and Shat 1983). Les observations post-sismiques ont révélé que, généralement la sévérité des dommages subis par les bâtiments, dépendait beaucoup plus de l'âge et de la qualité des constructions plutôt que des conditions de site (WCC, 1984). Les données statistiques compilées par Chaker et Slimani (1983) classées selon les catégories de sol (Tab.3.4) indiquent la faible corrélation entre les niveaux de dégâts et les conditions de site.

Tableau 3.4. Distribution des dommages en fonction du type de sol (Chaker et Slimani, 1983)

Type de sol	Pourcentage moyen de dommage	
	Rouge (D5)	Rouge + Orange (D4+D5)
Alluvions actuelles	28	79
Alluvions Holocènes et pléistocènes épaisse	23	60
Alluvions Holocènes et pléistocènes minces	19	60
Remblais recouvrant des Alluvions pléistocènes minces (centre-ville)	22	78
rocher	26	63

3.6. Conclusion

Ce chapitre a donné une présentation de la zone de notre étude qui est la ville de *Chlef*. L'évolution historique de la ville, son poids socio-économique, les enjeux humains et matériels ainsi que l'aléa sismique la caractérisant ont été abordés. Une base de données des séismes de magnitude supérieure ou égale à 4 collectée dans ce travail, a été présentée. Une analyse et une description des structures urbaine et fonctionnelle de la ville, qui sont nécessaires dans toute étude de risque sismique, ont été données. Une synthèse des différents risques auxquels la ville est exposée, dont principalement le risque sismique, a été étalée. L'évènement sismique d'*El Asnam* 1980, choisi dans cette thèse comme séisme de scénario, et les dégâts qu'il a causés aux constructions ont été décrits. Les principales failles actives dans la région et leurs caractéristiques, les effets de site lors de ce séisme et les relations d'atténuation ont été également exposées.

Chapitre 4 :
Evaluation de la vulnérabilité sismique du
cadre bâti

4.1. Introduction

Ce chapitre met en exergue la méthodologie adoptée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique urbaine de la ville de *Chlef* et la simulation des scénarios sismiques, les données nécessaires à ces simulations ainsi que les différents outils utilisés pour cette fin. Les résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti urbain dans la zone d'étude dont, les dommages estimés via les trois scénarios sismiques, les courbes de vulnérabilité et de fragilité développées, les distributions des dommages pour les différents scénarios et leurs discussions, sont également exposées dans ce chapitre.

Trois scénarios sont simulés, dont les résultats conduisent à l'estimation des dommages probables que causerait un séisme de scénario choisi:

- Un premier qui consiste en la régénération du séisme d'*El Asnam* 1980 en considérant le tissu urbain et les caractéristiques typologiques des bâtiments de l'époque. Les résultats obtenus sont comparés à ceux réellement enregistrés lors du séisme de 1980.
- Le second scénario considère, compte tenu de l'extension urbaine actuelle et des caractéristiques typologiques des bâtiments existants, un séisme de caractéristiques similaires à celles d'*El Asnam* 1980.
- Le dernier scénario est consacré à un séisme éventuel généré par la faille probable active des *Montagnes rouges*, faisant partie du système de faille d'*Ouled Farres* située à moins de 4 Km au nord de la ville de *Chlef* et pouvant générer une magnitude de 6,3. Ces deux derniers scénarios visent l'identification des typologies et des zones (districts) les plus vulnérables et par conséquent, l'établissement de leur ordre de priorité de réhabilitation.

4.2. Méthodologie de l'étude

La méthodologie adoptée dans ce travail, représentée par l'organigramme de la figure 4.1, suit des étapes bien ordonnées :

- Etablissement de l'inventaire du cadre bâti (annexe A) nécessitant la collecte d'une large base de données récoltées auprès de plusieurs organismes (services techniques publics, laboratoires et organismes de contrôle, centres de recherche et collectivités locales). Ces données sont, par la suite organisées, analysées et au besoin, complétées par des enquêtes et investigations sur terrain. Cette analyse permet d'identifier et de classer les différentes typologies constructives. Cette phase de l'étude est la plus coûteuse en termes de temps et de travail déployé.
- Estimation des indices de vulnérabilité à attribuer à chaque typologie constructive. Cette estimation est faite en utilisant la méthode *Risk-UE* et en se basant sur l'échelle *EMS98*.
- Compilation des données sous un environnement SIG, afin de créer une base de données cartographique géoréférencée.
- Simulation des scénarios sismiques via le simulateur des dommages ARMAGEDOM.
- Evaluation des taux de dommages et développement des courbes de vulnérabilité et de fragilité.

4.2.1. Données

Pour les besoins de l'étude, quatre types de données sont nécessaires :

- Des données de type quantitatif et descriptif se rattachant au parc immobilier de la ville de *Chlef* : nombre de bâtiments, de logements, d'étage et de logement par bâtiment, de constructions individuelles, de bâtiments publics, âge des bâtiments, leurs matériaux, leurs conceptions structurales, leurs fonctions et leur éventuelle réhabilitation après le séisme de 1980 et nombre de la

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

population. Ces données sont transformées moyennant l’outil SIG en données alphanumériques décrivant la nature et les caractéristiques des objets spatiaux.

- Données de type *raster* (images, cartes, photos) décrivant la localisation et la forme des objets géographiques: image satellitaire, orthophoto aérienne, la carte du Plan Directeur d’aménagement et d’Urbanisme (PDAU) et la carte de microzonation sismique de la ville de *Chlef*. Ces fichiers sont utilisés comme sous couches pour digitaliser les bâtiments et la création des tables (*OCCSOL 1* et *OCCSOL 2*) décrites ci-dessous.

- Données sur l’aléa sismique. Les caractéristiques des sources sismiques qui, seront utilisées comme données d’entrée pour la simulation des trois scénarios, doivent être bien connues (magnitude du moment, coordonnées épacentrales, intensité et loi d’atténuation).

- Dommages causés aux bâtiments par le séisme d’*El Asnam* 1980. L’enquête conduite par le CTC (Contrôle Technique de la Construction) sur 5131 bâtiments dans la ville de *Chlef* et utilisée par Petrovski et al. (1981) pour l’établissement d’une classification des dégâts (Tab. 4.1) ainsi que la carte des dommages subis par les bâtiments au centre-ville de la ville (Bertero and Shah, 1983) sont utilisés ici.

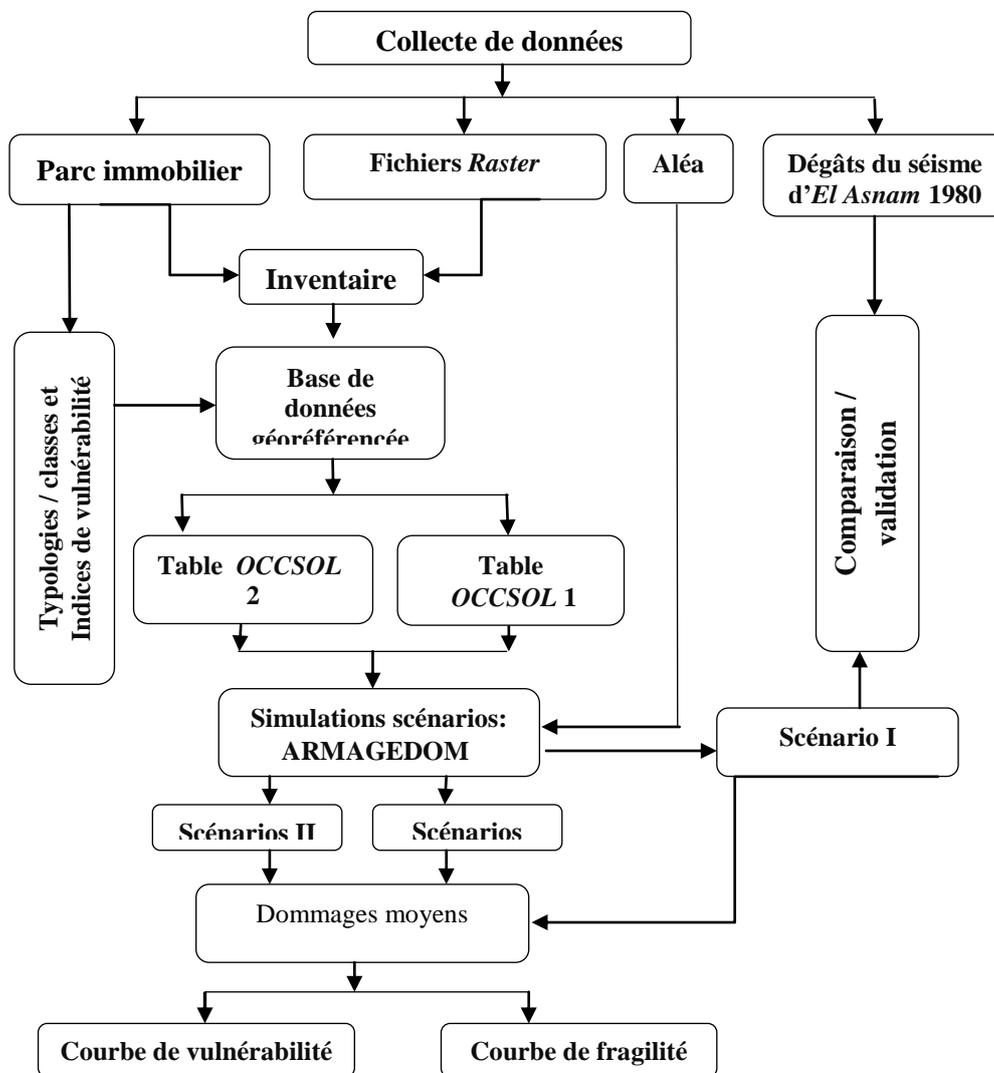


Fig. 4.1. Etapes d’évaluation de la vulnérabilité sismique urbaine de la ville de *Chlef*

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

Dans la classification de Petrovski et al. (1981) (Tab. 4.1), les niveaux des dommages sont identifiés par des couleurs: Vert pour dommages légers (le bâtiment peut être immédiatement occupé), orange pour les bâtiments qui nécessitent des investigations supplémentaires pour décider de leur réhabilitation ou destruction et rouge pour les bâtiments gravement endommagés devant être démolis. Les dix secteurs recensés par le CTC sont représentés sur la figure 4.2.

- De plus, la carte montrant l'ampleur des dégâts enregistrés par les bâtiments dans le centre-ville d'El Asnam²¹ est utilisée pour comparer les résultats du premier scénario aux dégâts réels observés (position des dégâts et niveau des dommages subis), ce qui permet de valider la méthodologie adoptée pour le choix des indices de vulnérabilité.

Tableau 4.1. Dommages subis par les bâtiments d'El-Asnam (Petrovski et al., 1981)

Secteur	Nombre total de bâtiment	Classification des dommages							
		Vert		Orange		Rouge		indéfinis	
		Nombre	%	Nombre	%	Nombre	%	Nombre	%
I	566	108	19.08	341	60.24	116	20.49	1	0.17
II	360	112	31.11	164	45.55	80	22.22	4	1.11
III	715	154	21.53	322	45.03	238	33.28	1	0.13
IV	256	97	37.89	98	38.28	61	23.82	0	0.00
V	686	219	31.92	253	36.88	214	31.19	0	0.00
VI	949	429	44.50	389	35.16	185	19.19	11	1.14
VII	343	161	46.93	132	38.48	38	11.07	12	3.49
VIII	367	156	42.50	157	42.77	40	10.89	14	3.81
IX	490	136	27.75	243	49.59	99	20.20	2	2.44
X	384	146	38.02	109	28.38	129	33.59	0	0.00
Total	5131	1718	33.41	2158	41.99	1200	23.31	55	1.28

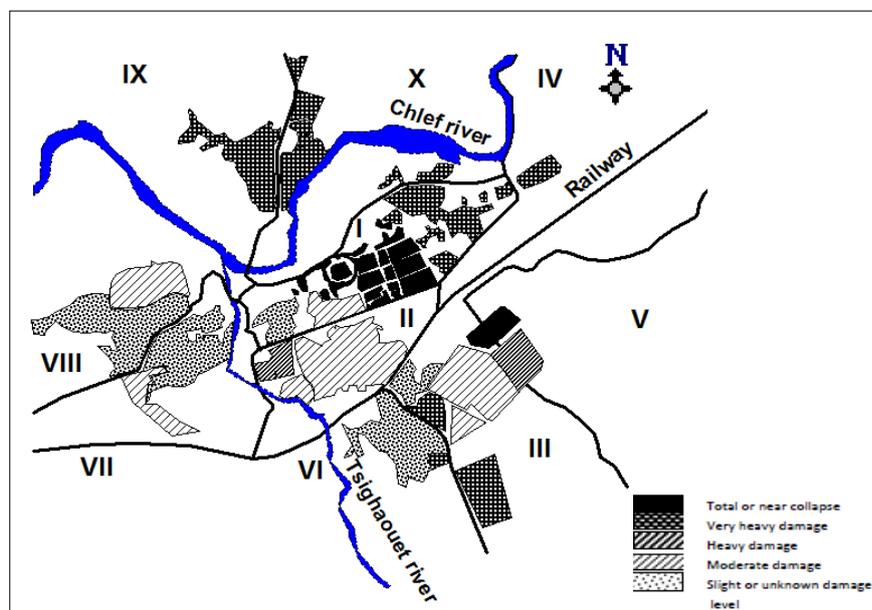


Fig 4.2. Secteurs recensés par le CTC suite au séisme d'El Asnam 1980 (Benaïchouche et al., 2018)

²¹ Carte disponible sur (Bertero and Shah, 1983).

4.2.2. Outils numériques

La simulation des scénarios sismiques requiert l'utilisation de logiciels pour la numérisation des données et la création des tables et des fichiers utilisés par le simulateur. Dans le cadre de ce travail, en plus d'un tableur (Excel), servant à organiser les données d'entrée selon le modèle de fichier exigé par le simulateur des dommages, les outils numériques utilisés sont les SIG (MapInfo et Didger) et le logiciel ARMAGEDOM.

4.2.2.1. L'outil SIG

Un SIG (Système d'Information Géographique) est un système informatique de gestion de base de données composé de logiciels conçus pour permettre la collecte, la gestion, la manipulation, l'analyse, la modélisation et l'affichage des données à référence spatiale. Pour transformer un objet réel (ex : bâtiment) en une donnée à référence spatiale, on décompose le territoire en couches thématiques (relief, routes, bâtiments...) structurées dans des bases de données numériques, qui doivent être géoréférencées, c'est à dire partager un même système de projection. A cette condition, les couches se superposent à la demande dans le SIG pour fournir une connaissance précise et actuelle du territoire étudié. L'objectif proclamé est essentiellement un objectif de synthèse, permettant la gestion des données (Habert, 2000). La figure 4.3 donne le schéma de principe d'un système d'information géographique.

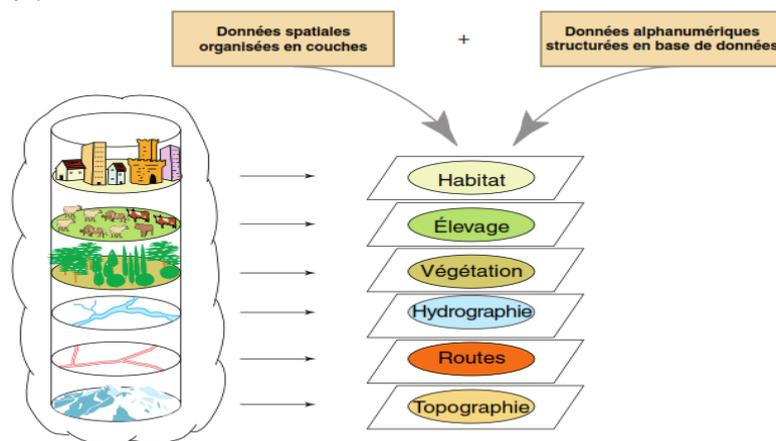


Fig. 4.3. Schéma de principe d'un système d'information géographique

Pour les besoins de cartographie nécessaires à ce travail, nous avons utilisé le logiciel MapInfo Professional (version 9.0), créé dans les années 1980 aux États-Unis par *Pitney Bowes Software*. Ce logiciel est largement utilisé dans les études d'aménagement du territoire. Toutes les données collectées en format *raster* (images, cartes satellitaire, photos aérienne) ont été géoréférencées dans ce travail sous le système de projections UTM (Universal Transverse Mercator), WGS 1984 (World Geodetic System), ZONE 31N²². Une fois géoréférencées, les cartes sont digitalisées. Chaque objet spatial est doté d'un identifiant permettant de le relier à une table attributive.

L'élaboration des tables (couches) d'occupation de sol est une tâche primaire et essentielle aux simulations. Cette tâche est réalisée ici par le *Géo traitement* des données collectées, grâce à la gestion de la base de données localisée (saisie, compilation, analyse et stockage), la digitalisation des bâtiments par des polygones, la décomposition du territoire en couches thématiques, la prise en

²²Dans le système de coordonnées UTM, la ville de *Chlef* est située dans la zone 31 nord.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

compte des caractéristiques spatiales et des attributs descriptifs attachés, le géo référencement (géocodage) et enfin la création de la base des données géographiques et tabulaires associées. Deux tables d'occupation de sol sont produites : *OCCSOL 1* et *OCCSOL 2*, représentant respectivement les situations urbaines de la ville d'*El Asnam* en 1980 et de la ville de *Chlef* actuellement.

a)- La table *OCCSOL 1*, utilisée pour la simulation du premier scénario, est créé à partir de la superposition de deux couches : l'image satellitaire de la ville, géoréférencée dans ce travail, et la carte des dommages subis par les bâtiments suite au séisme d'*El Asnam* 1980 (Fig.4.2). La connaissance de l'état des lieux en 1980 est capitale à ce stade de l'étude, car un nombre important de bâtiments existants sur l'image satellitaire n'existait pas encore à cette époque²³. Pour ce scénario, seules les zones qui étaient en 1980 les plus urbanisées et qui ont été le plus endommagées par le séisme, sont considérées. Ces zones (Fig.4.4), dont chacune englobe un ou plusieurs secteurs du tableau 3.1, sont au nombre de 4. Les quatre zones regroupent un nombre total de 3166 bâtiments. Suivant l'homogénéité typologique des bâtiments, chacune des quatre zones est subdivisée en polygones. Au total 50 polygones sont obtenus, dont 15 dans la zone 1, 12 dans la zone 2, 13 dans la zone 3 et 10 dans la zone 4 (Fig.4.4).

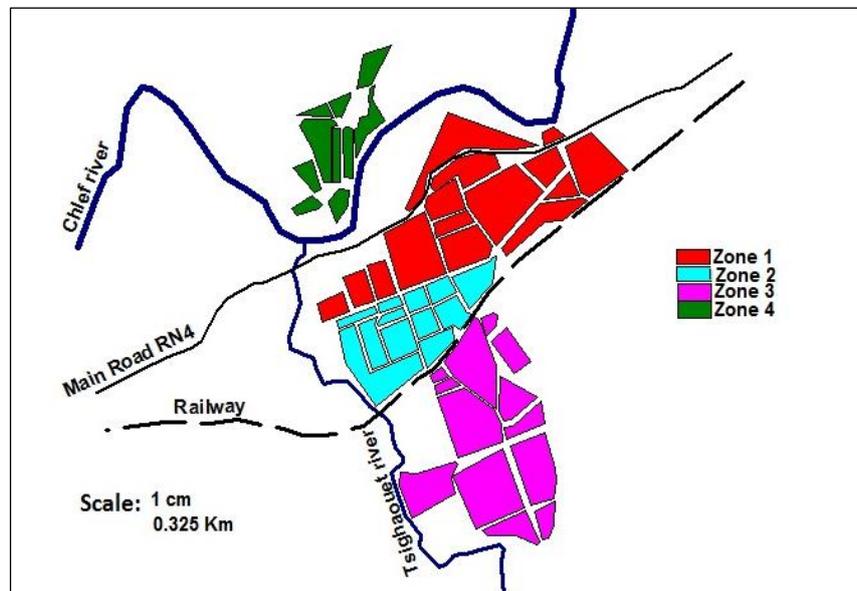


Fig. 4.4. Table *OCCSOL 1* utilisée dans le premier scénario (*El Asnam* 1980)

b)-La table *OCCSOL 2*, utilisée pour la simulation du second et troisième scénario, est créée à partir de la carte d'urbanisme (Fig. 3.5) et d'une image satellitaire récente. Cinq zones sont délimitées en fonction des contraintes physiques existantes sur le terrain (Fig. 4.5): ligne ferroviaire, oueds *Chellif* et *Tsighaouat* et axe routier principal (dédouement *Hay Enasr*). Cette table (Fig.4.6) est utilisée pour la simulation de deux scénarios : un scénario de mêmes caractéristiques que celui d'*El Asnam* 1980 mais en considérant l'extension urbaine actuelle de la ville, et un scénario pour un séisme généré par la faille des *Montagnes Rouges*.

Selon le même principe que pour le premier scénario, chacune des cinq zones (Fig.4.6) est subdivisée en polygones. Ainsi, un total de 276 polygones est obtenu dont, 51 au centre-ville, 96

²³Aucune image satellitaire de la ville d'*El Asnam* en 1980 n'est disponible au niveau de l'Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT).

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

dans la zone sud, 27 dans la zone nord, 42 dans la zone ouest et 60 dans la zone est. Les cinq zones regroupent un nombre total de 26995 bâtiments. Dans les deux tables, chaque polygone est caractérisé par un identifiant et des données complètes sont renseignées pour la création d'une base de données tabulaires. Ces données sont: le nom de la zone et du quartier, fonction, âge et nombre des bâtiments contenus dans le polygone, matériau de construction, nombre d'étage, de logements et d'occupants par bâtiment, type de conception (parasismique ou non parasismique), réhabilitation éventuelle du bâtiment après le séisme de 1980 et typologie identifiée selon les critères de vulnérabilité adoptés.

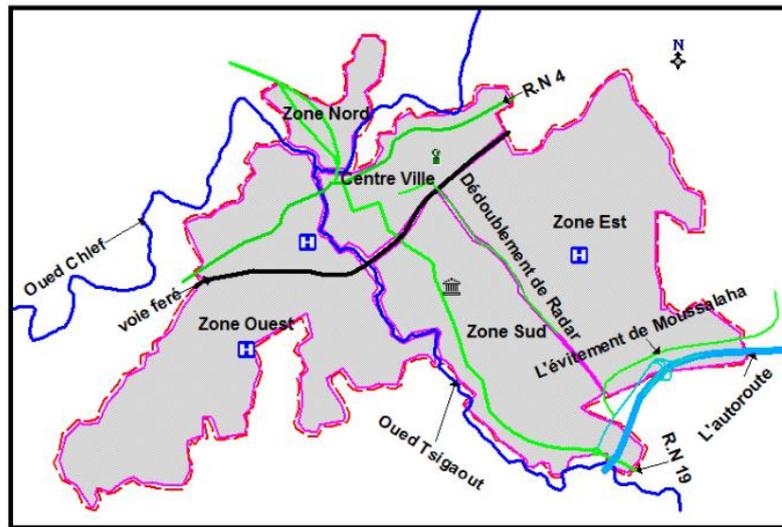


Fig.4.5. Découpage de la zone d'étude suivant les contraintes physiques existantes

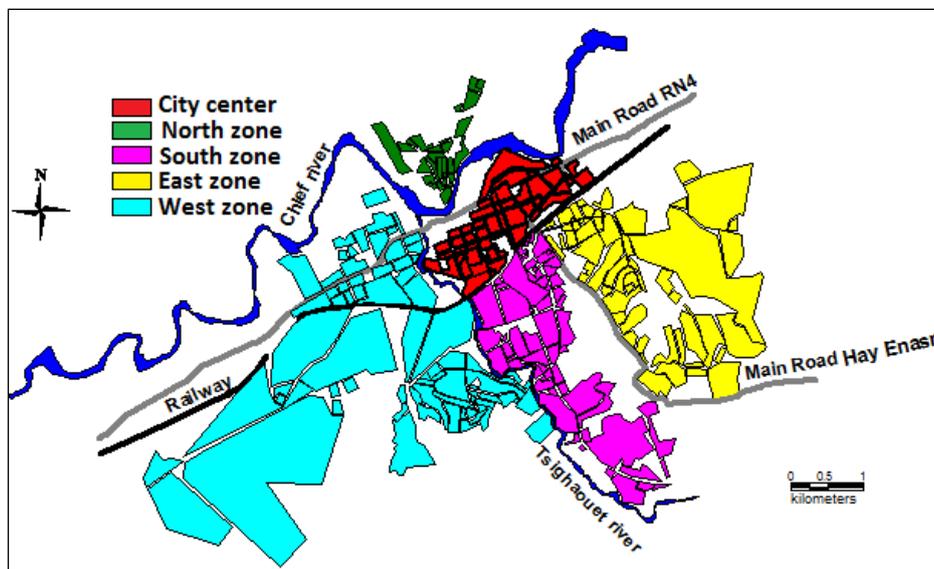


Fig.4.6. Table OCCSOL 2 utilisée dans les scénarios II et III

4.2.2.2. L'outil de simulation des dommages ARMAGEDOM

ARMAGEDOM (Analyse des Risques MAjeurs par Globalisation de l'Evaluation des DOMmages) est un logiciel dédié à la réalisation de scénarios de risque sismique, développé par le BRGM (Bureau de Recherche Géologique et Minière) en 2001. Même s'il offre la possibilité

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

d'intégrer les agressions d'autres phénomènes, il est cependant orienté séisme avec une prise en compte des mouvements de terrain induits, notamment la liquéfaction (Sedan et al., 2006).

ARMAGEDOM est constitué de différents modules incluant les phases nécessaires pour créer un scénario de risque sismique. Les modules d'ARMAGEDOM sont (Sedan et al., 2006):

- **le module *Enjeux*** : l'analyse des enjeux est faite en modélisant des zones de bâtiment de vulnérabilité homogène et à chaque zone sont associés un nombre de bâtiments, un nombre d'habitants et le pourcentage de chaque type de bâtiment.

-**le module *Liquéfaction***: ce module génère une carte de déplacement maximum (PGD). Les données d'entrée se présentent sous forme de deux grilles: l'une contenant les accélérations du sol, l'autre, les différentes zones définissant un pourcentage de surface affectées et un déplacement probable pour une accélération donnée.

- **le module *Impact***: cette interface permet la gestion des tables de fonctions en important et exportant les données au format (.txt) et d'ouvrir un fichier binaire (.fnc) de format spécifique à chaque type de fonction²⁴.

- **le module *Simulation***: la simulation se réalise par le calcul des intensités du séisme que peuvent subir les éléments exposés, le calcul des endommagements des éléments exposés et des fonctions d'impact choisies, le calcul d'impact si nécessaire à partir des résultats précédents en choisissant une nouvelle fonction d'impact à associer aux éléments exposés.

- **le module *Phénomène*** : la modélisation des phénomènes permet de générer une carte d'agression sismique pour le domaine d'étude. Deux modes de visualisation sont possibles : l'échelle d'intensité macrosismique et l'accélération maximale au sol (PGA). Dans ce second cas, le simulateur converti le PGA en intensité sismique par le biais de l'une des relations de Wald et al. (1999) ou Atkinson and Sonley (2000).

f) Module *Restitution des résultats*: l'exploitation des résultats obtenus se fait à l'aide d'outils externes à ARMAGEDOM. Les fichiers textes constitués de l'identifiant des enjeux et des résultats correspondants, sont ensuite représentés en cartographie SIG, analysés et présentés sous forme de diagrammes.

4.2.3. Evaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant dans la ville de *Chlef*

Pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique urbaine de la ville de *Chlef*, nous avons opté pour l'utilisation du niveau LM1 de la méthode *Risk-UE*, exposé dans le premier chapitre. Le choix de l'utilisation du niveau LM1 dans ce travail, se fonde sur les arguments suivants:

- Le champ d'application de la méthode regroupe tous les types de bâtiment : maçonnerie, béton armé, structure métallique et structure en bois. Toutes les typologies présentes dans la ville de *Chlef* sont identifiées dans la Matrice de Typologie des Bâtiments (Tab.1.2),
- La méthode *Risk-EU* ne se base pas seulement sur les caractéristiques physiques du bâtiment, mais prend également en considération tout élément pouvant influencer son comportement sismique (contreventements, fondations, nature du sol, état d'entretien, transparence d'étage et proximité d'ouvrages non parasismiques),
- La méthode donne à la fois des critères d'aide à la décision sur les priorités de renforcement du bâti existant et une idée du comportement sismique de chaque typologie,

²⁴Quatre fonctions sont définies dans ARMAGEDOM: Numérique, Classe, Ré-affectation et Probabilité.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

- Pour le relevé des facteurs de vulnérabilité, la méthode ne requiert pas l'examen des plans du bâtiment, souvent indisponibles. Un examen visuel extérieur est suffisant,
- Peu de connaissances en bâtiment sont nécessaires pour la mise en œuvre de la méthode. Cependant, la difficulté réside dans l'identification de la typologie du bâtiment laissée à l'appréciation de l'enquêteur qui, doit avoir des compétences dans le domaine de la conception parasismique,
- L'évaluation de la répartition des probabilités de dommage sur le bâtiment et l'obtention des courbes de vulnérabilité et de fragilité peut être programmée sur un outil numérique de type tableur.

4.2.3.1. Identification des typologies et attribution des indices de vulnérabilité

a) **Scenario I:** Ce premier scenario consiste en la régénération du séisme du 10 octobre 1980 en considérant les caractéristiques urbaines de la ville d'*El Asnam* à l'époque. Pour ce scénario, les 3166 bâtiments étudiés sont classés dans les différentes classes de vulnérabilité sur la base de leur comportement durant le séisme d'*El Asnam* 1980, les indicateurs de l'échelle *EMS98* et la méthode *Risk-UE*.

Les données collectées dans ce travail, celles disponibles online²⁵ et les études antérieures (Bertero and Shah, 1983; Farsi et al., 2003), nous ont renseigné sur le comportement des bâtiments existants lors de ce séisme. Ceci nous a guidés dans le choix de l'indice de vulnérabilité à attribuer pour chaque typologie constructive (Tab.4.2). Les éléments clés dans ce choix sont: l'indicateur χ le plus probable ($\chi=1$), la classe de vulnérabilité *EMS98* appropriés (Fig.1.3) et la classe typologique de la *BTM Risk-UE* (Tab.1.2). Selon l'usage et l'année de construction du bâtiment, ces derniers peuvent être classés dans les typologies constructives et les classes de vulnérabilité *EMS98* suivantes:

- **Typologie TA:** Bâtiments en maçonnerie traditionnelle construits avant 1954. Cette typologie, généralement constituée d'un R D C ou d'un R+1 (Fig.4.7a), s'est comportée de manière favorable lors du séisme, probablement grâce à la réhabilitation²⁶ de certains bâtiments après le séisme de 1954, à la faible hauteur et à la régularité en plan et en élévation de ces bâtiments. D'où la classe C sur l'échelle *EMS98* (Grünthal, 1998) est la plus adaptée à cette typologie.
- **Typologie TB:** Bâtiments à usage résidentiels collectifs ou équipement, composé de portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie ou en brique construits entre 1954 et 1980. Cette typologie (Fig.4.7b) a eu différents comportements sismiques : des bâtiments ont résisté, d'autres ont subis des dégâts importants. Sur l'échelle *EMS98*, les deux classes A et B peuvent être considérées comme les plus probables pour cette typologie. D'où on attribue un indice de vulnérabilité moyen entre les deux représentant ces deux classes.
- **Typologie TC :** Bâtiment d'habitation individuel, composé de portique en béton armé avec remplissage en brique construits après 1962. Cette typologie (Fig.4.7c) s'est généralement bien comportée lors du séisme, d'où la classe B sur l'échelle *EMS98* est attribuée à cette typologie.

Pour tenir compte de l'influence du paramètre t de la loi de distribution *beta*, représentant la propagation d'incertitudes pouvant venir des données d'entrée sur les résultats, trois simulations sont faites avec différentes valeurs de ce paramètre:

- Simulation 1: $t = 8$ pour toutes les typologies,

²⁵ Database of Concrete Buildings Damaged in Earthquakes (EERI), Earthquake Engineering Online Archive NISEE e-Library (NSEE) et World Housing Encyclopedia (EERI-IAEE).

²⁶ Après le séisme du 9 septembre 1954, ces bâtiments ont été réhabilités selon les recommandations AS55.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

- Simulation 2: $t = 8$ pour les typologies (TA et TB) et $t = 6$ pour la typologie TC,
- Simulations 3 : $t = 8$ pour les typologies (TA, TB) et $t = 4$ pour la typologie TC.

Tableau 4.2. Classes de vulnérabilité et indices correspondants

Typologies	Description	Classe		Indice de vulnérabilité VI
		EMS 98	RISK-UE	
TA	Bâtiments en maçonnerie construits avant 1954	C	M1.3	0.70
TB	Bâtiments résidentiels collectifs ou équipements, composés de portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie ou en brique, construits entre 1954 et 1980	A-B	RC1	0.82
TC	Bâtiment d'habitation individuel, composé de portique en béton armé avec remplissage en brique construits après 1962	B	RC3.1	0.58

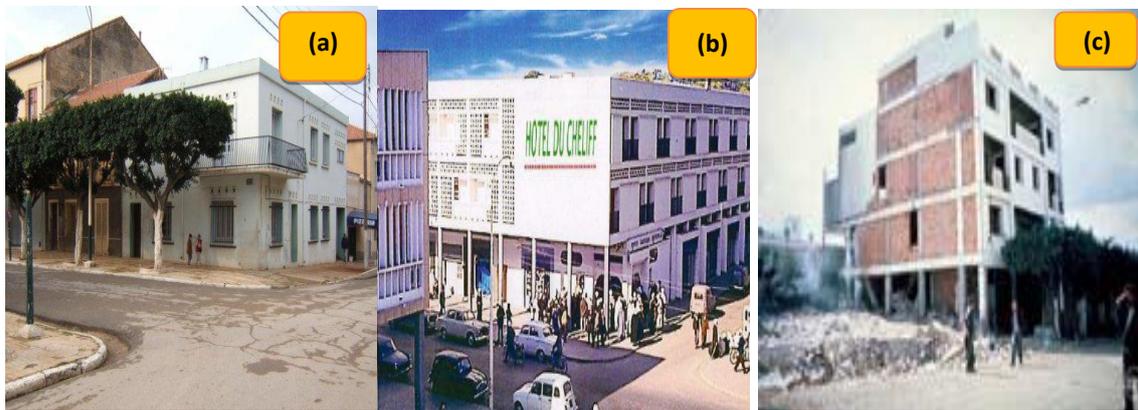


Fig. 4.7. Typologies constructives existantes dans la ville d'El Asnam en 1980
(Sources: sites internet)

La figure 4.8 donne la distribution des bâtiments par typologie constructive.

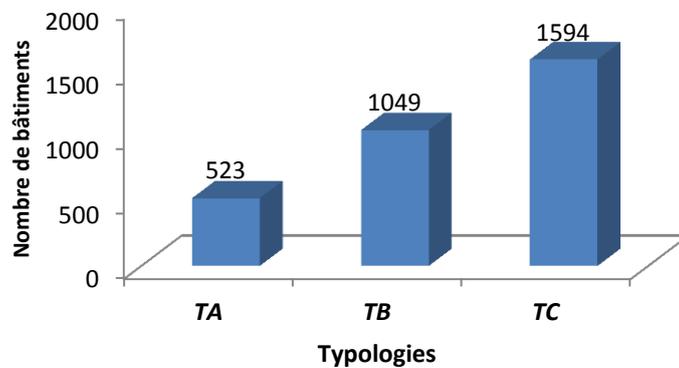


Fig.4.8. Nombre de batiments par typologie constructive (Scénario I)

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

b) **Scenario II et III** : En conditions urbaines actuelles, les typologies sont identifiées sur la base des trois critères suivants:

- **Type du système structural** : trois systèmes structuraux sont distingués:
 - Maçonnerie chaînée datant de l'époque coloniale (Fig. 4.7a),
 - Portique en béton armé avec remplissage en brique (Fig. 4.9a),
 - Structure contreventée par murs voiles (Fig. 4.9b), et
 - Maison (Chalet) préfabriquée (Fig. 4.9c);
- **Niveau du code parasismique**: selon la date de construction, trois niveaux sont distingués :
 - Faible (Pré-code) : bâtiments construits avant 1981 (avant naissance du code parasismique),
 - Moyen: bâtiments construits entre 1981 et 2003,
 - Haut: bâtiments construits après 2003 (date de la dernière révision du code parasismique).
- **Fonction du bâtiment**: Ce critère permet de distinguer deux catégories de bâtiments:
 - Résidentiels (collectif ou individuel),
 - Equipement (administratif, éducatif, social, culturel ...).

En classant le parc étudié (22053 bâtiments) selon les critères sur-cités, on identifie sept typologies (Tab. 4.3). La figure 4.10 donne la distribution de ces typologies considérées dans les deux derniers scénarios sismiques.



Fig. 4.9. Typologies constructives actuelles dans la ville de Chlef :

(a) Portique en béton armé avec remplissage en brique, (b) Structure contreventée par voiles et (c) Maison préfabriquée (Chalet)- (Source des photos: collection personnelle)

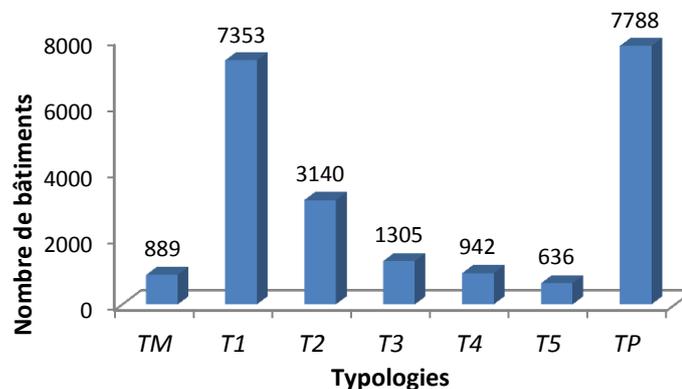


Fig.4.10. Nombre de batiments par typologies constructive (Scénarios II et III)

4.2.3.2. Attribution des indices de vulnérabilité

Contrairement à d'autres villes Algériennes, où les constructions traditionnelles en pierres et mortier de qualité médiocre ou des bâtiments avec murs porteurs en maçonnerie (pierres de taille) peuvent encore être observées, à *Chlef* ce type de construction n'est plus une pratique et cet héritage colonial se concentre surtout au centre-ville et à *Hay Elhoria*. Par conséquent, cette typologie, n'est pas représentative dans l'actuelle ville de *Chlef*, dont une bonne partie du parc immobilier est soit, née après 1980 en utilisant des matériaux et des conceptions structurales conformes aux exigences du code parasismique (RPA 2003), soit réhabilitée selon ce code.

L'état d'entretien des bâtiments est satisfaisant comparé à d'autres villes en Algérie (*Alger* ou *Oran* par exemple), nous n'avons pas tenu compte du facteur aggravant se rattachant à ce paramètre dans le calcul de l'indice *VI* (eqt 1-14). Le nombre d'étages du bâtiment n'a pas également été considéré, vu qu'il est limité par le règlement dans les zones sismiques. L'unique facteur aggravant de la vulnérabilité pris en compte est le niveau du code parasismique appliqué, dont la valeur est égale à 0,16 (Tab.1.4). Ainsi, afin de différencier les bâtiments de même typologies mais de date de construction différentes, ce facteur est selon le cas, soit ajouté, soit diminué de la valeur de l'indice de vulnérabilité le plus probable *VI** lue sur la *BTM* (Tab.1.2).

Notons qu'aucune valeur de l'indice de vulnérabilité n'est proposée dans la littérature pour les constructions de type chalet. Ces constructions légères ne sont pas vulnérables au séisme. Cependant, l'addition de constructions mitoyennes²⁷ à ces chalets augmente leur vulnérabilité au séisme. La description de chaque typologie identifiée, sa classe de vulnérabilité *Risk-UE*, la valeur du facteur aggravant *V_m* et l'indice de vulnérabilité *VI* assigné sont donnés par le tableau 4.3

Tableau 4.3. Typologies existantes à *Chlef* actuellement et indices de vulnérabilité assignés

Typologie	Description	Niveau du code	Typologie <i>RISK-UE</i>	<i>V_m</i>	<i>VI</i>
TM	Bâtiments résidentiels: maçonnerie chaînée, construits avant 1954	-	M3.4	0	0.616
T1	Bâtiments (résidentiels/équipements): portique en B A avec remplissage en maçonnerie/brique, construits avant 1980	Pre-code	RC3.1	+ 0,16	0.562
T2	Bâtiments (résidentiels/équipements): portique en B A avec remplissage en brique, construits entre 1981 et 2003	Moyen	RC3.1	0	0.402
T3	Bâtiments (résidentiels/équipements): portique en B A avec remplissage en brique, construits après 2003	Haut	RC3.1	- 0,16	0.242
T4	Bâtiments (résidentiels/équipements): Structure contreventées par voiles, construites entre 1981 et 2003	Moyen	RC2	0	0.386
T5	Bâtiments (résidentiels/équipements): Structure contreventées par voiles construites après 2003	Haut	RC2	-0,16	0.226
TP	Bâtiments Préfabriqués (chalets) avec construction mitoyenne	-	Non classée	-	0.3

²⁷ Ces constructions, généralement de typologie T2, sont souvent construites sans permis de construire et sans contrôle durant la phase de réalisation.

4.2.4. Scénarios sismiques et développement des courbes de vulnérabilité et de fragilité

La nature modulaire de l'outil de simulation, incluant chacune des étapes nécessaires à la création d'un scénario sismique, permet une évolution logique des phases à suivre pour une évaluation du risque sismique. Ces phases commencent par la définition du phénomène à travers l'incorporation de l'aléa sismique dans le module. Les éléments exposés sont décrits dans le module *Enjeux* par l'identification des différentes typologies et l'attribution d'un indice de vulnérabilité à chaque typologie. Les fichiers en format (.txt), décrivant ces éléments exposés (nombre de bâtiments, de logements et d'habitants par typologie constructive) sont établis à partir de l'annexe A. Enfin, vient la phase de calcul des dommages moyens et leur restitution permettant leur représentation en cartographie SIG.

Dans le cas du premier scénario, afin d'éviter l'introduction d'erreurs dans les calculs provenant de la partie aléa, une intensité sismique de IX est introduite. Pour les scénarios II et III, le logiciel génère une carte PGA sur la base des données introduites relatives à la position de la faille, la magnitude du séisme et la loi d'atténuation. Cette valeur du PGA est convertie en intensité sismique par application des relations d'Atkinson and Sonley (2000) intégrée au simulateur.

Pour générer la carte de PGA, les données suivantes, issues de Bertero and Shah (1983) et Ambraseys (1981), ont été introduites :

- Position de l'épicentre : 36,143 N, 1,413 E
- Profondeur du foyer : 10 Km
- Magnitude du moment : $M_w = 7,1$
- Magnitude sismique : $M_s = 7,3$
- La loi d'atténuation d'Ambraseys et al. (2005), dont la forme est la suivante :

$$\log y = a_1 + a_2 M_w + (a_3 + a_4 M_w) \log \sqrt{(d^2 + a_5^2) + a_6 S_S + a_7 S_A + a_8 F_N + a_9 F_T + a_{10} F_O} \quad (4.1)$$

Avec:

y : PGA (m/s²)

M_w : Magnitude du séisme

d : distance à la projection de la faille en surface (km)

$a_1=2.522$, $a_2=-0.142$, $a_3=-3.184$, $a_4=0.314$, $a_5=7.6$, $a_6=0.137$, $a_7=0.050$, $a_8=-0.084$, $a_9=0.062$, $a_{10}=-0.044$

$S_S = 1$, $S_A = 0$ pour sol meuble, $180 < V_s \leq 360$ m/s.

$S_S = 0$, $S_A = 1$ pour sol ferme, $360 < V_s \leq 750$ m/s.

$S_S = 0$, $S_A = 0$ pour rocher, $V_s > 750$ m/s.

$F_T = 0$, $F_N = 0$, $F_O = 1$.

Compte tenu des conclusions d'études antérieures (WCC 1984 ; Layadi et al., 2016), concluant sur l'absence d'effets de site lors du séisme d'El Asnam 1980, aucun coefficient d'amplification n'a été considéré. Ainsi, en considérant que, lors du séisme d'El Asnam 1980, le phénomène de liquéfaction n'a pas été observé au niveau de la ville d'El Asnam, le module *liquéfaction* n'a pas été utilisé dans les simulations faites.

Le calcul des dommages moyens μ_D qui représentent la valeur moyenne de l'histogramme de probabilité du degré de dommage D_k ($k = 0, 1, 2, 3, 4, 5$), compte tenu d'un indice de vulnérabilité VI et d'une l'intensité sismique I , permet de tracer les courbes de vulnérabilité des différentes typologies introduites pour chaque scénario.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

Tel que mentionné dans le chapitre I (§1.2.5.5), les équations de calcul de μ_D et de la probabilité discrète P_K de distribution des dommages sont données par (Milutinovic and Trendafiloski, 2003):

$$\mu_D = 2,5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6,25 VI - 13,1}{2,3} \right) \right] \quad (1.5 \text{ Bis})$$

I étant l'intensité du séisme considéré et VI l'indice de vulnérabilité calculé par l'équation (1-14).

Pour le développement des courbes de fragilité, définissant la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages D_k , la distribution de probabilité cumulative β est utilisée:

$$P(D \geq D_K) = 1 - P_\beta(K) = 1 - \int_a^k \frac{\Gamma(t)}{\Gamma(r)\Gamma(t-r)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} \cdot (b-x)^{t-r-1}}{(b-a)^{t-1}} dx \quad (1.13 \text{ bis})$$

4.3. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti urbain

4.3.1. Inventaire et analyse statistique du parc immobilier

La méthodologie passe obligatoirement par l'établissement de l'inventaire du parc immobilier (logements et bâtiments) de la zone d'étude. Lequel inventaire regroupe toutes les données nécessaires à la classification des bâtiments par zones, districts, âges, typologies ou matériaux, fonction, conception, réhabilitation, nombre d'étages, de logements et d'habitants. Cet inventaire est présenté sous forme d'histogrammes et de secteurs permettant de distinguer l'importance de ce parc et son état parasismique.

4.3.1.1. Présentation du parc immobilier

Le parc immobilier actuel²⁸ dans la ville de *Chlef* est constitué de 33717 logements²⁹ partagés en deux catégories:

- L'habitat individuel avec 26168 bâtiments dont, 7788 construction préfabriqués (chalets)³⁰ et 49 habitats précaires³¹,
- L'habitat collectif avec 7549 logements (environ 380 bâtiments),

Les équipements publics sont au nombre de 124 et constituent un parc de 496 bâtiments⁶ dont: 95 établissements scolaires et de formation professionnelle et 29 établissements de santé³². Le reste étant partagé entre les différents secteurs (administration, commerce et de service).

Notons ici que, contrairement au nombre de logements qui est une donnée disponible auprès des services locaux concernés et actualisable chaque quinquennal, le nombre de bâtiments n'est pas connu au niveau de ces services et sa connaissance requière une procédure de calcul acrobatique. Pour son estimation, nous avons considéré la somme des bâtiments d'équipement, d'habitat individuel et collectif, en considérant ce qui suit:

- Chaque bâtiment d'habitation collective regroupe vingt logements en moyenne;

²⁸ Tous programmes compris (Etat arrêté en fin du premier semestre 2016).

²⁹ Source : Direction du Logement de la wilaya de *Chlef*.

³⁰ Source : Direction de l'urbanisme de la wilaya de *Chlef*.

³¹ Source : Direction du logement de la wilaya de *Chlef*.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

- En considérant l'adresse, chaque abonné figurant sur le listing SONALGAZ (Société Nationale d'Électricité et de Gaz) représente une habitation individuelle et donc un bâtiment;
- Chaque équipement est constitué en moyenne de quatre bâtiments.

Suivant cette logique, le nombre total de bâtiments dans la zone d'étude est égal à 26995 bâtiments. Ce nombre est certainement affecté d'une légère marge d'erreur en raison de ce qui suit:

- Le nombre de logements collectifs dans un bâtiment n'est pas toujours égal à vingt ;
- Certains abonnés figurant sur le listing SONALGAZ ne représentent pas une habitation individuelle, mais plutôt des locaux commerciaux ;
- L'absence de certaines habitations individuelles de ce listing (cas des constructions illicites ne disposant pas encore d'abonnement d'électricité et/ ou de gaz),
- Certaines habitations individuelles représentent deux abonnés ou plus (ex: maison de maître),
- Un équipement public n'est pas toujours constitué de quatre bâtiments.

Le tableau 4.4 regroupe les données collectées et calculées sur le nombre total d'habitations individuelles, de logements collectifs et d'équipements publics pour chacune des zones de la ville de *Chlef*.

Tableau 4.4. Parc immobilier dans la ville de *Chlef*

Zone \ Nombre	CV	Nord	Sud	Est	Ouest	Total
Total (Logts)	2175	1225	9924	6667	13726	33717
Habitat Individuel ³³	1795	1225	9394	6279	7426	26119
Habitat collectif	380	0	530	339	6300	7549
Préfabriqué	0	13	2340	2484	2951	7788
Précaire	-	-	14	-	35	49
Equipements	46	8	24	23	23	124

L'analyse du tableau 4.4 fait apparaître une nette prédominance de l'habitat individuel, ce qui confirme l'aspect urbanistique de la ville de *Chlef*, caractérisé par cette typologie constructive. On peut aisément constater à partir de la figure 4.11 que, le nombre d'habitat collectif est presque équivalent à celui du préfabriqué avec l'avantage d'une superficie beaucoup moins importante. Inopportunistement, l'implantation de ces bâtiments récemment édifiés, est en majorité faite sur des terrains fertiles en dépit de leur préservation. Notons que, comparé à d'autres grandes villes du pays, dont la capitale *Alger*, le nombre d'habitat précaire dans la ville de *Chlef* est insignifiant et ne représente que 0,19 % du parc immobilier. D'où, dans le reste de cette thèse on ne considèrera plus cette typologie constructive.

³³ Ce chiffre inclut le nombre de constructions préfabriquées (Chalets)

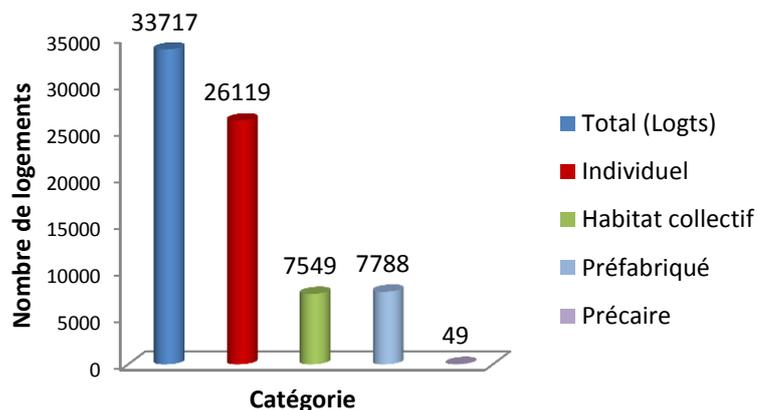


Fig. 4.11. Distribution du parc de logements dans la ville de *Chlef* par catégorie

La figure 4.12 permet de comparer les deux catégories d’habitat individuel et collectif. Ce dernier dont, le nombre est plus de trois fois moins que le premier, est en majorité localisé dans le nouveau centre urbain (nouvelle ville), situé dans la zone ouest.

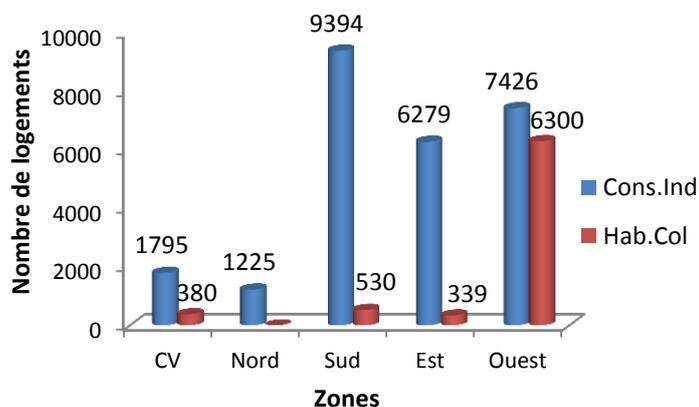


Fig. 4.12. Distribution de l’habitat individuel et collectif par zone dans la ville de *Chlef*

Le préfabriqué quant à lui est partagé entre les zones résidentielles à part quasi égales, excepté la zone nord où, on n’en compte que 13 chalets (Fig.4.13), probablement à défaut d’assiettes foncières urbanisables. Au centre-ville, cette typologie est absente. Notons ici que malgré la situation d’urgence en 1980, l’état a bien épargné les terrains agricoles de l’urbanisation.

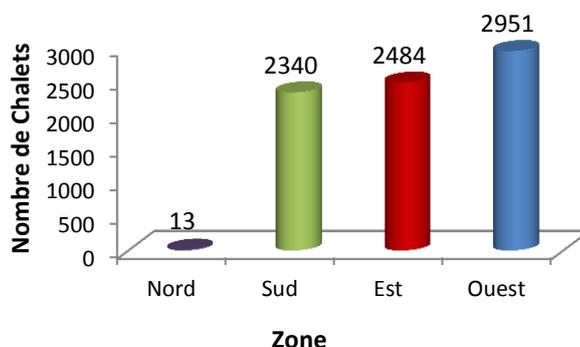


Fig. 4.13. Distribution des bâtiments préfabriqués par zone dans la ville de *Chlef*

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

D'un point de vue distribution géographique du parc immobilier (Fig.4.14), la zone ouest est nettement plus dense en habitat, suivie de la zone sud puis la zone est. Ceci est certainement dû à ses potentialités foncières permettant l'extension dans le sens est-ouest et vers le sud, contrairement au centre-ville et à la zone nord qui, se placent aux derniers rangs.

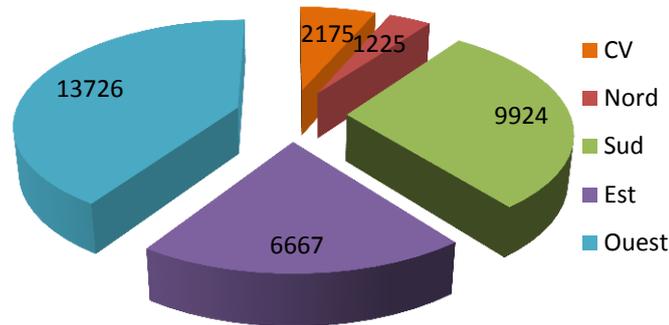


Fig.4.14. Distribution du parc immobilier par zone dans la ville de Chlef

Enfin, les équipements publics sont principalement localisés au centre-ville qui, accueille la majorité de l'activité professionnelle, notamment administrative et de service, avec près de 38% du nombre total d'équipements (Fig. 4.15). La présence des équipements scolaires, de santé et de jeunesse et sport, est également repérée dans les autres zones.

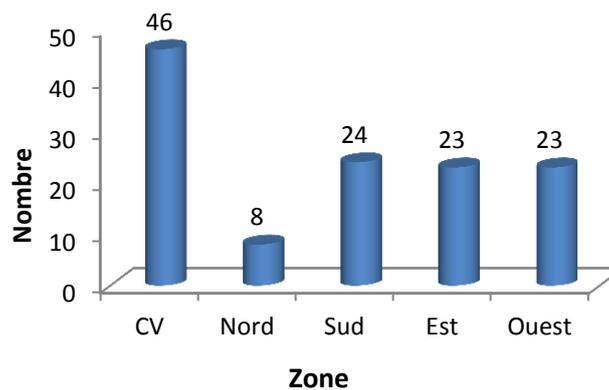


Fig.4.15. Distribution des équipements par zones dans la ville de Chlef

4.3.1.2. Analyse du parc immobilier

En se référant à la méthodologie *Risk-UE*, qui distingue les typologies constructives des bâtiments, essentiellement sur la base du matériau de construction et du système structurel, on peut classer chacune des trois catégories fonctionnelles du parc immobilier de la zone d'étude (habitat individuel, collectif et équipement) dans l'une des quatre typologies constructives suivantes :

- Les bâtiments en maçonnerie chaînée,
- Les bâtiments dont le système structurel est composé de portiques autostables en béton armé avec remplissage en briques ou en maçonnerie,
- Les bâtiments dont le système structurel est composé de murs (voiles) en béton armé,
- Les bâtiments préfabriqués (chalets).

Dans la première catégorie fonctionnelle (habitat individuel), selon le matériau et le système constructif, on retrouve les quatre typologies constructives citées ci-dessus. Le tableau 4.5 et la

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

figure 4.16 donnent le nombre total de bâtiments de cette catégorie fonctionnelle par typologie constructive dans la zone d'étude.

Tableau 4.5. Distribution de l'habitat individuel dans la ville de *Chlef* par typologie

Habitat individuel		Nombre total
Typologie constructive	Maçonnerie	1599
	Portique autostables en Béton armé avec remplissage en briques ou en maçonnerie	14182
	Murs Voiles Béton armé	2550
	Préfabriqué	7788
	Total	26119

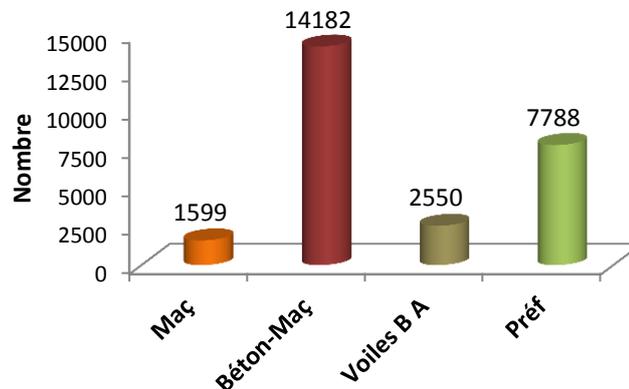


Fig.4.16. Distribution de l'habitat individuel par typologie constructive dans la ville de *Chlef*

D'autre part, la lecture du tableau 4.5 conduit aux constatations suivantes, relatives à la répartition des différentes typologies constructives formant l'habitat individuel:

- Une prédominance de la typologie "portiques autostables en béton armé avec remplissage en brique". Laquelle typologie caractérise toutes les zones à l'exception du centre-ville où, la présence de la typologie "maçonnerie chaînée" est plus importante. La première typologie représente surtout les bâtiments édifiés après l'indépendance et avant 1981, période durant laquelle ce type de constructions était une pratique constructive fréquente en Algérie. Paradoxalement, cette typologie est fortement représentative de l'habitat individuel en R+1 édifié après 1981, date de naissance du règlement parasismique algérien, qui autorise l'édification des constructions de cette typologie n'excédant pas deux niveaux en zone sismique.

- La typologie "préfabriqué", pour laquelle nous disposons de données exactes, vient au second rang, et se concentre par ordre décroissant au niveau des quatre zones : ouest, est, sud et nord (Fig. 4.13). Elle est cependant totalement absente au centre-ville. La comparaison du nombre d'habitations individuelles "non préfabriquées" et celles "préfabriquées" montre une prédominance des premières (18331) par rapport aux secondes (7788), chose qui peut être expliquée par l'extraordinaire explosion de l'auto-construction dans la ville de *Chlef* au court des dernières années. Notons ici que, l'habitat individuel "préfabriqué" tend à disparaître graduellement, suite à

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

l'indemnisation financière³⁴ attribuée par le gouvernement aux propriétaires des chalets pour leurs remplacements et la reconstruction de leurs maisons sur la même assiette foncière.

- Au troisième rang on retrouve la typologie "murs voiles en béton armé" avec un nombre total de 2250 constructions individuelles qui représentent l'habitat individuel moderne, édifiés après 1981 et implanté au niveau des différentes zones de la ville de *Chlef*.

- Au dernier rang, la typologie constructive "Maçonnerie chaînée" qui, malgré la forte secousse du séisme de 1980, reste présente spécialement dans les deux zones : centre-ville et nord, vu leur création durant l'ère coloniale, durant laquelle la maçonnerie représentait l'art de construction de l'époque. Notons ici, que les remplacements actuels des bâtiments en maçonnerie chaînée par des bâtiments de système constructif moderne notamment en "murs voiles", tendent à réduire voire à exterminer graduellement cette typologie constructive dans la ville de *Chlef*.

Concernant la seconde et troisième catégorie (habitat collectif et équipements publics), selon le même principe, on distingue deux typologies constructives : Les bâtiments dont le système structurel est composé de portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie et ceux contreventés par murs voiles en béton armé. L'âge du bâtiment³⁵ étant le critère fondamental permettant de les classer dans la première ou dans la seconde typologie.

4.3.1.3. Etat parasismique du parc immobilier

L'objectif principal de cette première partie de l'étude étant d'évaluer la vulnérabilité sismique du cadre bâti de la ville de *Chlef*, il est important de se focaliser sur l'état du parc immobilier d'un point de vue comportement parasismique. Pour cette fin, la date de construction du bâtiment et son éventuelle réhabilitation après le séisme d'*El Asnam* 1980, sont les deux critères sur lesquels nous nous sommes basés pour dresser l'état parasismique actuel de ce parc.

L'analyse de la situation actuelle du parc immobilier montre que, l'habitat collectif ainsi que les équipements publics sont soit, en majorité construits en "préfabriqué", soit édifiés après 1981 et ont donc une conception parasismique, soit ont été réhabilités après le séisme d'*El Asnam* 1980³⁶. De ce fait, notre unique véritable préoccupation est l'habitat individuel "non préfabriqué". Cet habitat qui, à défaut de réhabilitation des constructions rescapées du séisme, de permis de construction³⁷ et de contrôle de la réalisation, constitue une lacune qui doit être traitée à part entière afin de bien cerner les éléments servant à l'évaluation de la vulnérabilité sismique urbaine de la ville de *Chlef*.

A cet effet, le tableau 4.6 regroupe les résultats des calculs, que nous avons faits sur la base de l'enquête menée auprès des services techniques d'urbanisme, d'APC et des propriétaires, relative à la conception parasismiques et à l'état de réhabilitation de l'habitat individuel. Notons qu'on qualifie de "parasismiques" les constructions individuelles préfabriqué (chalets), celles non préfabriquées mais réhabilitées après le séisme du 10 octobre 1980 et celles édifiés après 1981.

³⁴ Cette indemnisation vaut 1 200 000 Dinars Algériens.

³⁵ Les bâtiments édifiés après la publication du RPA 81 ont un système structural contreventés par murs voiles en béton armé.

³⁶ La majorité des bâtiments d'habitat collectif et d'équipements ont été réhabilités après le séisme de 1980.

³⁷ Un nombre important de constructions individuelles édifiées après 1981 ne disposent pas de permis de construction.

Tableau 4.6. Etat parasismique de l'habitat individuel

Habitat Individuel		Zones				
		CV	Nord	Sud	Est	Ouest
Total		1795	1225	9394	6279	7426
Non préfabriqué	nombre	1795	1212	7054	3795	4475
	(%)	100	98.94	75.09	60.44	60.26
Préfabriqué	nombre	0	13	2340	2484	2951
	(%)	0	1.06	24.91	39.56	39.74
Réhabilité	nombre	220	0	0	0	0
	(%)	12.26	0	0	0	0
Non Réhabilité	nombre	1297	486	6169	1211	3882
	(%)	72.26	40.10	87.45	31.91	86.75
Edifié après 1981	nombre	278	726	885	2584	593
	(%)	15.49	59.90	12.55	68.09	13.25
Parasismique	nombre	498	739	3225	5068	3544
	(%)	27.74	60.33	34.33	80.71	47.72
Non parasismique	nombre	1297	486	6169	1211	3882
	(%)	72.26	39.67	65.67	19.29	52.28

La figure 4.17 montre l'état parasismique de l'habitat individuel, en excluant le préfabriqué, dans la ville de *Chlef*. On constate que les constructions non parasismiques devancent en nombre celles ayant une conception parasismique et cela excepté dans la zone est où, le cas contraire est observé. Cette constatation peut être expliquée par le caractère moderne et plus ou moins contrôlé de l'urbanisme dans cette zone. La zone ouest fait apparaître une nette supériorité du non parasismique par rapport au parasismique, à défaut d'extension urbaine non contrôlée. Notons que l'hypothèse considérée ici pour attribuer la qualification de "parasismique" nous conduit à une estimation optimiste de l'état parasismique de l'habitat individuel.

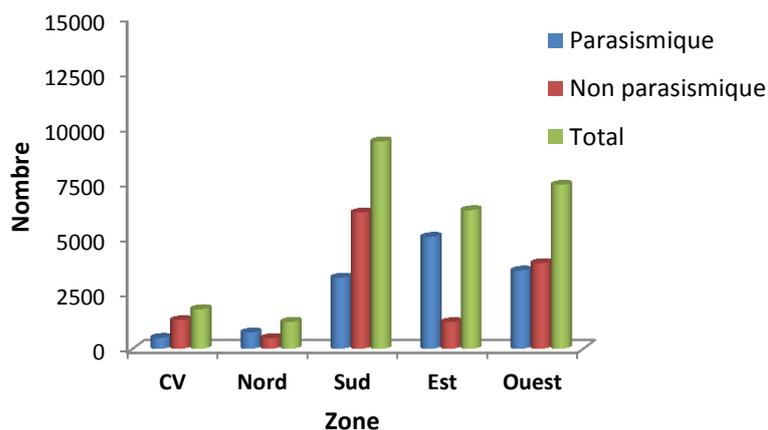


Fig.4.17. Etat parasismique de l'habitat individuel dans la ville de *Chlef*

La figure 4.18 montre l'état de réhabilitation de cet habitat individuel. Les constructions réhabilitées suite au séisme de 1980 restent insignifiantes devant celles non réhabilitées. Il est néanmoins important de souligner que, dans la plupart des cas, cette réhabilitation n'est pas faite selon les normes et ne concerne pas la structure. La transformation du RDC en commerce est

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

également un élément qui augmente le risque sismique (transparence d'étage) mais, qui n'est pas considérée ici dans l'estimation du nombre d'habitat non parasismique. L'absence d'une sensibilisation de l'importance que revêt la réhabilitation pour la sécurité des habitants de cette catégorie fonctionnelle et le retard avéré de l'indemnisation financière de la part de l'état³⁸, sont certainement les deux facteurs causatifs de cette situation.

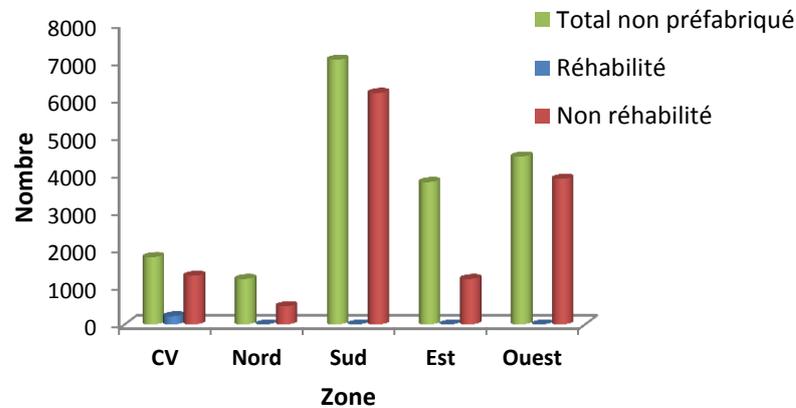


Fig. 4.18. Etat de réhabilitation de l'habitat individuel dans la ville de *Chlef*

4.3.2. Résultats des scénarios sismiques

Les trois scénarios sismiques réalisés dans le cadre de cette thèse, prennent en considération deux situations urbaines distinctes :

- Celle de 1980 pour le cas du premier scénario, qui vise la régénération du séisme d'*El Asnam* 1980. Tel que avancé, 3166 bâtiments sont considérés dans ce scénario,
- Celle correspondant à l'état urbain actuel de la ville de *Chlef*, pour les scénarios II et III. 22053 bâtiments constituant le parc immobilier existant sur le terrain³⁹ sont considérés. Ceux en cours de réalisation ne sont pas pris en compte. Notons qu'en raison de leur conception conformément à l'RPA (2003), ces derniers ont une faible vulnérabilité sismique et n'influencent pas les résultats.

4.3.2.1. Scenario I (régénération du séisme d'*El Asnam* 1980)

Afin de comparer les résultats des dommages simulés aux dommages observés lors du séisme d'*El Asnam* 1980, l'erreur maximale Δ_{max} et minimale Δ_{min} , entre les dommages simulés et ceux observés, est calculée pour chaque simulation et pour chaque zone. Cette comparaison est donnée par le tableau 4.7.

La plus grande différence entre les dommages simulés et ceux observés est de 12.69% (simulation n°1, zone 2). Cependant, c'est la 3^{ème} simulation qui donne les meilleurs résultats, car, la différence maximale à l'échelle de la zone est de 12.63% (simulation n°3, zone 1) et la moyenne pour les quatre zones (échelle de la ville) est de 7,89%. Ce résultat s'avère raisonnable pour un scénario basé sur une approche statistique appliquée à l'échelle d'une ville.

³⁸ L'attribution de ces indemnités financières aux sinistrés a été faite trente ans après le séisme du 10 octobre 1980.

³⁹ Ce chiffre correspond à l'état du parc urbain recensé en fin 2015.

Table 4.7. Comparaison des résultats des simulations et des dommages observés

Zone 1 Dommages (%)	Observés	19	60.24	20.5	Δ Max	Δ Min	
	Simulés	Simulation 1 $t=8,8,8$	12.99	56.07	30.93	10.43	4.17
		Simulation 2 $t=8,8,6$	11.72	55.08	33.20	12.70	5.16
		Simulation 3 $t=8,8,4$	14.84	52.00	33.13	12.63	4.16
Zone 2 Dommages (%)	Observés	31.11	45.55	22.22	Δ Max	Δ Min	
	Simulés	Simulation 1 $t=8,8,8$	18.42	58.01	23.56	12.69	1.34
		Simulation 2 $t=8,8,6$	16.19	56.92	26.88	14.92	4.66
		Simulation 3 $t=8,8,4$	21.06	52.04	26.90	10.04	4.67
Zone 3 Dommages (%)	Observés	21.53	45	33.28	Δ Max	Δ Min	
	Simulés	Simulation 1 $t=8,8,8$	12.79	53.48	33.72	8.74	0.44
		Simulation 2 $t=8,8,6$	11.46	52.82	35.72	10.07	2.44
		Simulation 3 $t=8,8,4$	14.40	49.90	35.72	7.15	2.44
Zone 4 Dommages (%)	Observés	27.75	49.59	20.2	Δ Max	Δ Min	
	Simulés	Simulation 1 $t=8,8,8$	24.85	61.22	13.91	11.63	2.89
		Simulation 2 $t=8,8,6$	21.32	58.97	19.70	9.38	0.50
		Simulation 3 $t=8,8,4$	29.52	50.86	19.62	1.77	0.58

La figure 4.19 montre le résultat moyen des simulations faites pour chaque degré de dommage et pour chaque zone. L'analyse de cette figure, nous conduit à constater, qu'en général, la simulation surestime les dommages D2-D3 et D4-D5 et sous-estime les dommages D0-D1. Ceci peut être attribué à plusieurs facteurs dont :

- L'intensité sismique convertie en magnitude par le simulateur est légèrement supérieure à celle du séisme d'El Asnam ($M_s = 7,3$),
- L'hypothèse que nous avons adopté en classant les dommages de degrés D0-D1 dans la catégorie de dommage "vert", D2-D3 dans la catégorie "orange", et D4-D5 dans la catégorie "rouge",
- La considération de seulement cinq secteurs I, II, III, IV et IX, que nous avons classé en quatre zones (Fig. 4.4), et non de tous les secteurs recensés dans le tableau 4.1,
- Les éventuels effets de site géologiques aggravant les dommages subis par les bâtiments, notamment dans les secteurs I et II, et dont nous n'avons pas tenu compte dans les simulations,
- L'effet des répliques dont, la principale avait atteint une magnitude de 6,2 (Ouyed, 1981), et qui a certainement augmenté l'ampleur des dégâts,
- L'expertise des dommages et leur classification dans les catégories (vert, orange et rouge) nécessitant une formation parasismique que certains techniciens ayant fait le relevé des dommages en 1980 n'en disposaient pas encore.

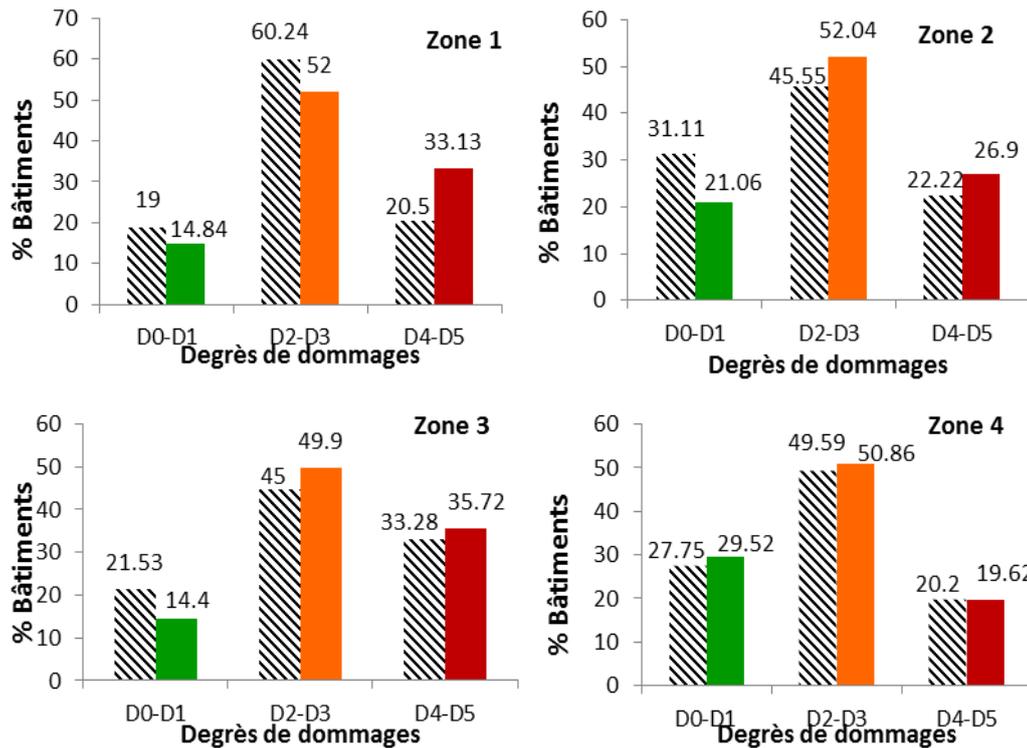


Fig 4.19. Comparaison des résultats de la simulation n°3 (barres colorées) et des dommages observés (barres hachurées)

Concernant la répartition géographique des dommages, la figure 4.20 montre que les bâtiments les plus endommagés dans le secteur I (centre-ville), identifiés lors de la mission post-sismique faite sur terrain, représentés sur la figure 4.20b (Bertero and Shah, 1983), sont également identifiés sur la carte des dommages simulés établie par l’outil ARMAGEDOM (Fig.4.20a). Les bâtiments susceptibles de subir des dommages de degrés D4 et D5 (en rouge sur la figure 4.20 a) sont bien ceux qui ont réellement subi des dommages sévères et très sévères, selon la description donnée par Bertero and Shah (1983) dans ce secteur (encadré en rouge sur la figure 4.20 b).

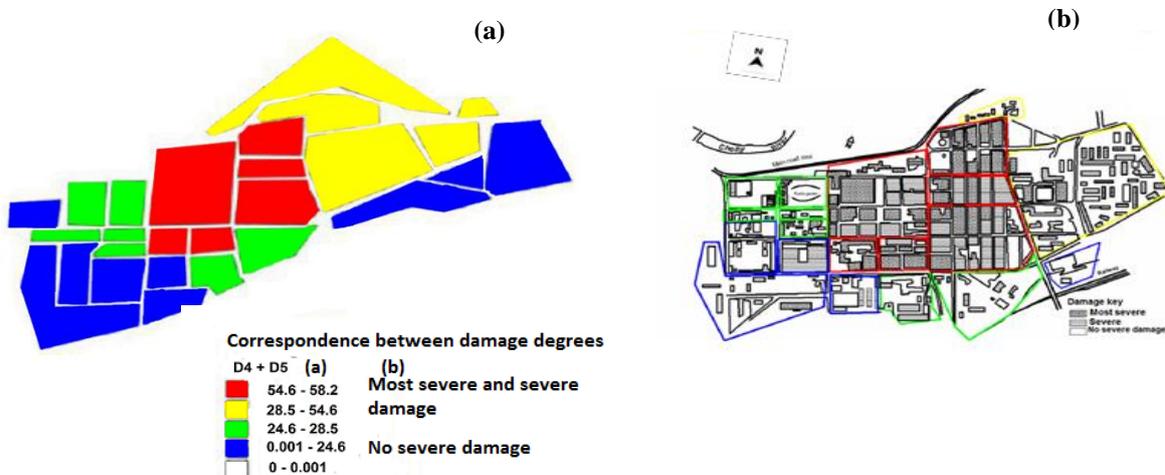


Fig.4.20. Comparaison de la répartition géographique des dommages simulés et observés

4.3.2.2. Scenario II (Chlef actuellement)

Le scénario II est simulé, en considérant un séisme de même caractéristiques que celui d'El Asnam 1980, dans les conditions urbaines actuelles de la ville de Chlef. La valeur de l'intensité sismique, convertie par le simulateur à partir de celle du PGA, est supérieure à IX, mais n'atteint pas l'intensité X. Le tableau 4.8 et la figure 4.21(a) donnent les zones dans les quelles les dommages structuraux ($D \geq D3$) sont les plus importants. Par ordre décroissant ces zones sont: la zone nord, le centre-ville, la zones ouest, la zone est et enfin la zone sud qui est la moins affectée.

En comparant les résultats de ce second scénario avec ceux du premier, on peut aisément constater la grande amélioration du comportement sismique des typologies existantes dans les conditions urbaines actuelles de la ville de Chlef par rapport à celles d'El Asnam en 1980 et par conséquent, la diminution de leur vulnérabilité sismique. En effet, dans le second scénario 3,53% seulement des bâtiments risquent de subir des dommages de degrés D4-D5 au centre-ville (Tab 4.8). Alors qu'en 1980, les dégâts rouge enregistrés dans les secteurs I et II formant le centre-ville (Tab. 4.1) était de 21,35%.

Tableau 4.8. Degrés d'endommagement des bâtiments par zone

Zones	Nombre de bâtiments	Dommages structuraux (%)	Niveau de dommage					
			D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅
Centre-ville	1606	15.14	31.28	31.12	22.46	11.61	3.31	0.22
Est	5037	6.45	47.96	28.57	13.69	5.20	1.18	0.07
Nord	1224	21.10	15.94	32.73	30.24	16.47	4.38	0.25
Ouest	7671	8.78	41.65	31.66	17.91	7.18	1.53	0.07
Sud	6515	5.12	45.48	31.36	13.87	4.31	0.77	0.04

Le tableau 4.9 et la figure 4.21(b) donnent les typologies concernées par les dommages structuraux (dommages $\geq D3$). Ceci permet de dresser leur ordre de priorité de réhabilitation. Les typologies TM et T1, pour lesquelles les dommages structuraux sont de 41,84% et 26,91% respectivement, se placent au premier rang. La typologie T2 vient en troisième rang avec 5,39% suivie par le reste des typologies qui sont affectées par moins de 5% de ces dommages. D'où, on peut conclure qu'un nombre de 8242 bâtiments présente une priorité pour la réhabilitation.

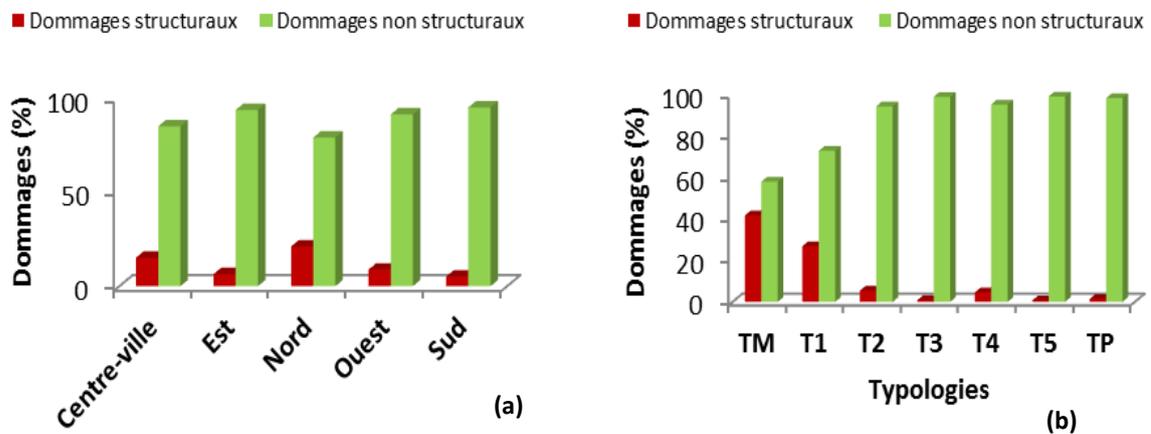


Fig. 4.21. Dommages structuraux (scénario II): (a) par zone et (b) par typologie

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

La figure 4.22 montre les résultats du scénario II en termes de dommages de degrés graves (D4 et D5). Entre 3 et 14% des bâtiments sont susceptibles de subir des dommages de ces degrés (Fig 4.22a). Alors que les dégâts “rouges”, enregistrés par les bâtiments en 1980 correspondants à ces degrés de dommages, fut de 23,31% pour l’ensemble des secteurs recensés dans la ville (Tab. 4.1).

Tableau 4.9. Degrés d’endommagement des bâtiments par typologie

Typologie	Nombre de bâtiments	Dommages structuraux (%)	Niveau de dommage					
			D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅
<i>TM</i>	889	41.84	2.95	20.24	34.96	29.30	11.52	1.02
<i>T1</i>	7353	26.91	6.84	28.65	34.31	20.79	5.79	0.33
<i>T2</i>	3140	5.39	33.93	38.36	18.06	4.82	0.56	0.01
<i>T3</i>	1305	0.84	71.14	22.69	5.33	0.79	0.05	0.00
<i>T4</i>	942	4.53	39.12	38.34	16.52	4.08	0.44	0.01
<i>T5</i>	636	0.64	72.62	19.65	4.31	0.60	0.04	0.00
<i>TP</i>	7788	1.46	62.19	28.40	7.94	1.36	0.10	0.00

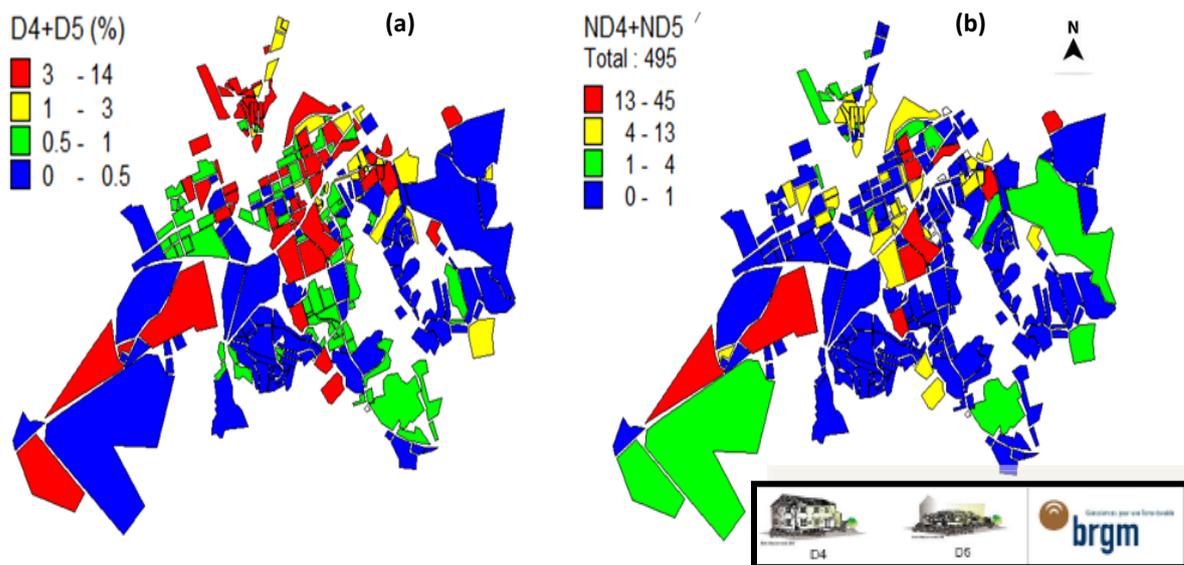


Fig. 4.22. Résultats de l’évaluation des dommages D4-D5 dans la ville de Chlef (scénario II):
(a) pourcentage et (b) nombre de bâtiments

4.3.2.3. Scenario III (Séisme généré par la faille des “Montagnes Rouges”)

Les résultats de la simulation du scénario III, dans lequel on suppose un séisme généré par la faille active probable des *Montagnes rouges*, dont la magnitude maximale est de 6,3 sont représentés sur la figure 4.23 et dans le tableau 4.10. Tout comme le scénario précédent, c’est également la zone nord qui risque de subir le maximum de dommages structuraux (10,75%) suivie du centre-ville (7,07%). La zone ouest, même si moins touchée par ce type de dommages, en concentre plus de 4% en raison de la forte concentration de la typologie *T1* dans cette zone.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

L'ampleur des dommages est nettement moins étendue que dans le scénario II. En effet, alors que les dommages structuraux fluctuaient aux parages de 21% (Tab. 4.8) pour la zone la plus concernée par ce type de dommages, qui est la zone nord, ils n'excèdent pas 10,75% dans le cas de ce troisième scénario pour la même zone.

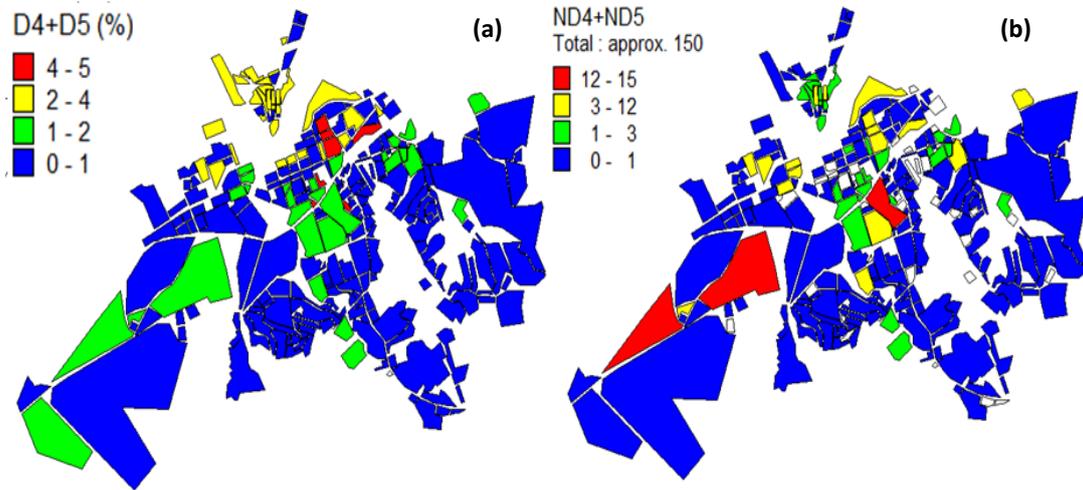


Fig. 4. 23. Résultats de l'évaluation des dommages D4-D5 dans la ville de *Chlef* (scénario III): (a) pourcentage et (b) nombre de bâtiments

Tableau 4.10. Degrés d'endommagement des bâtiments par zones (scénario III)

Zones	Nombre de bâtiments	Bâtiments (%)	Damage state					
			D0	D1	D2	D3	D4	D5
Centre-ville	1606	7.28	46.52	30.14	16.27	5.94	1.09	0.04
Est	5037	22.84	67.58	19.86	7.07	1.89	0.26	0.01
Nord	1224	5.55	28.69	36.74	23.81	9.09	1.61	0.05
Ouest	7671	34.78	55.17	28.17	12.39	3.71	0.55	0.01
Sud	6515	29.54	65.58	21.80	6.75	1.52	0.18	0.00

Enfin, il est à souligner que ce scénario ne représente pas un cas défavorable, certainement en raison de la faible magnitude sismique comparée à celle prise dans le scénario II. La valeur du PGA convertie en intensité sismique par le simulateur est de l'ordre de *VIII*. Par ailleurs, c'est les résultats du second scénario qu'il faudra prendre pour l'établissement des priorités de réhabilitation des bâtiments.

4.3.3. Courbes de vulnérabilité

Les courbes de vulnérabilité, qui sont la représentation graphique de la matrice de probabilité de dommage (DPM) et qui représentent la relation entre la moyenne des dommages et l'intensité sismique, sont développées pour les deux ensembles de typologies des bâtiments existants à *El Asnam* en 1980 et à *Chlef* actuellement. Dans les deux cas, ces courbes de vulnérabilité sont tracées à partir du calcul du taux de dommage moyen μ_D donné par l'équation (1-5).

4.3.3.1 Typologies existantes à *El Asnam* en 1980

Les intensités sismiques inférieures à *V* donnent des taux de dommages moyens très faibles. Ainsi, les courbes de vulnérabilité (Fig.4.24) sont tracées pour des intensités supérieures à *V* et pour

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

des niveaux de dommage allant du négligeable à la destruction totale (0 à 5). Les résultats des calculs des taux des dommages moyens μ_D sont donnés en annexe B.

La lecture de la figure 4.24 permet de constater une augmentation du taux de dommages moyens en fonction de l'augmentation de l'intensité sismique. Il est clair que les typologies les plus vulnérables sont *TB* et *TA*. Alors que la typologie *TB* risque de subir des dommages structuraux pour un intervalle d'intensité *EMS* allant de *VIII* à *IX*, la typologie *TA* n'est susceptible d'atteindre ces dommages qu'au-delà d'une intensité *IX*. Cependant, la typologie *TC* possède un meilleur comportement sismique par rapport aux deux précédentes. En effet, il faudrait une intensité supérieure à *X* pour qu'elle subisse le même niveau de dommage.

Bien entendu, les valeurs assignées dans ce travail aux indices de vulnérabilité sont à l'origine de ces résultats. Il est cependant à souligner que, cette approche présente une estimation assez satisfaisante de la vulnérabilité sismique du parc de bâtiments étudié, puisque la différence maximale entre les dégâts observés et simulés est de 12,69% à l'échelle de la zone et de 7,89% à l'échelle urbaine.

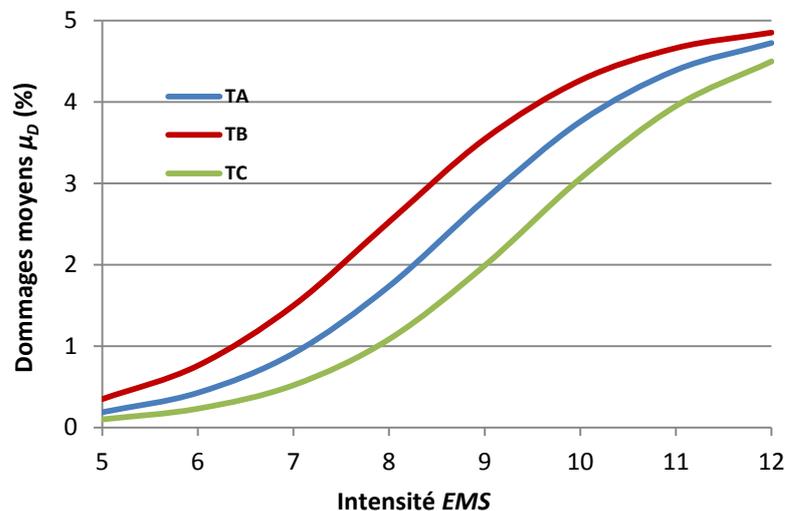


Fig.4.24. Courbes de vulnérabilité des typologies existantes à *El Asnam* en 1980

4.3.3.2. Typologies existantes à *Chlef* (scénarios II et III)

Les résultats du calcul du taux de dommages moyens μ_D des typologies existantes actuellement dans la ville de *Chlef* sont donnés en annexe B. Les courbes de vulnérabilité représentant graphiquement ces dommages moyens sont donnés par la figure 4.25. Cette figure fait apparaître deux familles de courbes de vulnérabilité :

- Celles des deux typologies les plus vulnérables *TM* et *T1* dont, les courbes sont très proches sous des intensités inférieures à *VII*, puis ont tendance à s'éloigner par un faible intervalle au-delà de cette intensité. Pour cette première famille de courbes, les dommages structuraux sont atteints pour une intensité entre *IX* et *X*, mais plus proche de *X*.

- Celles des cinq autres dont, les courbes sont très voisines jusqu'à une intensité de *VIII*, puis divergent en trois branches :

- *T2-T4* et *T3-T5* qui forment des courbes quasi superposées. Le couple *T2-T4* atteint les dommages structuraux pour une intensité égale à *XI*. Celui des typologies *T3-T5* atteint ces dommages pour une intensité égale à *XII*.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

- T_p dont la courbe se distingue des deux précédentes. Cette typologie atteint les dommages structuraux pour une intensité proche de XII , ce qui confirme sa faible vulnérabilité sismique.

L'analyse de ces courbes indique que, lors de faibles séismes, le taux des dommages moyens probable pour les sept typologies, qui reste très faible, est approximativement le même. Ce taux diffère dès que l'intensité du séisme dépasse $VIII$. En effet, les deux typologies $TM-T1$ peuvent enregistrer des dommages moyens sensiblement différents avec une prédominance de ceux de la première typologie par rapport à la seconde en raison de son haut indice de vulnérabilité. Ce taux de dommages est pour chacun des couples $T2-T4$ et $T3-T5$ quasi identiques. Pour la typologie T_p , il est médian entre les taux de dommages moyens des deux couples précédents.

Soulignons que, quel que soit la tendance que suit la courbe de vulnérabilité, le taux de dommage probable pour chacune des sept typologies, est ascendant en fonction de l'augmentation de l'intensité. En raison de la similitude observée sur les courbes de vulnérabilité des deux couples $T2-T4$ et $T3-T5$, le nombre des typologies constructives pour ce scénario peut être réduit à cinq.

Enfin, il est à noter que d'après la sismicité historique et instrumentale dans la zone d'étude, l'intensité X n'a jamais été dépassée. D'où, seules les deux typologies héritées de l'époque urbaine d'avant 1980 (TM et $T1$) peuvent subir des dommages structuraux en cas de séisme semblable au séisme de scénario choisi. Par conséquent, par rapport au scénario I , une nette réduction de la vulnérabilité sismique du parc urbain est constatée.

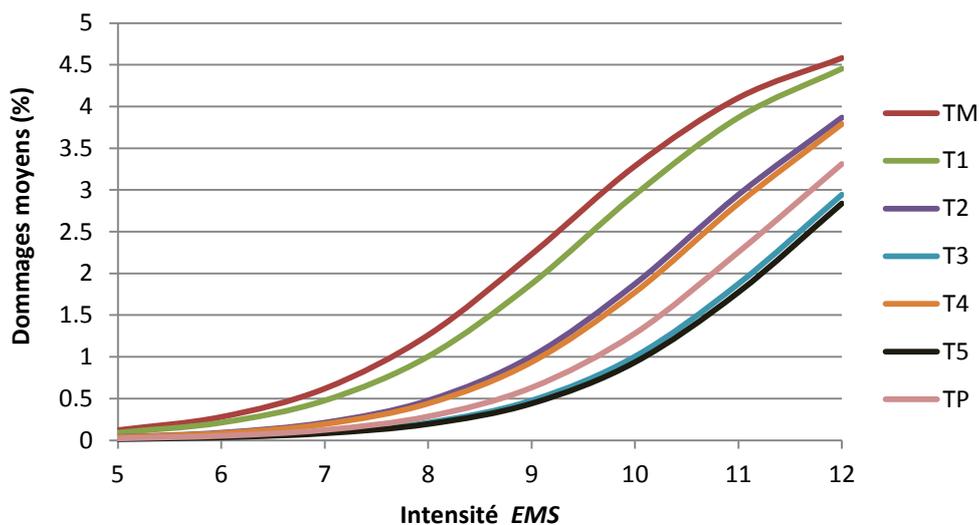


Fig.4.25. Courbes de vulnérabilité des typologies existantes à *Chlef* actuellement

4.3.4. Distribution des dommages et développement des courbes de fragilité

Les courbes de fragilité définissent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommages, pour une valeur donnée de l'intensité sismique. Les résultats des calculs de ces probabilités d'endommagement, pour chaque typologie et dans les deux situations urbaines considérées (1980 et actuellement), sont donnés en annexe B.

Les distributions des dommages pour des intensités allant de IX à XII , et les courbes de fragilité pour des intensités allant de V à XII , sont exposées par les figures 4.26 et 4.27 pour les typologies existantes à *El Asnam* en 1980 et par les figures 4.28 à 4.34 pour les typologies présentes à *Chlef* actuellement.

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

L'analyse de ces figures nous permet de constater que, dans tous les cas de scénarios, la probabilité d'endommagement des bâtiments est proportionnelle à l'augmentation de l'intensité sismique. De plus, les constatations suivantes peuvent être tirées:

- a) Pour les typologies existantes à *El Asnam* en 1980:
- Les dommages structuraux ($\geq D3$) sont atteints à partir des intensités sismiques *VI*, *VII* et près de *VIII* pour les typologies *TB*, *TA* et *TC* respectivement (Figs.4.26 et 4.27). D'où, c'est la dernière typologie qui a la moindre probabilité d'endommagement structurel.
 - Pour la même intensité du séisme d'*El Asnam* 1980, la typologie *TB* subit environ 76% des dommages de degrés D4-D5 (18% D4 + 58% D5) contre 14% et 6% seulement subis par les typologies *TA* et *TC* respectivement. Cette constatation est confirmée par l'importance des dégâts subis par les bâtiments appartenant à la typologie *TB* lors de ce séisme.
 - L'analyse de la distribution des dommages, résumée dans le tableau 4.11, montre qu'une intensité *IX* cause plus de dommages non structuraux à la typologie *TC* qu'aux typologies *TA* et *TB* qui, subissent des dommages structuraux importants sous cette intensité. Cette constatation est confirmée aussi par les observations post-sismiques faites après le séisme de 1980. Nonobstant ceci, une intensité *X* causerait des dommages structuraux importants aux trois typologies.

Tableau 4.11. Probabilité d'endommagement structural et non structural (scénario I)

Typologies	Intensité EMS			
	IX		X	
	Dommages (%)		Dommages (%)	
	structuraux ($\geq D3$)	non structuraux ($< D3$)	structuraux ($\geq D3$)	non structuraux ($< D3$)
<i>TA</i>	64	36	77	23
<i>TB</i>	88	12	98	2
<i>TC</i>	33	67	71	29

b) Pour les typologies existantes à *Chlef* actuellement:

- Vu que le séisme simulé est d'une intensité comprise entre *IX* et *X*, nous nous focaliserons sur ces deux intensités pour l'analyse de la probabilité d'endommagement des différentes typologies existantes. Le tableau 4.12 résume la dite analyse.

Tableau 4.12. Probabilité d'endommagement structural et non structural (scénario II)

Typologies	Intensité EMS			
	IX		X	
	Dommages (%)		Dommages (%)	
	structuraux	non structuraux	structuraux	non structuraux
<i>TM</i>	41	59	79	21
<i>T1</i>	28	72	67	33
<i>T2</i>	06	94	28	72
<i>T3</i>	06	94	25	75
<i>T4</i>	05	95	25	75
<i>T5</i>	0	100	04	96
<i>TP</i>	01	99	10	90

Chapitre 4 : Evaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti

Il est clairement constaté que, les typologies *TM* et *T1* (Figs.4.28 et 4.29) sont celles qui peuvent subir les dommages structuraux les plus importants dans le cas d'intensités sismiques *X*. Cependant, pour une intensité *IX*, les dommages non structuraux sont beaucoup plus importants que structuraux pour ces deux typologies. Cet état est essentiellement dû à l'indice de vulnérabilité élevé attribué à ces deux typologies, comparées aux autres typologies.

Les typologies *T2* et *T3* (Figs.4.30 et 4.31) sont beaucoup plus concernées par les dommages non structuraux (94%) en cas d'un séisme d'intensité *IX*, en raison de leur conception parasismique qui leur confère un meilleur comportement. Malgré cela, elles peuvent subir des dommages structuraux de l'ordre de 28 et 25% respectivement, en cas de séisme d'intensité *X*. Notons que ces deux typologies possèdent des probabilités d'endommagement non structural similaires pour l'intensité *IX* et voisines pour l'intensité *X*. Cette analogie peut être expliquée par le fait d'avoir considéré, lors de l'évaluation des indices de vulnérabilité, le même niveau du règlement parasismique pour les bâtiments construits entre 1981 et 2003.

La typologie *T4* (Fig.4.32) a un meilleur comportement sismique, même si les dommages non structuraux qu'elle subit sont très importants sous les deux intensités. Son degré d'endommagement structurel est pourtant relativement élevé (25%) pour une intensité *X*. Le système de contreventement (ossature auto stable) est certainement la cause de ce constat.

La typologie *T5* (Fig.4.33) détient un très bon comportement sismique puisque, même à une intensité de *X*, le maximum des dommages structuraux qu'elle risque de subir ne dépassent pas 4%. Ceci est le résultat d'un contreventement par murs voiles et d'une conception parasismique conforme à la dernière version du RPA (2003).

Enfin, le degré d'endommagement structurel de la typologie *TP* (Fig.4.34) est presque nul sous une intensité *IX* et n'excède pas 10% sous une intensité *X*. Ce taux d'endommagement est dû à la présence de bâtiments appartenant à la typologie *T2* qui lui sont mitoyens, tel qu'expliquer en chapitre III.

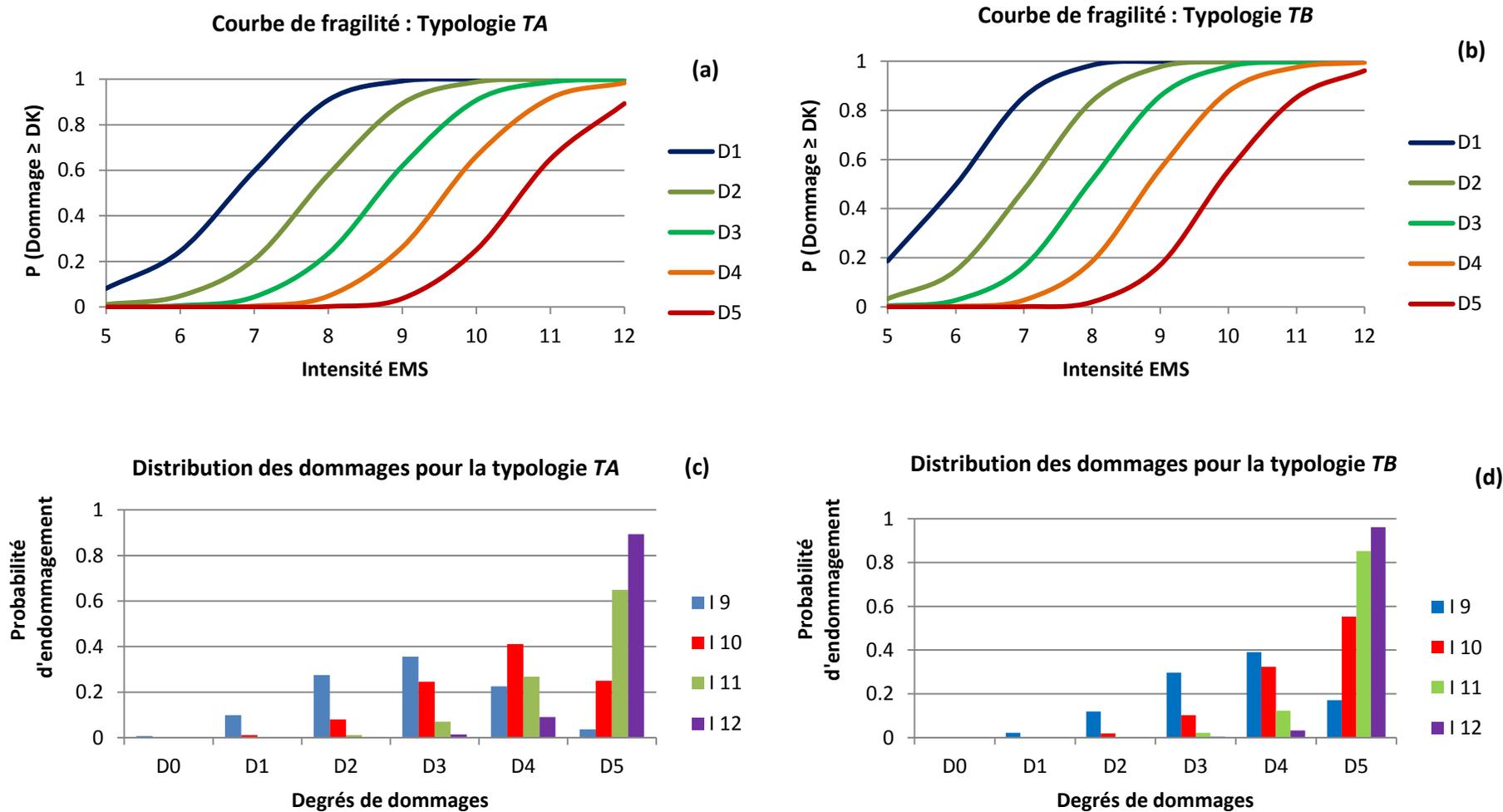


Fig. 4.26. Courbes de fragilité (a, b) et distribution des dommages (c, d) pour les typologies TA et TB (El Asnam en 1980)

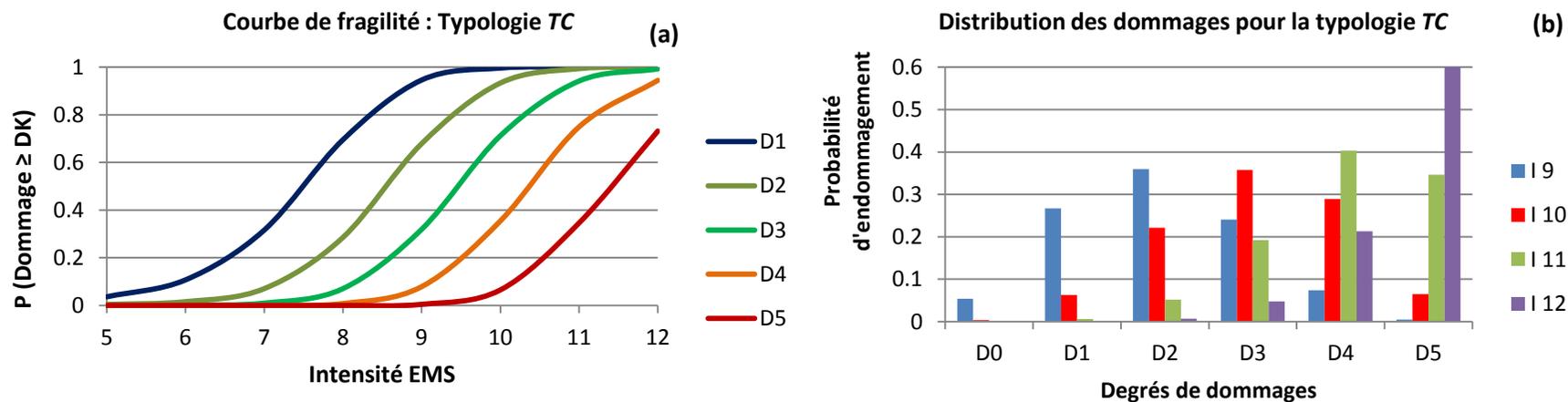


Fig.4.27. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie TC (El Asnam en 1980)

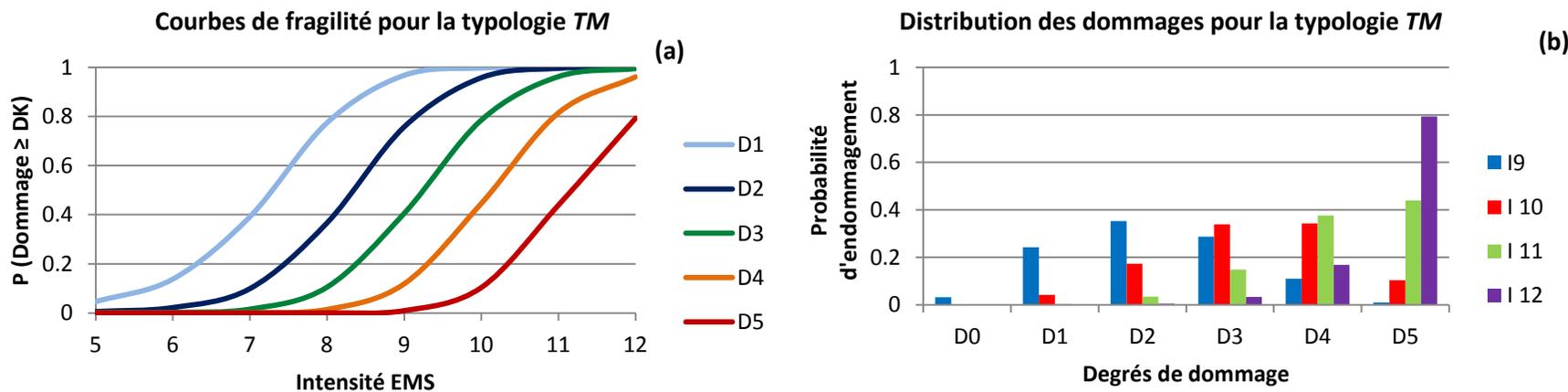


Fig. 4.28. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie TM (Chlef actuellement)

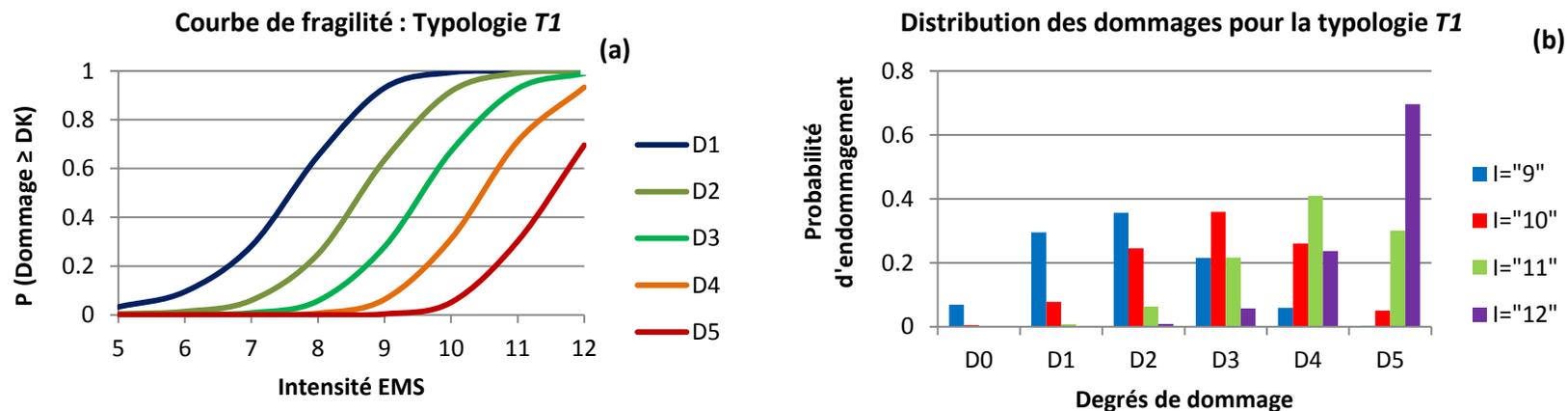


Fig. 4.29. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie T1 (Chlef actuellement)

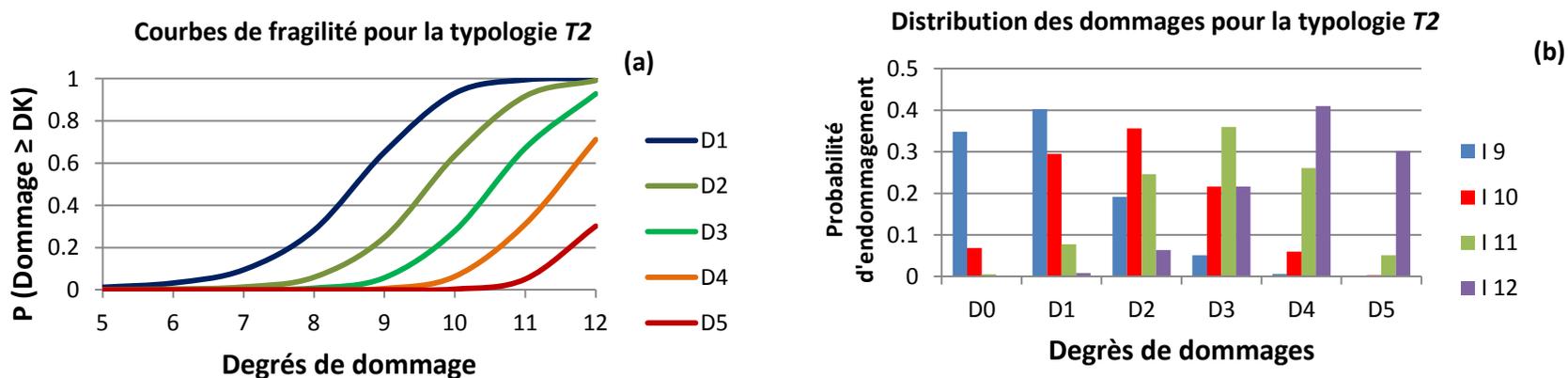


Fig. 4.30. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie T2

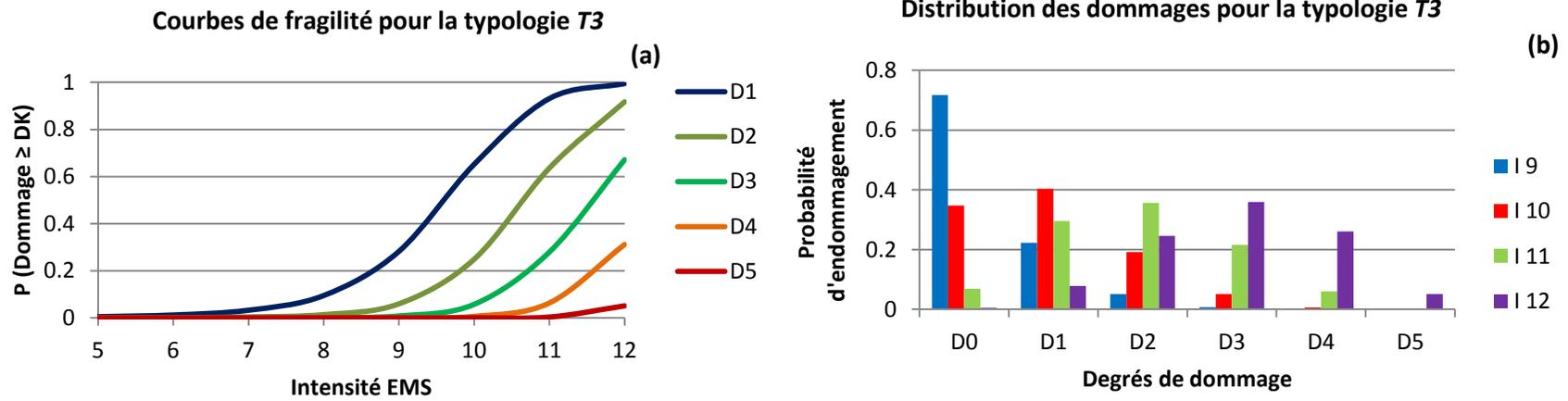


Fig. 4.31. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie T3

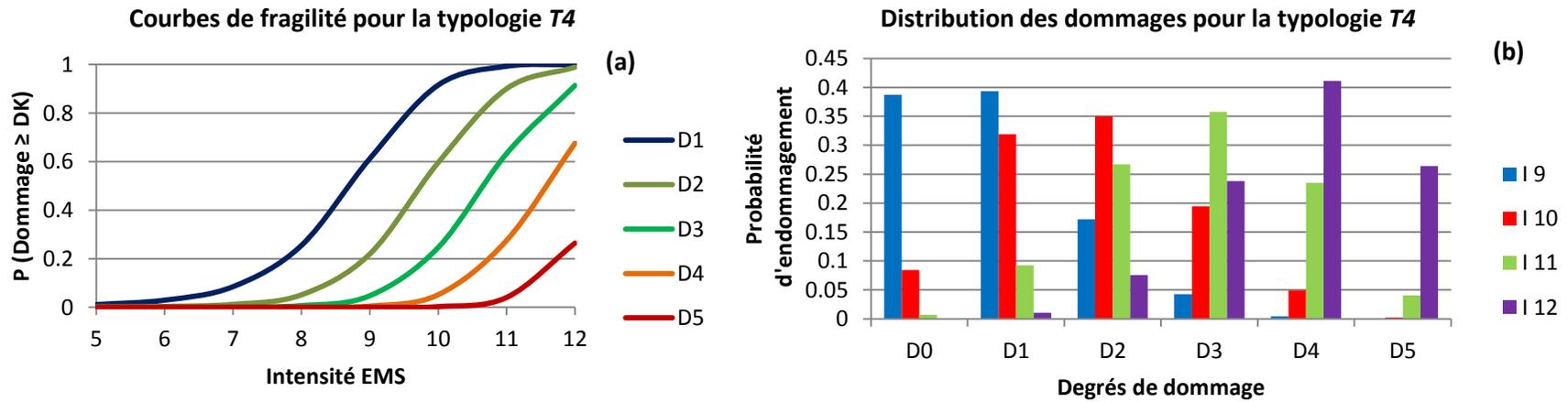


Fig. 4.32. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie T4

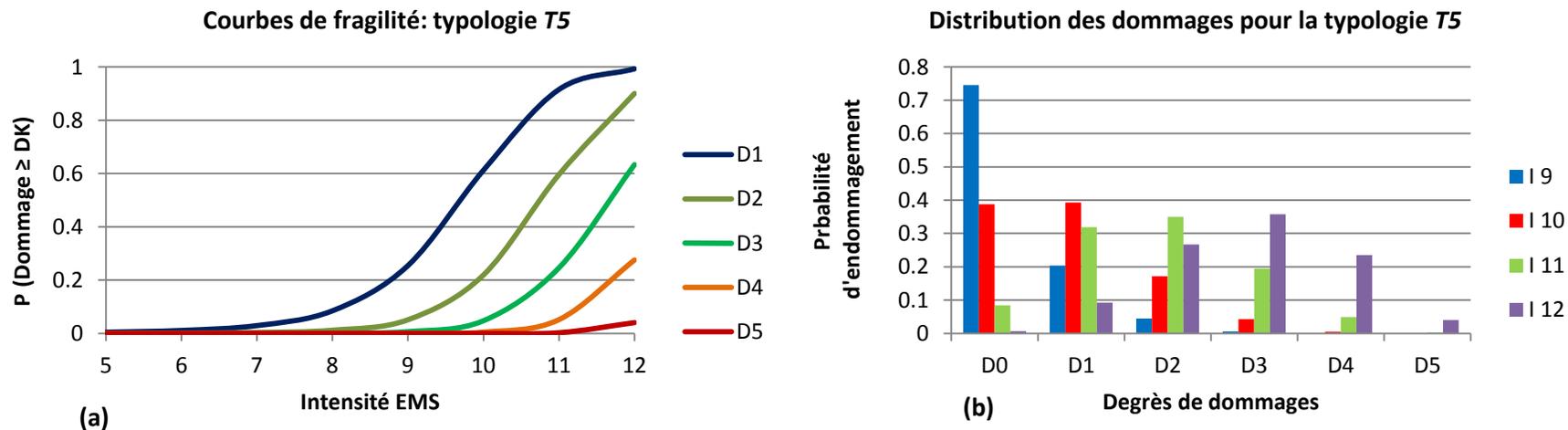


Fig. 4.33. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie T5

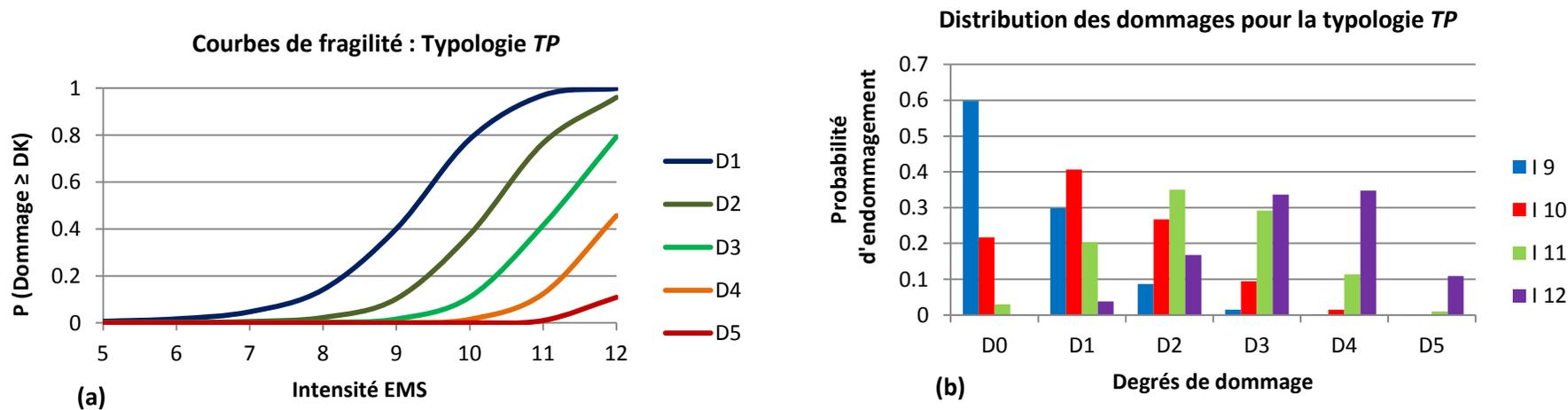


Fig. 4.34. Courbes de fragilité (a) et distribution des dommages (b) pour la typologie TP

4.4. Conclusion

Nous avons consacré ce chapitre à la description de la méthodologie adoptée dans cette thèse pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique urbaine du cadre bâti de la ville de *Chlef* et à la présentation des résultats de cette évaluation dans les deux situations urbaines : *El Asnam* en 1980 et *Chlef* actuellement. Les types des données nécessaires, les outils numériques et les typologies identifiées ont été clairement énoncés, en suivant rigoureusement les différentes phases du travail élaboré.

La procédure de simulation des scénarios de dommages a été expliquée, en exposant les outils numériques SIG et ARMAGEDOM utilisés pour cette fin. Un rappel est fait sur la méthode *Risk-UE*, utilisée pour l'identification des typologies constructives, le choix des indices de vulnérabilité à attribuer à chaque typologie et le développement des courbes de vulnérabilité et de fragilité pour les différentes typologies existantes aussi bien à *El Asnam* en 1980 qu'à *Chlef* actuellement.

L'inventaire du parc immobilier établi dans ce travail a été présenté et analysé. Les résultats des trois scénarios sismiques simulés ont été exposés et discutés. Par la suite, les courbes de vulnérabilité et de fragilité ainsi que les distributions des dommages pour les différentes typologies ont été abordés. L'objectif de notre travail étant de simuler les conséquences directes (dommages causés aux bâtiments) du séisme de scénario choisi, la restitution des résultats des scénarios simulés ont été exposés sous forme cartographique et leur analyse est synthétisée en histogrammes et tableaux permettant leur comparaison et discussion.

Etant donné que le présent travail est pionnier dans la zone d'étude, il a fallu valider la méthodologie et les indices de vulnérabilité choisis. Cette validation est faite grâce à la comparaison des résultats du premier scénario aux dommages observés lors du séisme d'*El Asnam* 1980. Une différence maximale de 12,69% à la dimension de la zone et de 7,89% à celle de la ville est constatée. Ce résultat s'avère acceptable pour une étude à l'échelle urbaine basée sur une approche statistique.

Les scénarios sismiques simulés nous ont permis d'avoir une claire idée sur le comportement des différentes typologies existantes dans la zone d'étude dans le cas des séismes de scénario choisis : séisme d'*El Asnam* 1980 et celui généré par la faille des *Montagnes Rouges*. Les principaux résultats de ces scénarios sont les suivants :

- Dans le cas de la situation urbaine actuelle, 14% au maximum des bâtiments dans toute la ville de *Chlef* peuvent subir des dommages de degrés D4-D5 sous l'effet d'un séisme de même magnitude que celui d'*El Asnam* 1980, contre 23,31% en 1980. Notons que vue l'actuelle croissance du parc de bâtiments par rapport à 1980, ce résultat n'est pas un critère de comparaison. Cependant, dans le centre-ville, qui n'a pas connu une extension importante par rapport à 1980, environ 3,5% des bâtiments sont susceptibles de subir ces dommages contre 21,35% en 1980.

- Les typologies les plus concernées par les dommages structuraux sont *TM* et *T1*, dont le nombre total est de 8242 bâtiments. La réhabilitation de ces deux typologies s'avère prioritaire. Les zones les plus concernées par ces dommages sont la zone nord et le centre-ville. D'où des plans d'intervention devraient être élaborés pour la gestion de crise dans ces deux zones.

- Enfin, il a été constaté qu'en raison de la faible magnitude et intensité sismiques comparées à celles considérées dans le scénario *II*, le séisme généré par la faille des *Montagnes Rouges*, engendre des dommages structuraux d'environ trois fois moins que ceux résultant du scénario *II*.

Chapitre 5 :
Elaboration de la carte thématique de
gestion du risque mouvement de terrains
induit par le séisme

5.1. Introduction

Le but de cette partie de la thèse est l'élaboration d'une carte thématique de gestion du risque mouvement de terrain induits par le séisme schématisant, pour chaque zone à l'intérieur du périmètre urbain de la ville de *Chlef*, le ou les procédés de renforcement de sol appropriés pour contrecarrer l'aléa ou les aléas contenus dans cette zone. Ceci nécessite une investigation expérimentale à travers laquelle, des essais au laboratoire doivent être réalisés. L'exploitation des données bibliographiques et des résultats d'autres études investies dans ce domaine sont d'une utilité évidente.

Lors de l'investigation expérimentale, l'effet de quelques paramètres sur la variation des caractéristiques mécaniques du sol étudié est analysé. Ces paramètres concernent: l'augmentation de la densité relative D_r , l'augmentation de la surface des géotextiles de renforcement, l'augmentation du taux de ciment pour les colonnes de ciment et l'augmentation du nombre d'éléments de renforcement pour les colonnes ballastées. Le but des essais est d'obtenir des indicateurs physiques, permettant de plaider l'utilisation des procédés de renforcement utilisés dans cette thèse.

Ainsi, nous présentons dans ce chapitre la méthodologie adoptée, les résultats des essais réalisés en laboratoire et la carte élaborée. Notons qu'hormis les essais cycliques réalisés au laboratoire de mécanique de l'école polytechnique de Lille (LML-France), tous les essais ont été réalisés au laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) de la faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'Université *Hassiba Benbouali (Chlef)*.

5.2. Méthodologie de cartographie

L'objectif visé est la réalisation d'une carte de gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme pour la ville de *Chlef*. La dite carte prendra en considération les aléas identifiées par l'étude de microzonation sismique : liquéfaction, glissement et tassement. Pour son élaboration, les données de base et la méthodologie ci-après décrits sont utilisés.

5.2.1. Données de base

L'élaboration de la carte thématique requiert l'utilisation de données géotechniques (profils de sols), et cartographiques (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme, image satellitaire, carte de microzonation sismique). L'acquisition de ces données a nécessité une approche bibliographique et une investigation au sein d'organismes habilités. Après traitement des données, une combinaison additive multi-sources est réalisée moyennant un SIG. Les outils utilisés sont:

- Une image satellitaire fournie par l'institut national de cartographie et de télédétection (Alger), datant de l'année 2013, d'où la nécessité de sa mise à jour par l'utilisateur de la carte PDAU reflétant le cadre urbain à l'horizon 2020 (Fig.3.5) et les constatations tirées des visites de site;
- Carte de microzonation sismique (échelle 1/5 000) de la zone urbaine de *Chlef* établie par le Woodward Clade Consultants (1984). Cette carte définit la nature et l'ampleur des aléas liquéfaction, tassement et glissement ;
- Résultats des essais réalisés en laboratoire dans le cadre de cette thèse.

5.2.2. Etapes de cartographie

La cartographie est réalisée en utilisant l’outil SIG et passe par les principales étapes résumées par la figure (5.1). Le traitement des données est effectué à l’aide des logiciels Didger 8.0 pour le géoréférencement des images et MapInfo 9.0 pour la numérisation des cartes. À l’issue de ce traitement, une base des données est constituée pour la création de couches et la cartographie. Cette base des données attribut à chaque *objet* (ici, zone avec un aléa spécifique) la nature et l’ampleur de cet aléa, le périmètre et l’aire de la zone concernée par l’aléa. Les étapes de réalisation de la carte sont les suivantes :

- Calage (géoréférencement) des images *raster* : En utilisant les informations localisées⁴⁰, le calage des cartes PDAU et de microzonation (Fig. 5.2a). est fait par le logiciel Didger 8.0 conformément au système de coordonnées géographique WGS84⁴¹ (World Geodetic System 1984), UTM (Universal Transverse Mercator) ZONE 31N⁴². Le périmètre urbain actuel de la ville de *Chlef* doit être conforme à celui de la carte PDAU et non à celui de la carte de microzonation.
- Digitalisation des données : Cette étape consiste en la matérialisation, sur la nouvelle couche (carte), des *objets* géographiques réellement existantssur le terrain (Fig. 5.2b). Il s’agit de mettre en conformité la carte réalisée avec l’existant, dans la mesure où certains *objets* figurant sur la couche de base ont disparu et d’autres non existants sont apparus.
- Création de la nouvelle table de données: Cette table est un tableau associé à la carte, contenant toutes les données attributaires (Fig. 5.2c). Ces dernières sont des informations que, nous attribuons à chaque *objet* matérialisé sur la carte. Cette étape permet l’obtention d’une banque de données géographiques afférente à la carte réalisée.
- Géolocalisation des recommandations sur les procédés de renforcement adéquats à chaque aléa et à chaque zone à risque : Il s’agit du positionnement sur la carte, d’indications textuelles, symboliques ou par des couleurs, accompagnées d’une légende explicative.

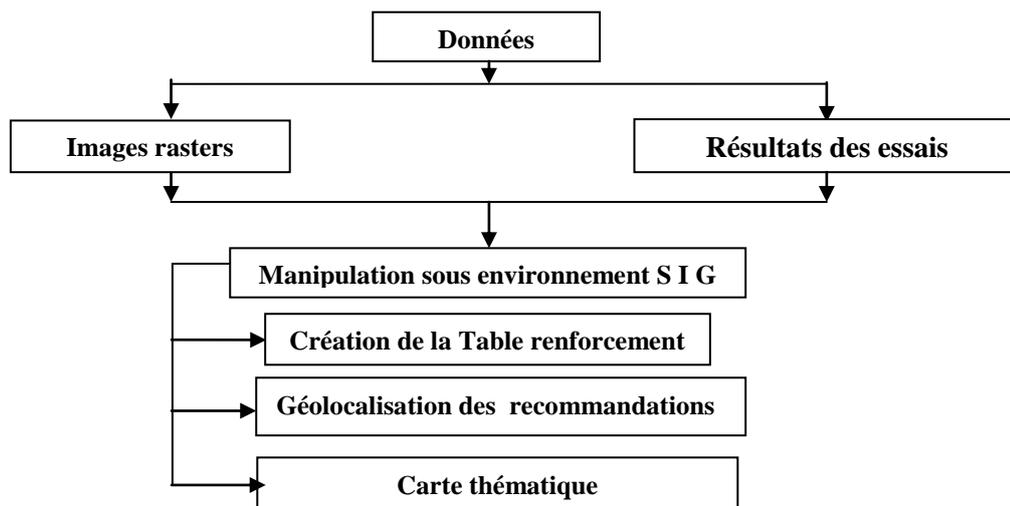


Fig. 5.1. Méthodologie de réalisation de la carte thématique

⁴⁰ Coordonnées en longitude et en latitude d’un point.

⁴¹ Actuellement, ce système est le plus utilisé en cartographie dans le monde entier et en Algérie.

⁴² L’hémisphère terrestre est divisé en 60 zones, la ville de *Chlef* se situe dans la zone 31 Nord.

Chapitre 5 : Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induit par le séisme

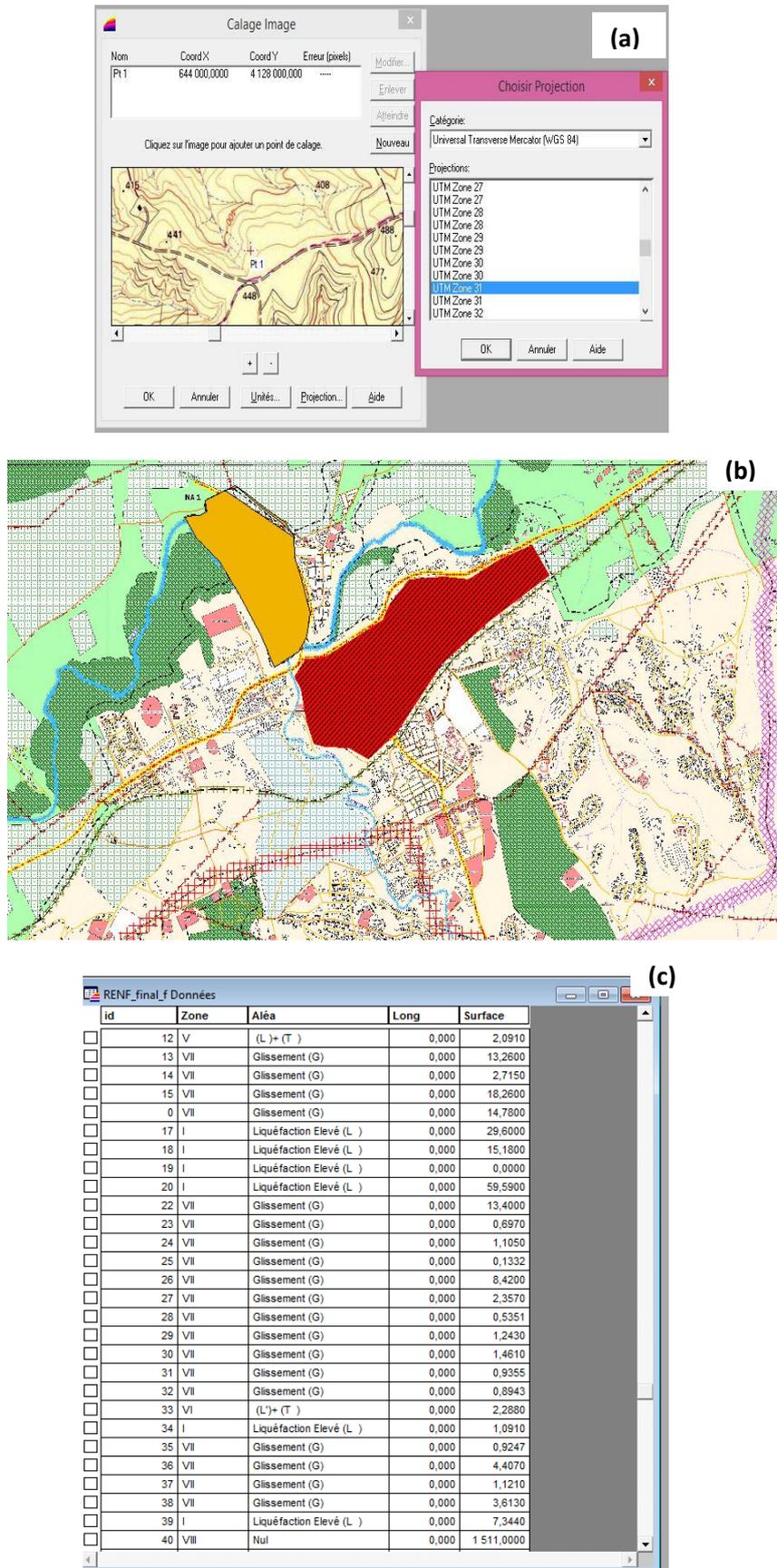


Fig. 5.2. Principales étapes de réalisation de la carte thématique:
 (a) calage des images *raster*, (b) digitalisation des *objets* et (c) table des données

5.3. Investigation expérimentale

5.3.1. Programme des essais réalisés

Quatre types de procédés de renforcement sont utilisés : la densification, les géotextiles, les colonnes ballastées et les injections de colonnes de ciment. Le comportement du sol est étudié par des essais triaxiaux dans les trois états (lâche, moyennement dense et dense) en conditions drainés et non drainés, sous une contrainte de confinement de 100 KPa. Cette valeur correspond à l'état de confinement dans lequel se trouvent les couches de sol susceptibles de se liquéfier.

La réponse du sol après renforcement est étudiée par le biais de 30 essais. Des essais monotones drainés et non drainés ont été réalisés pour les procédés de renforcement par densification et par colonnes ballastées. Pour le procédé de renforcement par géotextile les essais sont réalisés en condition non drainés. Finalement, pour le procédé de renforcement par de colonnes de ciment, les essais sont réalisés en conditions drainés. Dans le but, d'étudier l'effet de la densification sur le comportement du sol sous sollicitation cycliques, trois essais ont été réalisés. Le programme des essais réalisés. Le protocole d'essais réalisés est résumé dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1. Programme expérimental: procédé de renforcement, nombre et type d'essais

Procédé de renforcement		Etat			Total	Type d'essai
		Lâche	Moy. Dense	Dense		
Densification		1	1	1	3	Monotone Drainé
		1	1	1	3	Monotone Non drainé
		1	1	1	3	Cyclique
Géotextile	Non renforcé	1	1	1	3	Monotone Non drainé
	1/3 Surface	/	/	1	1	
	2/3 Surface	1	1	/	2	
	100% Surface	1	1	1	3	
Injection de colonnes de ciment	Non renforcé	1	/	/	1	Monotone Drainé
	Dosage 10 %	1	/	/	3	
	Dosage 15 %	1				
	Dosage 20 %	1				
Colonnes ballastées	Non renforcé	/	2	/	2	Monotone Drainé et Non Drainé
	1 colonne	/	2	/	6	
	2 colonnes		2			
	3 colonnes		2			

5.3.2. Dispositif expérimental

L'essai triaxial est réalisé pour déterminer la résistance au cisaillement des sols. L'appareil triaxial est largement utilisé, car il permet l'application des contraintes principales et l'obtention des déformations axiales et volumiques, le contrôle du drainage et la mesure des pressions interstitielles. Grâce à la forme cylindrique du moule, la fabrication des échantillons est simplifiée.

Cependant, l'appareil ne permet que l'application de champs de contraintes cylindriques. D'autres limites existent dont, l'influence de l'effet de frettage sur la résistance au cisaillement, l'impossibilité de reproduire en laboratoire de faibles vitesses dans les appareils triaxiaux

Chapitre 5 : Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induit par le séisme

classiques et l'impossibilité d'étudier certains phénomènes telle que la déformation lente des couches adsorbées. Dans le cadre de ce travail, nous avons utilisé l'appareil triaxial (Fig. 5.3) disponible au niveau du laboratoire LSME décrit dans Della (2010) et celui du laboratoire de mécanique Lille, qui est de même type que le premier.



Fig. 5.3. Schéma du dispositif expérimental utilisé

Pour l'exploitation des résultats d'un essai triaxial, certains paramètres sont utilisés. Le tableau 5.2 donne, à titre de rappel, un compendium de ces paramètres.

Tableau 5.2. Grandeur de calcul et paramètres utilisés dans l'essai triaxial

Grandeur	Symbole
Contrainte axiale	σ_1
Contrainte radiale	$\sigma_2 = \sigma_3$
Déviateur des contraintes	$q = \sigma_1 - \sigma_3$
Contrainte moyenne totale	$\sigma'_T = (\sigma_1 + 2\sigma_2) / 3$
Module sécant	$E = q / \varepsilon_1$
Surpression interstitielle	U
Contrainte moyenne effective	$\sigma'_{eff} = \sigma'_T - U$
Rapport de contrainte	$\eta = q / \sigma'_{eff}$
Déformation axiale	ε_1
Déformation radiale	ε_3
Déformation volumique	$\varepsilon_v = \Delta V / V$
Angle de frottement interne	ϕ
Cohésion	C

5.3.3. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés pour la réalisation des essais entrepris dans cette thèse sont: le sol constitué d'un mélange de sable naturel et de limon, le géotextile, le ciment et le ballast.

5.3.3.1. Sable et limons

Le sable et les limons utilisés proviennent d'oued *Chlef*. Le matériau a été prélevé à la tarière d'une foreuse lors des travaux de terrassement d'un ouvrage d'art. Selon ses caractéristiques physiques, ce sable est qualifié d'un sable propre mal gradué. Afin d'obtenir un mélange de sable-limon traduisant un état naturel du sol in situ, selon les sondages faits lors de l'étude de microzonation (WCC, 1984); une fraction de fines est ajoutée au sable jusqu'à 20% en masse. Le tableau 5.3 donne les propriétés physiques de ces matériaux. Les courbes granulométriques du sable et des limons, obtenues par tamisage à sec et par sédimentation respectivement, sont données par la figure 5.4

Tableau 5.3. Propriétés physiques du sol testé

Propriétés	Sable de <i>Chlef</i>	Limon de <i>Chlef</i>
Poids volumique γ_s (g/cm ³)	2,669	2,70
e_{max}	0,6334	1,42
e_{min}	0,3988	0,73
Cu : (D ₆₀ /D ₁₀)	3,38	-
D ₁₀	0,225	-
D ₅₀	0,61	-
Forme des particules	Arrondie	-
Limite de liquidité (W _L)	-	27,06
Limite de plasticité (W _P)	-	22,25
Indice de plasticité (I _P)	-	5,81

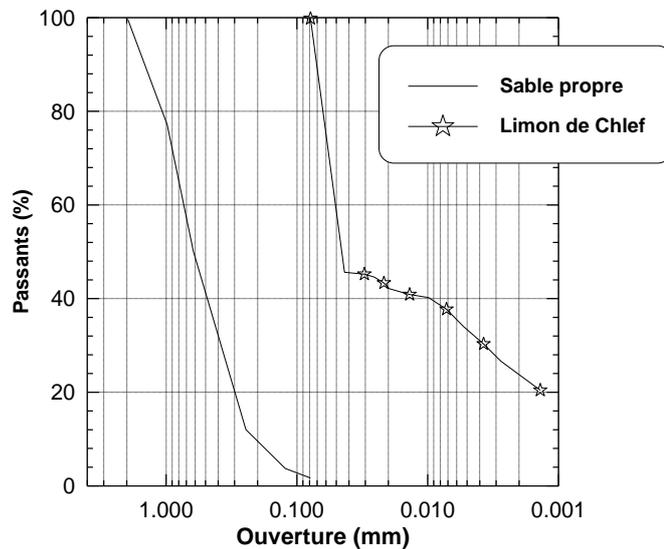


Fig. 5.4. Courbes granulométriques du sable et des limons d'oued *Chlef*

Le poids volumique des grains solides de sable, déterminé à l'essai au pycnomètre, vaut 2,669 g/cm³. Les essais ont été réalisés à trois densités relatives: Id = 20% pour un état lâche du

Chapitre 5 : Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induit par le séisme

sol, 50 % pour un état moyennement dense et 80 % pour un état dense. La densité relative, qui est une caractéristique des sables, est donnée par la relation suivante:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \dots\dots\dots(5.1)$$

e_{max} , e_{min} étant les indices de vide du sol extrêmes et e l'indice des vides en place à l'état de compacité naturel.

Le volume initial de l'échantillon étant connu (269,39 cm³), la masse de sable à mettre en place est évaluée en fonction de la densité souhaitée. Ainsi, pour $D_r = 20, 50$ et 80% on obtient des masses de 439.69, 474.24 et 497.34 g, respectivement. Dans les essais moyennement dense et dense, on réalise un déversement à sec par sous compaction. La masse de l'échantillon est répartie en sept couches (Tab. 5.4).

Tableau 5.4. Répartition des masses par couche (essais dense et moyennement dense)

Essai	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	M ₄ (g)	M ₅ (g)	M ₆ (g)	M ₇ (g)	Total (g)
MD	63,68	65,04	66,39	67,75	69,11	70,46	71,81	474,24
D	68,38	69,27	70,16	71,05	71,94	72,83	73,71	497,34

5.3.3.2. Géotextile

Le géotextile utilisé est de type NOTEX GX 100/50 dont le choix se rattache principalement à sa bonne qualité (Tab. 5.4) et à la facilité de sa mise en place dans l'échantillon, ainsi qu'à sa disponibilité au niveau du laboratoire LSME. Une seule nappe de géotextile est placée à mi-hauteur de l'échantillon (Fig.5.5). Dans le but d'étudier l'effet de la surface de renforcement sur l'amélioration de la réponse du sol, trois surfaces sont utilisées (Fig.5.6):

- 70 mm pour une surface du géotextile couvrant la totalité de la surface de l'échantillon,
- 40,4 mm pour une surface du géotextile couvrant le 1/3 de la surface de l'échantillon, et
- 57 mm pour une surface du géotextile couvrant les 2/3 de la surface de l'échantillon.

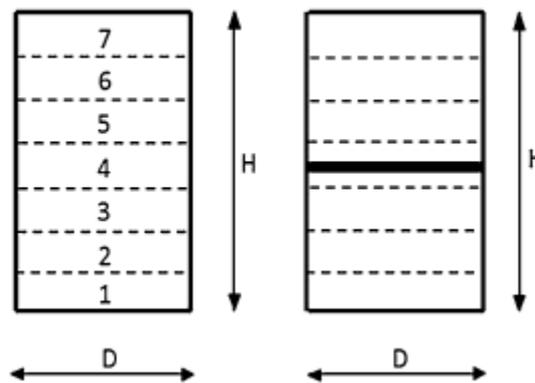


Fig.5.5. Emplacement de la nappe de géotextile dans l'échantillon

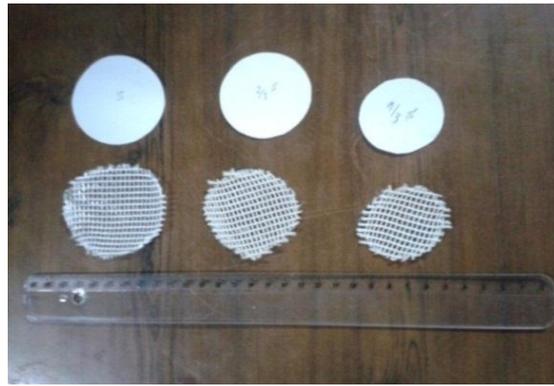


Fig. 5.6. Surface des géotextiles utilisés

Tableau 5.5. Caractéristiques techniques du géotextile utilisé

Type de caractéristiques	Caractéristique	Norme	Valeur	Tolérance
Physiques	Masse surfacique (g/m^2)	NF EN ISO 9864	300	$\pm 10\%$
	Epaisseur sous 2 KPa (mm)	NF EN 964-1	1,25	$\pm 20\%$
	Porosité de la surface(%)		43	
Mécaniques	Contrainte de rupture à la traction (KN/m)	NF EN ISO 10319	SP : 100	Val. Min.
	Résistance à la traction à 2% de déformation SP (KN)		ST : 50	Val. Min.
	Résistance à la traction à 3% de déformation SP (KN)		16	
	Résistance à la traction à 5% de déformation SP (KN)		23	
	Résistance à la traction à 5% de déformation SP (KN)	38	Val. Min.	
	Déformation à la rupture en tension (%)	NF EN ISO 10319	SP : 11 ST : 11	$\pm 20\%$ $\pm 20\%$
	Perforation dynamique (mm)	NF EN ISO 13433	19	$\pm 20\%$
	Résistance u poinçonnement statique CBR (KN)	NF EN ISO 12236	2,5	-10 %

5.3.3.3. Ciment

Le ciment utilisé est un ciment portland composé CPJ CEM II/A 42,5, produit par la cimenterie ECDE d'oued Sly (*Chlef*) et répond aux exigences de la norme NA 442- 2000. Il est obtenu d'un mélange finement broyé de 80% à 94% de clinker portland et de 6 à 20% d'ajouts (calcaire pur). Les constituants secondaires sont de 0 à 5% de sulfate de calcium comme régulateur de prise. Les caractéristiques chimiques et physiques de ce ciment, comparées aux exigences de la norme, sont données par le tableau 5.6.

Tableau 5.6. Caractéristiques chimiques et physiques du ciment utilisé

Caractéristiques chimiques		Caractéristiques physiques	
Norme NA 442	Ciment ECDE	Norme NA 442	Ciment ECDE
Sulfate $\text{SO}_3 \leq 3.5\%$	$\text{SO}_3 \leq 2.00\%$	Début de prise $\geq 60\text{mm}$	Début de prise $> 60\text{mm}$
Chlorure $\text{Cl} \leq 0.1\%$	$\text{Cl} \leq 0.08 \%$	Stabilité à chaud $\leq 10\text{mm}$	Stabilité à chaud $< 7\text{mm}$
		Retrait $28j \leq 1000\mu\text{m/m}$	Retrait $28j < 650\mu\text{m/m}$

L'essai consiste à utiliser des coulis de ciment sous forme de colonne, introduites dans l'échantillon de sol. Les colonnes sont fabriquées à partir d'un mortier constitué de sable et de ciment en dosage variable de 10 à 15 et 20%, mouillé à une teneur en eau égale à 2 % et déversé dans des tubes cylindrique (Fig. 5.7a). Le mélange est préparé 24 heures avant sa mise en place dans l'échantillon de sable, ce qui permet de garder sa forme pendant le déversement du sable dans l'échantillon de sol. (Fig. 5.7 b).

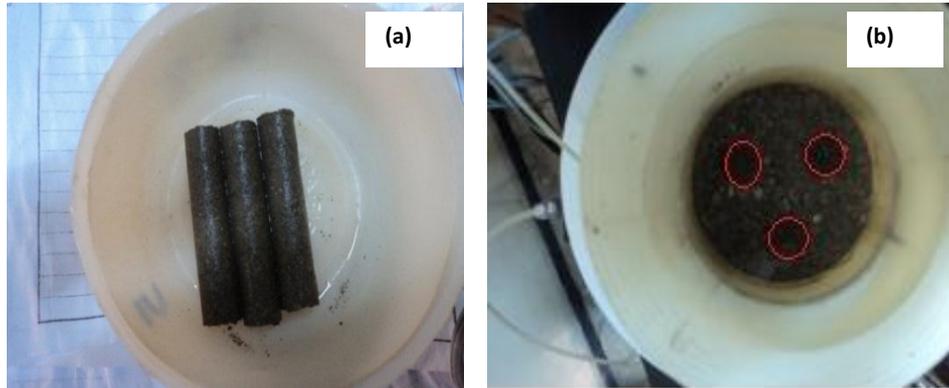


Fig. 5.7. Colonnes de ciment : (a) préparées et (b) placées dans l'échantillon de sol

5.3.3.4. Colonnes ballastées

Pour une raison d'échelle, le ballast est restitué par un sable grossier propre de diamètre moyen égal à 2 mm (Fig. 5.8a). Ces grains de sables sont enveloppés dans des cylindres cousus en géotextile à base de fibres de polyester non tissé formant des colonnes (Fig.5.8b). Le géotextile est utilisé ici pour empêcher le colmatage des vides dans la colonne par les fines contenues dans le mélange de sable-limon.



Fig. 5.8. Sable utilisé pour restituer le ballast (a) et colonnes confectionnées (b)

Trois types de disposition sont considérés (Fig. 5.9): une seule colonne implantée au centre de l'échantillon, deux colonnes espacées de 3,5 cm et trois colonnes de mêmes espacements. Une distance d'un centimètre est laissée entre la colonne et le bord de l'échantillon. L'épaisseur de la colonne étant de 0,75 cm. Ces dispositions tiennent compte des arrangements possibles réalisés in situ (Dhuib et al., 2004). La figure 5.10 montre la disposition finale des colonnes dans les échantillons de sol, placés dans le moule de l'appareil triaxial, dans les trois cas d'arrangements.

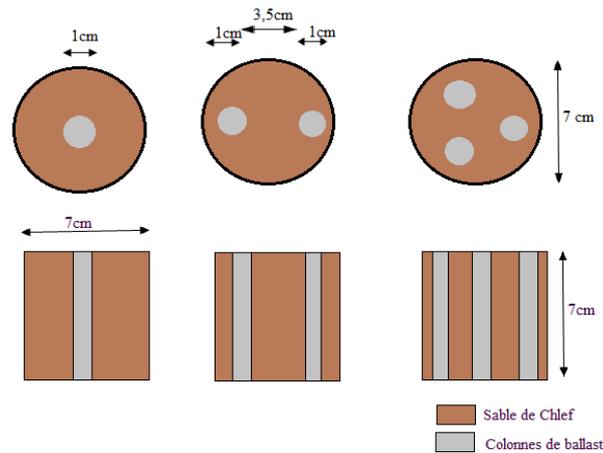


Fig. 5.9. Disposition géométrique des colonnes dans le moule

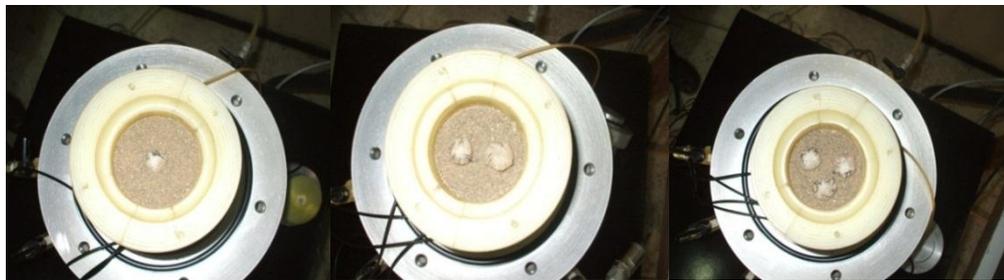


Fig. 5.10. Différentes dispositions des colonnes dans l'échantillon de sol

5.4. Mode opératoire

Le mode opératoire suivi pour la réalisation des essais triaxiaux est conforme à la norme française NF P94-074. Ci-dessous, sont présentées les phases entrant dans la procédure de préparation des essais.

5.4.1. Mise en place des échantillons dans l'appareil triaxial

Les échantillons utilisés sont cylindriques et d'un rapport diamètre/hauteur de 1 ($D=H=70\text{mm}$). Tout d'abord on pose un papier filtre sur les pastilles (orifice de drainage) afin de les protéger, ensuite on met une couche de Silicone (KS63G) sur les deux embases. Un disque en latex est posé au-dessus de chaque embase, puis on procède à la préparation de l'échantillon.

D'abord, la membrane de 0,2 mm d'épaisseur est mise en place (Fig.5.11a), bien centrée par rapport à l'embase inférieure pour avoir une répartition homogène des contraintes lors de l'application du chargement. Le moule est ensuite placé sur l'embase inférieure et serré avec un collier. La membrane est plaquée sur la surface intérieure du moule par l'application d'une dépression d'air créée par une pompe à vide afin de la maintenir lors du remplissage du moule (Fig 5.11b). Le déversement de l'échantillon (Fig.5.11c) est fait, en versant soigneusement le sol dans le moule, en une seule fois pour l'état lâche et en sept étapes pour les états moyennement dense et dense. Chaque couche est compactée à 25 coups sur toute la surface à une énergie de compactage constante (Fig.5.11d), jusqu'à épuisement de la masse de sol (Fig.5.11e), puis l'embase supérieure est mise en place (Fig.5.11f). La verticalité de l'échantillon est ensuite vérifiée à l'aide d'un niveau (Fig.5.11g). Une pression est appliquée à l'échantillon à ce stade afin de le maintenir puis, les deux

Chapitre 5 : *Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induit par le séisme*

coquilles sont retirées délicatement pour ne pas perturber la structure initiale des grains de sol. Enfin, la cellule est mise en place et remplie d'eau désaérée (Fig.5.11h).

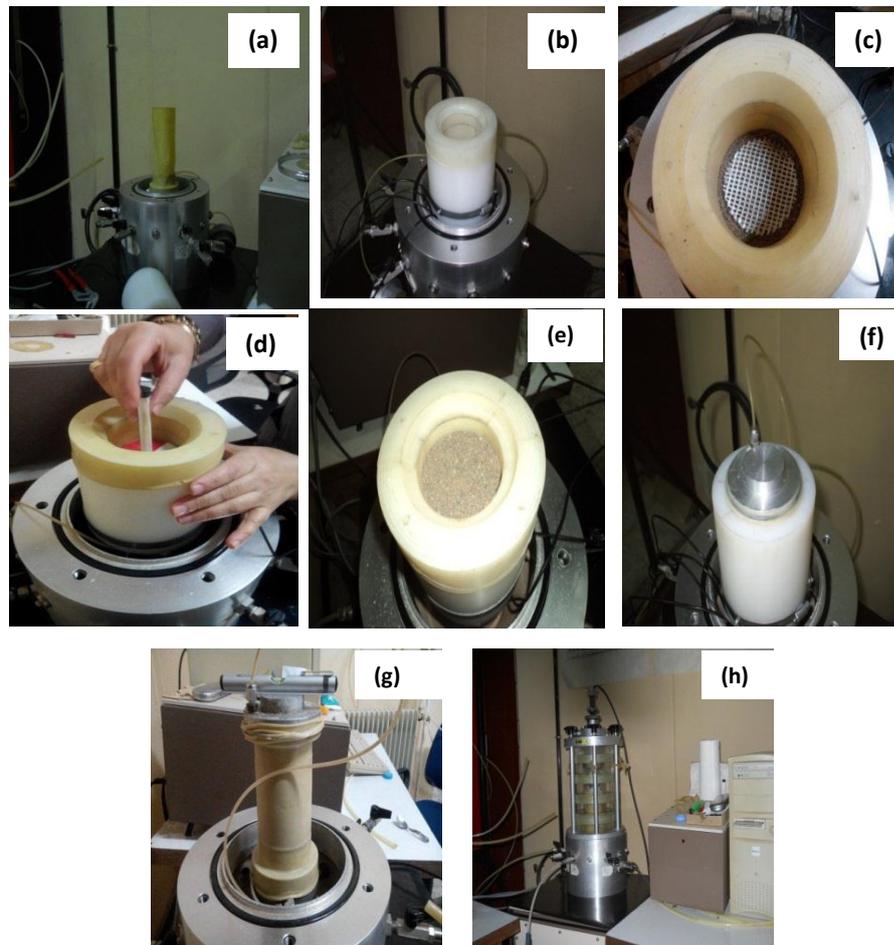


Fig. 5.11. Etapes de préparation de l'essai triaxial

5.4.2. Mode de dépôt

Tel qu'il a été exposé en bibliographie, les échantillons peuvent être déposés à l'intérieur de la manchette selon plusieurs modes, dont la pluviation à sec (PS) qui donne une résistance à la liquéfaction plus élevée que ceux préparés par la méthode de placement humide (PH). Le dispositif utilisé dans ce travail pour la reconstitution d'éprouvettes triaxiales (Fig. 5.12), est façonné manuellement. L'échantillon de sol sec qui est initialement à l'état lâche, est déversé dans le moule en versant soigneusement le sol à l'aide d'un entonnoir avec contrôle de la hauteur à une vitesse quasi nulle, en une seule fois pour l'échantillon lâche et en sept couches pour les échantillons moyennement dense et dense. Dans ces deux derniers cas, la masse est préalablement pesée et répartie en sept couches (Tab.5.4). Le déversement est fait sans provoquer de vibrations pour éviter la perturbation de la structure initiale de l'échantillon.

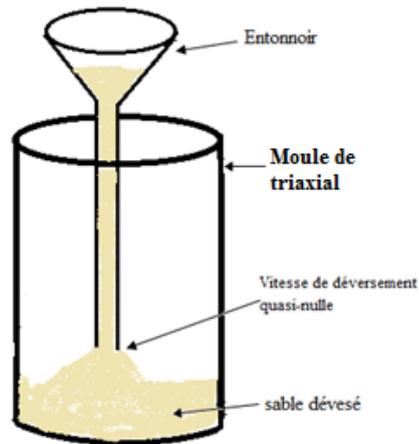


Fig. 5.12. Principe de préparation de l'échantillon de sol par pluviation à sec

5.4.3. Saturation de l'échantillon

L'étape de saturation est très importante dans l'essai triaxial car, la réponse de l'échantillon en conditions non drainées dépend énormément de son degré de saturation. Afin de garantir un bon degré de saturation, on utilise la technique du gaz carbonique. Laquelle technique consiste à faire pénétrer, à faible débit, le gaz carbonique à travers les circuits de drainage de l'échantillon pendant un certain temps (15 minutes dans le cas de cette étude). Le gaz carbonique est fourni par une bouteille de CO₂ munie d'un manomètre de réglage de débit. Lequel débit est contrôlé à la sortie de l'échantillon par les bulles créées lors de son passage dans un verre d'eau. Ainsi, l'air contenu dans tous les vides est occupé par le gaz carbonique et chassée vers l'extérieur de l'échantillon.

De la même manière, l'eau désaérée et déminéralisée est par la suite introduite à travers l'échantillon de sol pour chasser le gaz interstitiel et occuper sa place. Malgré le passage de l'eau, certains vides restent occupés par le gaz carbonique. Comme la solubilité du gaz est élevée, l'eau peut dissoudre ce qui reste du gaz carbonique après son passage, ce qui permet d'assurer une bonne saturation de l'échantillon. Après avoir recueilli un volume d'eau supérieur à 3/2 du volume de l'échantillon, on peut dire que l'échantillon est pratiquement saturé. Un confinement de 20 kPa est appliqué à l'échantillon pour assurer sa stabilité au cours de la phase de saturation.

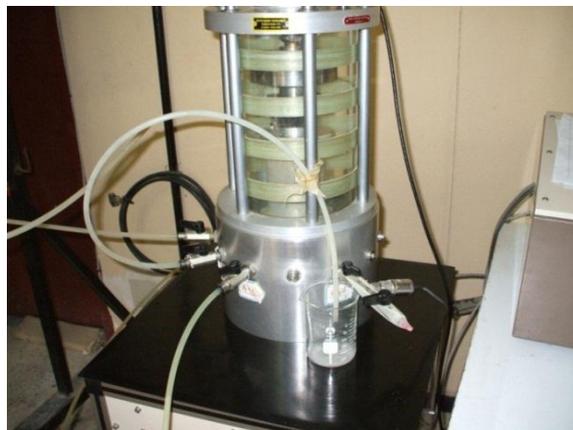


Fig.5.13. Essai triaxial en phase de saturation de l'échantillon

5.4.4. Consolidation de l'échantillon

La phase de consolidation consiste à appliquer simultanément une montée de pression dans la cellule par l'intermédiaire du contrôleur de pression /volume (GDS1) et à l'intérieur de l'échantillon par l'intermédiaire du contrôleur de pression /volume (GDS2). L'application d'une contre pression à l'échantillon à l'aide du GDS2 améliore la qualité de la saturation en comprimant les micro-bulles du gaz interstitiel resté emprisonné dans les vides du sol. On maintient les pressions dans la cellule et l'échantillon jusqu'à stabilisation des volumes (cellule et échantillon). Durant notre série d'essais, la valeur de la contre pression appliquée est de 200 kPa. La qualité de la saturation est évaluée en mesurant le coefficient de Skempton B . Ce coefficient est le rapport entre la différence de pression interstitielle ($\Delta\mu$) et celle de la contrainte effective ($\Delta\sigma$) :

$$B = \Delta\mu / \Delta\sigma \dots\dots\dots(5.2)$$

Un incrément de contrainte de 100 kPa est ensuite appliqué à la cellule à travers le contrôleur de pression /volume (GDS1). La variation de la pression interstitielle est lue sur le GDS2, relié à l'échantillon. Les coefficients de Skempton B obtenus pour tous nos essais ont dépassé 86%.

5.4.5. Application du déviateur de contrainte

La dernière étape de l'essai consiste en l'application du déviateur de contrainte. Le piston de charge est descendu jusqu'au contact avec l'embase supérieure, puis le software permettant l'enregistrement et la visualisation des mesures du déplacement de l'échantillon et de la force axiale qui lui est appliquée est lancé.

5.5. Présentation et discussion des résultats des essais

5.5.1. Renforcement par densification

Dans le but d'examiner l'efficacité de la densification sur le renforcement du mélange sable-limon de *Chlef*, nous avons effectué une série d'essais triaxiaux drainés et non drainés sous chargement monotone et cyclique, sous une pression de confinement de 100 KPa. La densité relative des échantillons représentant l'état lâche, moyennement dense et dense est prise égale à 20, 50 et 80%, respectivement. Les résultats des essais, les observations et les constatations qui en découlent sont présentés ci-dessous.

5.5.1.1. Essais monotones drainés

La figure 5.14(a) montre une évolution du déviateur de contraintes q , caractérisant la résistance au cisaillement de l'échantillon de sol, proportionnelle à la densité relative Dr . Cette augmentation atteint des valeurs maximales de 320, 340 et 390 kPa pour des densités de 20, 50 et 80% respectivement. Notons que, l'échantillon dense montre un pic du déviateur à une valeur de la déformation axiale ϵ_1 égale à 10%, reflétant un rapport de dilatance maximum.

La figure 5.14(b) montre que l'échantillon lâche manifeste un comportement contractant et atteint le maximum de déformation volumétrique Ev , alors que les échantillons moyennement dense et dense sont contractant jusqu'à une valeur de la déformation axiale de 5% et de 2.5% respectivement. Après cela un comportement dilatant, plus prononcé pour l'échantillon dense du fait du désenchevêtrement des grains du sol, est observé.

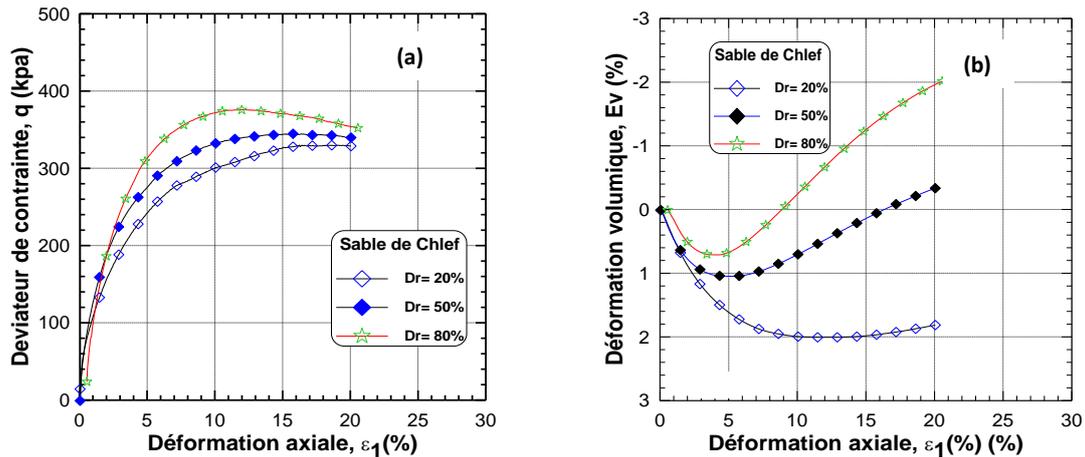


Fig. 5.14. Effet de la densification sur le comportement drainé du sol étudié:

(a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la déformation volumique

5.5.1.2. Essais monotones non drainés

La figure 5.15(a) traduit l'évolution du déviateur de contrainte q en fonction de la déformation axiale ε_1 pour les trois densités relatives considérées ($Dr = 20, 50$ et 80%). On constate que la résistance au cisaillement de l'échantillon dense est plus importante comparée à celles des deux autres. En effet, pour une déformation axiale ε_1 égale à 21% , la résistance au cisaillement de l'échantillon lâche atteint une valeur maximale de 105 KPa seulement, alors que les échantillons moyennement dense et dense atteignent une résistance maximale de 135 et 270 KPa respectivement, pour la même valeur de la déformation axiale.

La figure 5.15(b) illustre l'évolution de la pression interstitielle U en fonction de la déformation axiale ε_1 . Les trois échantillons se comportent de manière similaire : une augmentation de la pression atteignant des valeurs maximales de: $45, 65$ et 67 KPa pour des densités relatives de $80, 50$ et 20% respectivement, est observée. Cette pression diminue graduellement avec une diminution nettement plus prononcée pour l'échantillon dense, dont la déformation axiale ε_1 atteint la valeur de 5% qui est quatre fois moins importante que celle des deux autres échantillons qui passe à 21% . Il est à noter que, la diminution brusque de la pression interstitielle U dans l'échantillon dense est due au caractère très dilatant du sol dans cet état de densité.

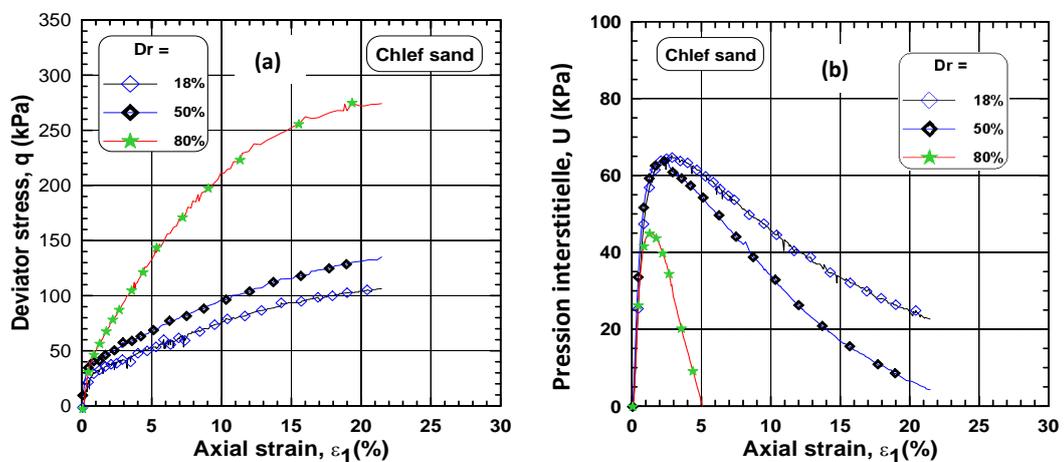


Fig.5.15. Effet de la densification sur le comportement non drainé du sol étudié:

(a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

Chapitre 5 : Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induit par le séisme

L'effet de la densification sur la résistance à la liquéfaction du sol, peut également être étudié à travers le chemin de contrainte (évolution du déviateur de contrainte q en fonction de la contrainte moyenne effective p') suivi par l'échantillon au cours de l'essai triaxial (Fig.5.16). On observe deux zones séparées par une droite dite caractéristique (Ishihara et al. 1975; Luong 1978 ; Habib and Luong 1978 ; Sidaner 1981). La première zone subcaractéristique caractérise l'état de contractance et la seconde surcaractéristique caractérise l'état de dilatace du sol. Les échantillons montrent un caractère contractant suivi par un comportement dilatant. Ces résultats viennent confirmer ceux trouvés dans l'étape précédente lors des essais drainés.

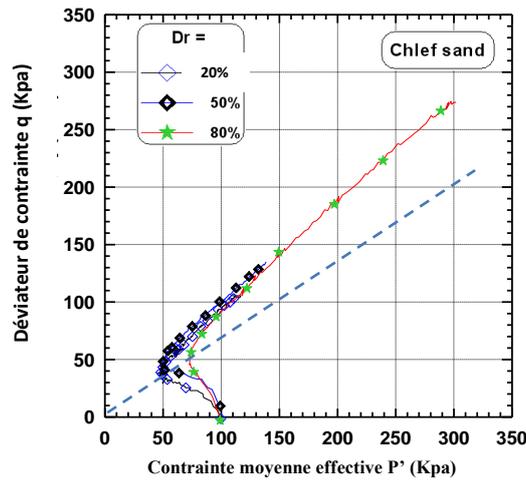


Fig. 5.16. Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne effective

Les résultats trouvés permettent de tracer les courbes d'évolution de la résistance au cisaillement maximale du sol étudié (Fig.5.17a) et d'évolution de la pression interstitielle (Fig.5.17b) en fonction de la densité relative Dr . La figure 5.17(a) montre que l'augmentation de la résistance au cisaillement des trois échantillons, est proportionnelle à l'augmentation de la densité relative Dr et suit une évolution exponentielle ($R^2 = 0.95$). La dite résistance devient plus significative lorsque Dr devient plus importante ($Dr = 80\%$). La figure 5.17(b) laisse constater que l'évolution de la pression interstitielle U , est inversement proportionnelle à la densité relative Dr et suit une loi linéaire ($R^2 = 0.86$). Ce résultat met en évidence l'effet bénéfique de la densification sur le comportement non drainé du sol étudié en matière de prévention du risque de liquéfaction. En effet, il est reconnu que, l'augmentation excessive de la pression interstitielle, en condition non drainé, peut induire à la liquéfaction de l'échantillon. Cependant, à une valeur élevée de la densité relative, la rupture de celui-ci est évitée.

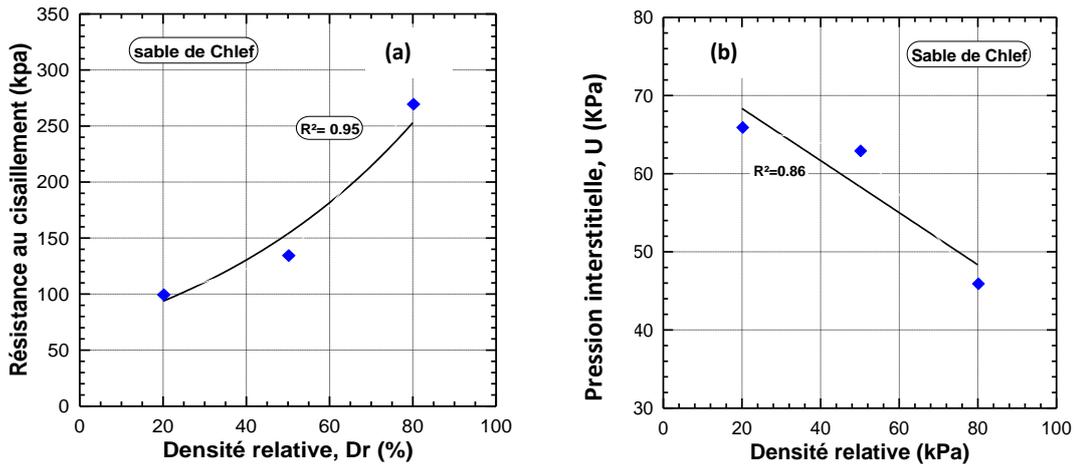


Fig. 5.17. Effet de la densification sur le comportement non drainé du sol étudié:
 (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle en fonction de Dr

5.5.1.3. Essais Cycliques

Trois essais triaxiaux cycliques ont été réalisés sur des échantillons du sol étudié. Les résultats montrent bien l'influence de la densification sur l'amélioration de la résistance du sol au cisaillement cyclique. Le nombre de cycle nécessaire à la liquéfaction passe de 1 à 3 et à 10 cycles pour des densités de 20, 50 et 80% respectivement (Fig.5.18a, 5.19a et 5.20a).

Les figures 5.18(b), 5.19(b) et 5.20(b) illustrent l'évolution de la pression interstitielle U en fonction de la déformation axiale ε_1 . On remarque bien que la densité relative retarde d'une manière très significative la génération de la pression interstitielle U . Pour l'échantillon lâche on observe une génération très rapide de cette pression, d'où l'échantillon se liquéfie au bout d'un seul cycle. Tandis que pour les deux échantillons moyennement dense et dense, la liquéfaction n'est observée qu'après 3 et 10 cycles respectivement.

L'évolution des chemins de contrainte (P' - q) est représentée par les figures 5.18(c), 5.19(c) et 5.20(c). Pour l'échantillon lâche, ce chemin de contrainte tend vers zéro au bout d'un cycle. Tandis que pour les échantillons moyennement dense et dense, ce dernier s'annule au bout de 3 et 10 cycles respectivement.

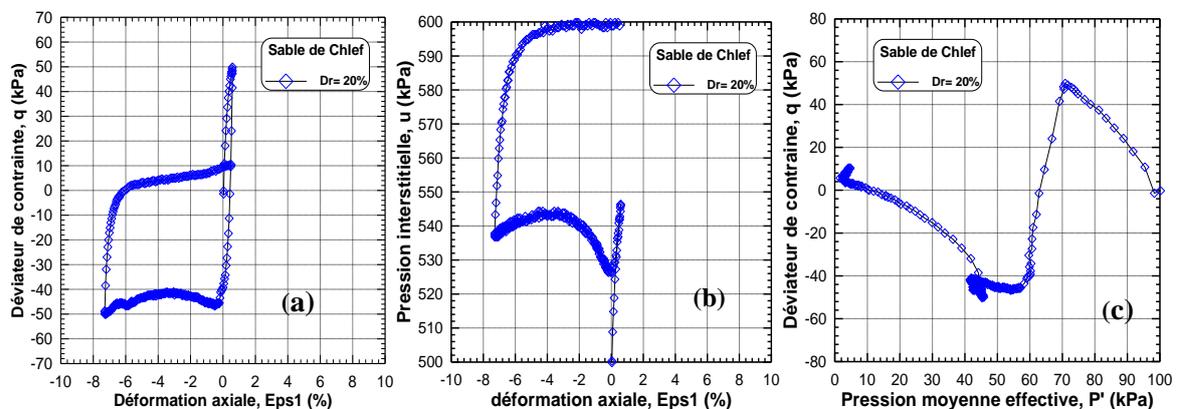


Fig.5.18. Essai triaxial cyclique sur sol lâche ($Dr=20\%$)

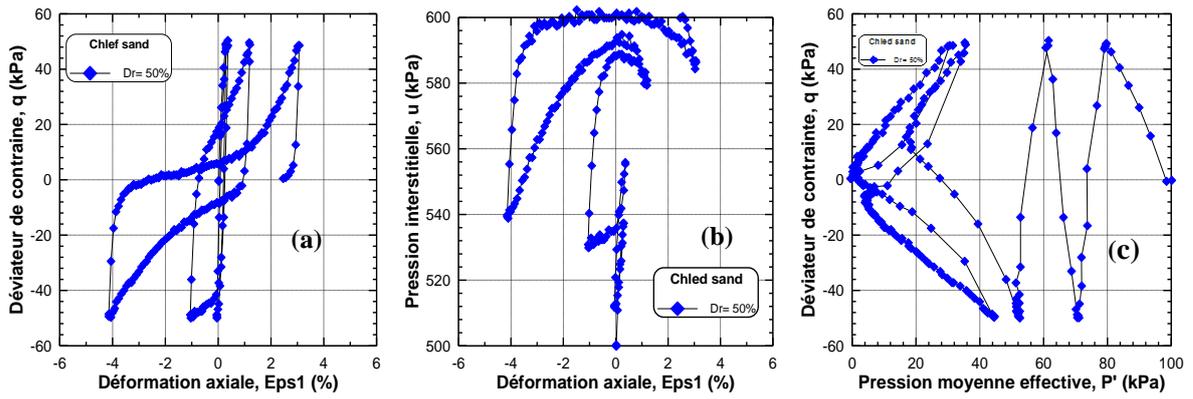


Fig.5.19. Essai triaxial cyclique sur sol moyennement dense ($Dr=50\%$)

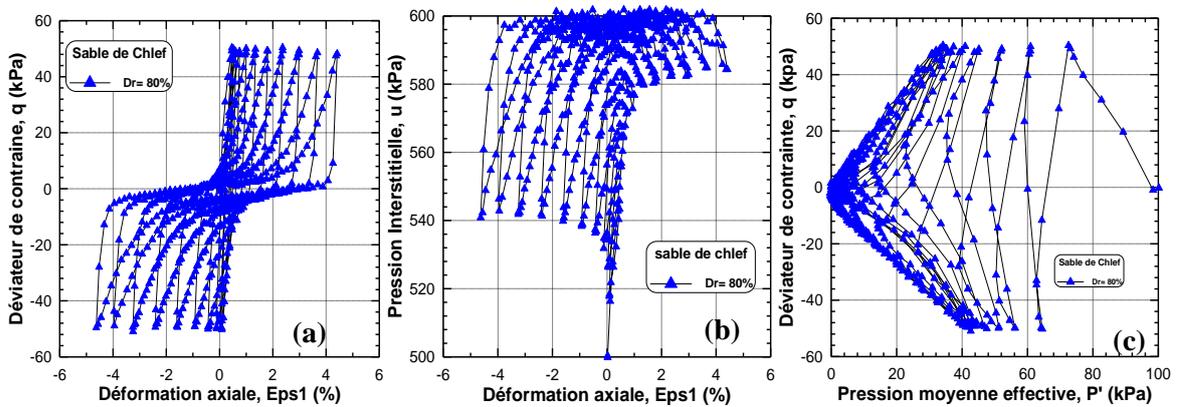


Fig.5.20. Essai triaxial cyclique sur sol dense ($Dr=80\%$)

Le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction de l'échantillon en fonction de la densité relative Dr est représenté par la figure 5.21. Il est constaté que ce nombre de cycles augmentation d'une manière exponentielle avec l'augmentation de la densité relative Dr ($R^2=0.999$), d'où l'effet bénéfique de ce procédé de renforcement des sols liquéfiables est démontré ici.

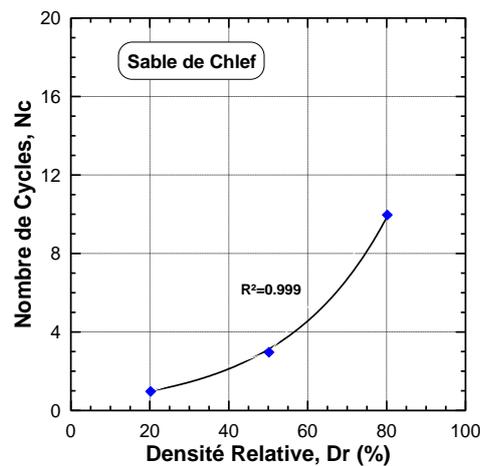


Fig.5.21. Evolution du nombre de cycles nécessaire à la liquéfaction en fonction de Dr

5.5.2. Renforcement par géotextiles

Les travaux réalisés sur le renforcement du sol étudié par géotextile ont porté sur l'augmentation du nombre de nappes et ont prouvé que ce procédé procure au sol un meilleur comportement, aussi bien en conditions drainées que non drainées (Brahim et al. 2015; Bensaleh et al. 2016). Cependant, dans ce travail notre intérêt se porte sur l'effet de l'augmentation de la surface de renforcement sur ce comportement, dont les résultats sont présentés ci-dessous.

5.5.2.1. Essais monotones non drainés

Les échantillons de sol, préparés aux trois densités relatives ($Dr = 20,50$ et 80%) sont renforcés par une nappe de géotextile de diamètre variable couvrant, respectivement : un tiers, deux tiers et la totalité de la surface de l'échantillon. La figure 5.22 montre l'allure d'un échantillon à la fin du cisaillement. La trace apparente du géotextile, placé à mi-hauteur de l'échantillon, montre l'effet d'empêchement de l'augmentation du volume dans l'échantillon, que joue le géotextile.



Fig. 5.22. Allure de l'échantillon renforcé par une nappe de géotextile après cisaillement

Pour l'échantillon lâche, la figure 5.23(a) montre l'évolution du déviateur de contrainte q pour les échantillons lâche: non renforcé et renforcés par des nappes de géotextile recouvrant $2/3$ et la totalité de la surface. On constate que la surface de renforcement influence considérablement la résistance du sol étudié, puisque la valeur maximale du déviateur q atteint 94 KPa pour le sol non renforcé, puis passe aux valeurs de 120 et 186 KPa pour les échantillons renforcés sur $2/3$ et sur la totalité de la surface de l'échantillon, respectivement.

La figure 5.23(b) traduit une augmentation de la pression interstitielle atteignant les valeurs maximales de 190 , 85 et 80 KPa pour les échantillons non renforcé, renforcé sur $2/3$ et sur la totalité de la surface de l'échantillon, respectivement. Il est constaté que, l'échantillon non renforcé connaît une augmentation de la pression jusqu'à une valeur de la déformation axiale ε_1 égale à 5% . Ensuite, la pression chute quasi linéairement jusqu'à la fin du chargement, avec une valeur finale qui reste élevée (140 KPa). L'échantillon renforcé sur $2/3$ de sa surface, connaît lui aussi une augmentation de la pression U jusqu'à la même valeur de déformation, puis une chute beaucoup moins prononcée que pour l'échantillon non renforcé jusqu'à la fin du chargement. Enfin,

l'échantillon renforcé sur la totalité de sa surface, subit une augmentation de la pression jusqu'à une valeur de la déformation ε_1 égale à 3%, suivie d'une chute prononcée jusqu'à annulation presque de cette pression à la fin du chargement.

Dans le cas de l'échantillon moyennement dense, l'effet de l'augmentation de la surface de la nappe de géotextile devient plus prononcé. Effectivement, la valeur maximale du déviateur de contrainte, qui n'était que de 150 KPa pour le sol non renforcé, passe aux valeurs maximales respectives de 180 et 200 KPa pour les échantillons renforcés sur 2/3 et sur la totalité de la surface de l'échantillon (Fig. 5.24a). On constate que l'échantillon renforcé sur 2/3 de sa surface a un caractère dilatant au début du chargement et présente une résistance plus élevée que celle de l'échantillon totalement renforcé, et cela au début du chargement jusqu'à 15% de déformation axiale. Ensuite on observe un renversement de comportement, où la résistance augmente avec l'augmentation de la surface de renforcement jusqu'à la fin du cisaillement. Cette augmentation de la résistance est due au rôle du géotextile qui empêche les déformations radiales et par conséquent l'échantillon manifeste un caractère contractant.

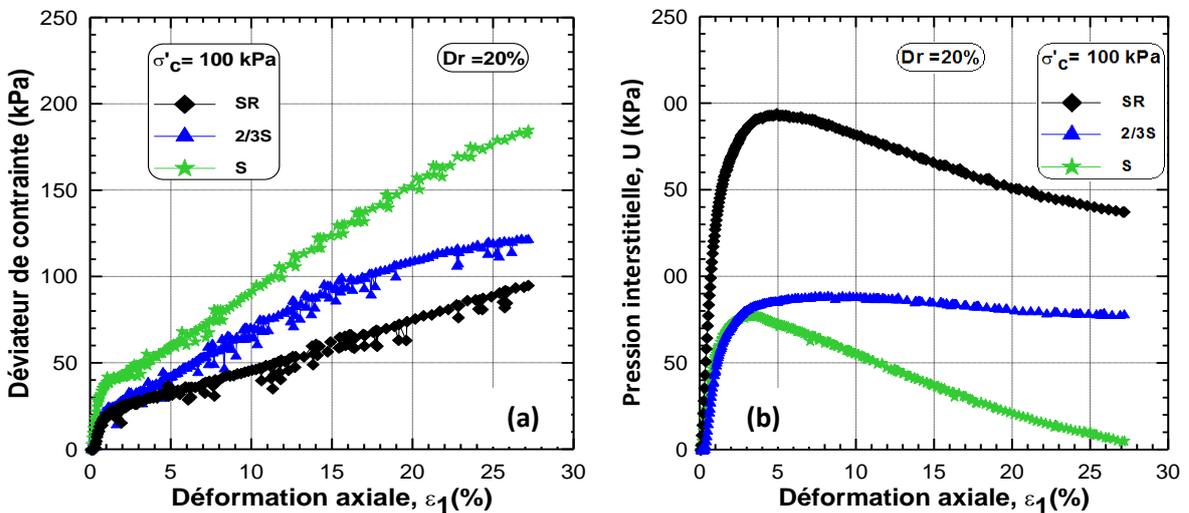


Fig. 5.23. Effet de la surface de renforcement sur le comportement non drainé du sol étudié ($Dr=20\%$): (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) Evolution de la pression interstitielle

La figure 5.24(b) illustre l'évolution de la pression interstitielle U en fonction de la déformation axiale. On note ici le rôle important de l'augmentation la surface du géotextile, quant à la diminution de la de la pression interstitielle. Au voisinage de 2.5% de déformation axiale, la pression atteint les valeurs maximales de 79, 75 et 72 kPa pour les échantillons non renforcé, puis renforcé sur 2/3 et sur la totalité de la surface de l'échantillon respectivement. Rappelons que le géotextile empêche les déformations radiales et par conséquent, la pression interstitielle augmente dans l'échantillon au début du chargement.

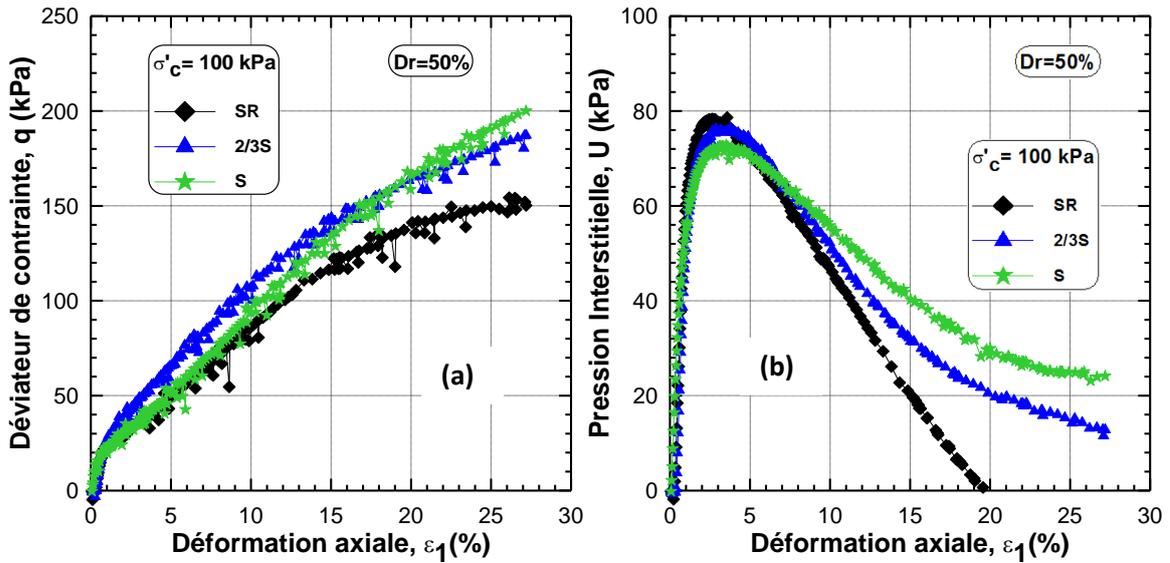


Fig. 5.24. Effet de la surface de renforcement sur le comportement non drainé du sol étudié ($Dr=50\%$): (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle

Les mêmes constatations sont faites sur l'échantillon de sol dense ($Dr=80$) renforcé, cette fois par une nappe recouvrant 1/3 puis la totalité de sa surface. On note une augmentation très significative de la résistance avec l'augmentation de la surface de la nappe de géotextile qui passe de 200 Kpa à 280 Kpa (Fig 5.25a). On observe aussi une augmentation de la pression interstitielle U (Fig 5.25b), due à l'empêchement des déformations radiales de l'échantillon par la nappe d'où la contractance augmente.

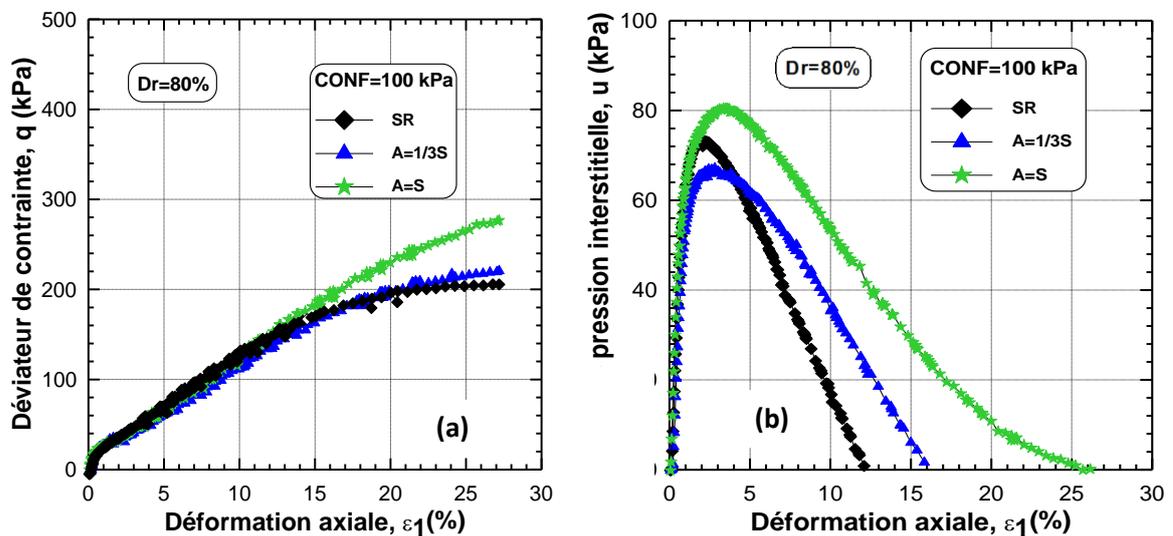


Fig. 5.25. Effet de la surface de renforcement sur le comportement non drainé du sol étudié ($Dr=80\%$): (a) Evolution du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle

5.2.2.2. Influence de la surface de renforcement sur l'angle de frottement

L'introduction des nappes de géotextile dans l'échantillon de sol, induit une modification des caractéristiques mécaniques, dont principalement l'angle de frottement interne du sol.

Chapitre 5 : Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induit par le séisme

Cet angle, obtenu à partir de l'équation (5-3), évolue positivement en présence du géotextile.

$$\varphi = \text{Arcsin} \left(\frac{3\eta}{6+\eta} \right) \quad (5.3)$$

A titre d'exemple, pour l'échantillon moyennement dense, cette évolution suit une loi exponentielle et les valeurs de φ passent de 26.9 pour l'échantillon non renforcé aux valeurs de 28.47 et 29.26 pour les échantillons renforcés sur 2/3 et la totalité de la surface de l'échantillon, respectivement (Fig.5.26). Cette constatation confirme l'apport positif de l'augmentation de la surface du géotextile sur les caractéristiques mécaniques du sol étudié.

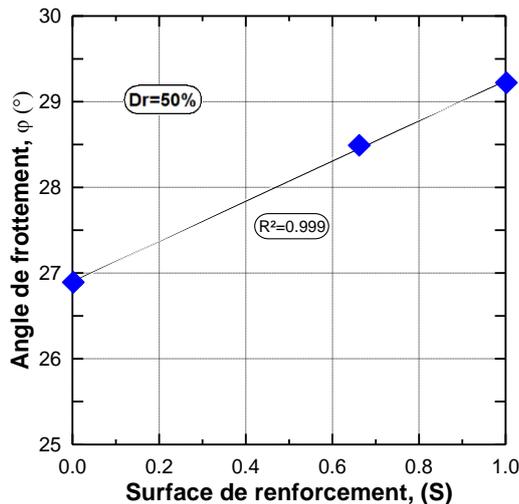


Fig. 5.26. Effet de la surface de renforcement sur l'angle de frottement du sol étudié

5.5.3. Renforcement par colonnes de ciment

L'efficacité du renforcement par colonnes de ciment sur l'amélioration du comportement du sol étudié, est examinée par des essais triaxiaux drainés réalisés sur des échantillons lâches ($Dr = 20\%$) sous chargement monotone drainé et sous le même confinement ($\sigma_3 = 100$ KPa). La teneur en ciment des colonnes est augmentée à chaque essai (0, 10, 15 et 20%). Les résultats de ces essais sont donnés ci-dessous.

5.5.3.1. Influence de la teneur en ciment des colonnes sur la rigidité du sol

L'évolution de la résistance au cisaillement de l'échantillon de sol en fonction de la teneur en ciment des colonnes est donnée par la figure 5.27. On remarque que le déviateur de contrainte q augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment des colonnes. Les quatre courbes sont dépourvues de pic de résistance sauf, celle traduisant le comportement d'un échantillon renforcé par une colonne dont le dosage est égal à 20%. Cette dernière courbe marque une augmentation de résistance atteignant la valeur de 170 KPa puis, une chute jusqu'à la valeur de 150 KPa à 20 % de déformation axiale, où une stabilisation du déviateur est observée. Ce déviateur passe d'une valeur maximale de 110 KPa pour l'échantillon non renforcé, aux valeurs de 130 et 140 KPa, pour les échantillons renforcés par des colonnes de teneurs en ciment égale à 10 et 15 % respectivement. Il est à souligner qu'au-delà d'une teneur de 20%, l'amélioration de la résistance cesse d'évoluer. D'où, cette valeur de la teneur est considérée comme valeur seuil.

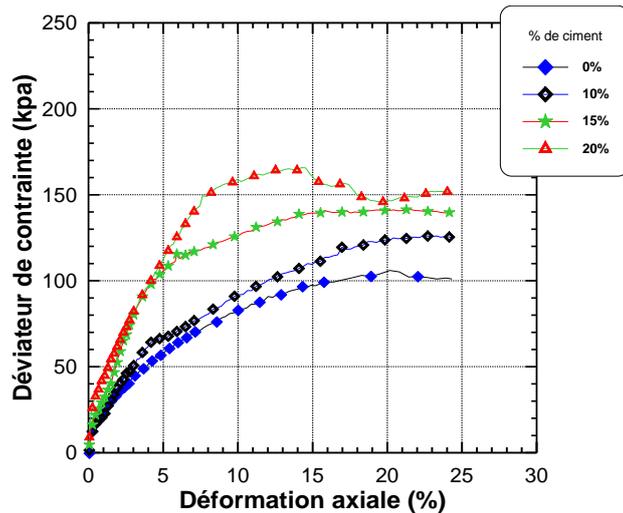


Fig.5.27. Effet de la teneur en ciment des colonnes sur l'évolution du déviateur de contrainte

5.5.3.2. Effet de la teneur en ciment sur les déformations du sol

La figure 5.28(a) montre que l'utilisation des colonnes de ciment engendre une diminution des déformations volumiques E_v dans le sol. En effet, tandis que la valeur de E_v était de 11,5% avant renforcement, elle diminue aux valeurs de 8,5 %, 7,2% et 4,9% lorsqu'on utilise des colonnes de teneur en ciment égale à 10%, 15% et 20% respectivement. On constate une diminution conséquente des déformations dans le sol proportionnelle à la teneur en ciment des colonnes.

La figure 5.28(b) traduit la relation inversement proportionnelle entre l'augmentation de la teneur en ciment des colonnes et la diminution des déformations dans le sol. Il est à souligner que cette diminution de la déformation se justifie par le fait que les colonnes de ciment absorbent une partie importante des déformations engendrées par l'application du chargement, en raison de leur rigidité élevée. Ce constat confirme l'efficacité de la technique de renforcement utilisée vis-à-vis de la diminution de la phase de contractance du sol.

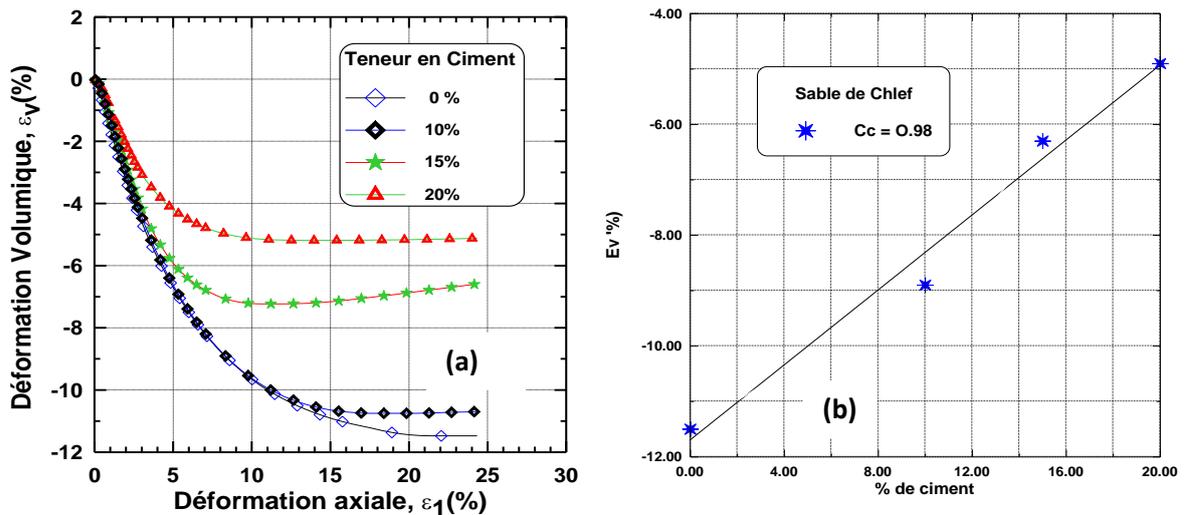


Fig.5.28.Effet de la teneur en ciment sur les déformations volumiques dans le sol étudié : (a) en fonction des déformations axiales et (b) en fonction de la teneur en de ciment

5.5.3.3. Effet de la teneur en ciment sur les caractéristiques mécaniques du sol

La figure 5.29 montre l'évolution de l'angle de frottement interne en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment des colonnes. La valeur de ϕ , obtenue par l'équation (5-3), passe de 19.5° pour l'échantillon vierge, aux valeurs de 22.2° , 24.3° et 28.2° pour les échantillons renforcés par des colonnes de teneur en ciment égale à 10%, 15 et 20% respectivement. D'où l'effet bénéfique de ce procédé de renforcement est constaté.

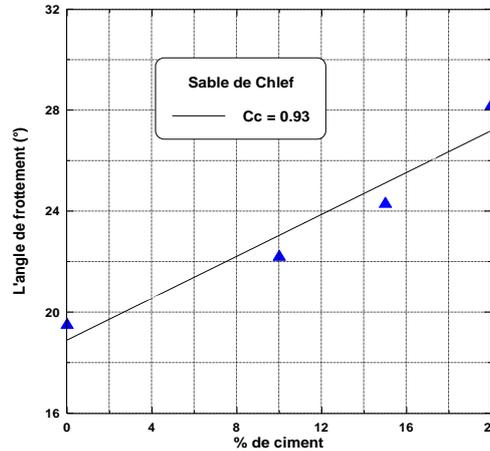


Fig. 5.29. Evolution de l'angle de frottement en fonction de la teneur en ciment des colonnes

5.5.4. Renforcement par colonnes ballastées

L'efficacité des colonnes ballastées sur l'amélioration du comportement du sol étudié, est examinée à travers des essais monotones drainés et non drainés sur des échantillons moyennement denses ($Dr=50\%$) sous un confinement de 100 KPa. Les résultats trouvés sont présentés ci-dessous.

5.5.4.1. Essais monotones drainés

La figure 5.30(a) montre que la déformation volumique E_v dans l'échantillon non renforcé à la fin du cisaillement atteint une valeur de -9.8% induisant une contractance maximale due à l'augmentation du volume de l'échantillon durant l'essai. Cette contractance est moins élevée dans les échantillons renforcés. Notons que l'augmentation du nombre d'inclusions fait diminuer ce caractère contractant du sol, et par conséquent engendre la dilatance de ce dernier (Fig.5.30b). Ces résultats, confirment l'efficacité du procédé pour la réduction des tassements dans le sol étudié.

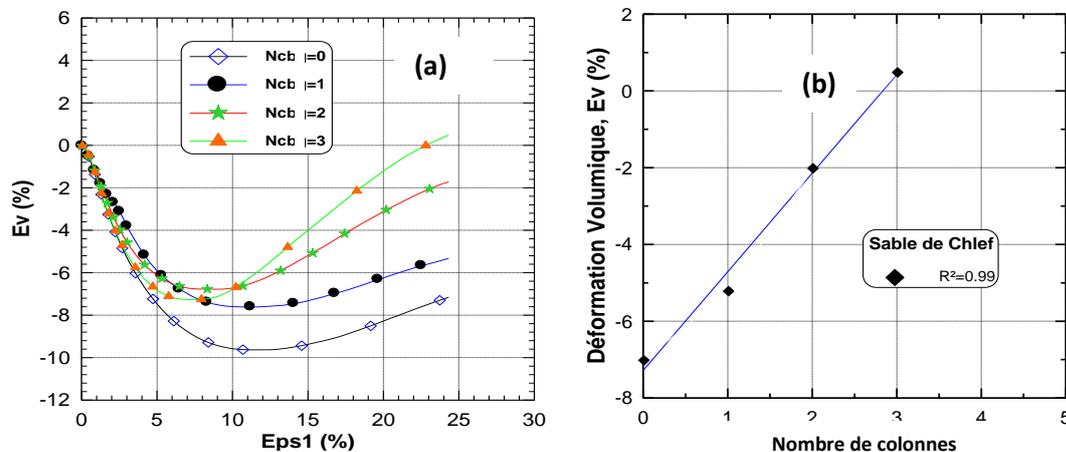


Fig. 5.30. Effet du nombre de colonnes ballastées sur les déformations volumiques

5.5.4.2. Essais monotones non drainés

5.5.4.2.1. Effet des colonnes ballastées sur la rigidité du sol

Les résultats des essais réalisés en utilisant les colonnes ballastées, dont le nombre est augmenté de 1 à 3, sont comparés à ceux d'un sol non renforcé. On remarque que le déviateur de contrainte ne montre pas un pic pour tous les échantillons testés et atteint un seuil de l'ordre de 150 KPa pour un sol renforcé par trois colonnes (Fig.5.31a). Ce seuil diminue aux valeurs respectives de 135 et 115 KPa quand le nombre des colonnes diminue à deux, puis à une colonne respectivement. D'où l'effet positif des colonnes sur la rigidité globale du sol est constaté.

La figure 5.31(b), montre l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale dans les échantillons de sol. On constate que l'augmentation du nombre de colonnes fait réduire la pression interstitielle et par conséquent augmente la rigidité du sol. Cette pression atteint une valeur limite de 555 KPa dans l'échantillon non renforcé, et de 547 et 537 KPa dans les échantillons renforcés par deux et trois colonnes respectivement. La pression connaît une diminution considérable dès que l'échantillon dépasse une déformation axiale ϵ_l égale à 5%. Il est à noter que, l'échantillon renforcé par une seule colonne n'enregistre pas une importante chute de la pression. Ces résultats confirment l'effet bénéfique de l'utilisation de ce procédé de renforcement en conditions non drainé sur le comportement du sol étudié.

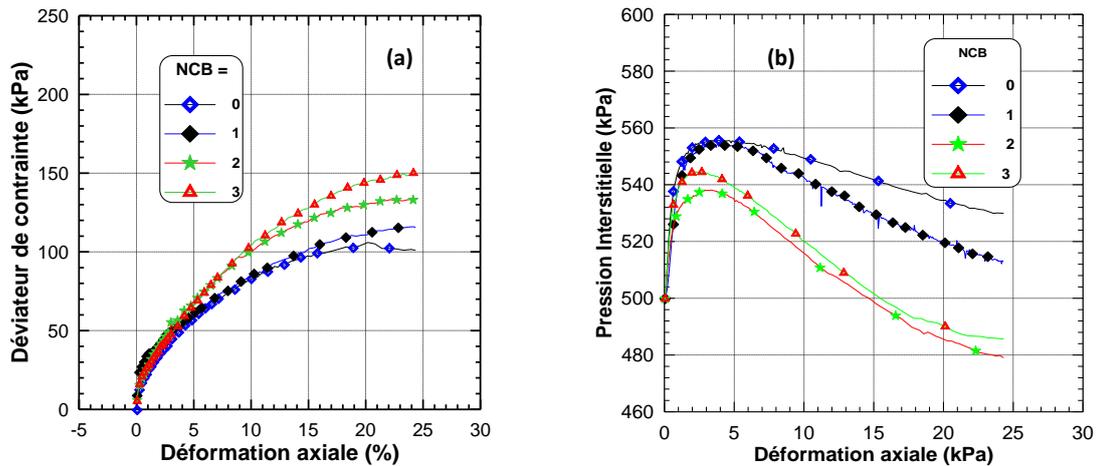


Fig. 5.31.Effet du nombre des colonnes ballastées sur l'évolution :

(a) du déviateur de contrainte et (b) de la pression interstitielle

D'autre part, l'évolution du déviateur des contraintes mobilisé peut également être exprimée en fonction du nombre des colonnes introduites dans l'échantillon de sol. La figure 5.32, qui illustre cette évolution, montre que ce déviateur connaît une croissance linéaire ($C_c= 0.997$) avec le nombre de colonnes. En effet, plus le nombre de colonne augmente, plus la résistance du sol augmente. La résistance de l'échantillon renforcé par trois colonnes augmente de 50% par rapport à celle de l'échantillon non renforcé. Ce résultat confirme l'efficacité de cette technique de renforcement de sol, particulièrement pour les sols pulvérulents.

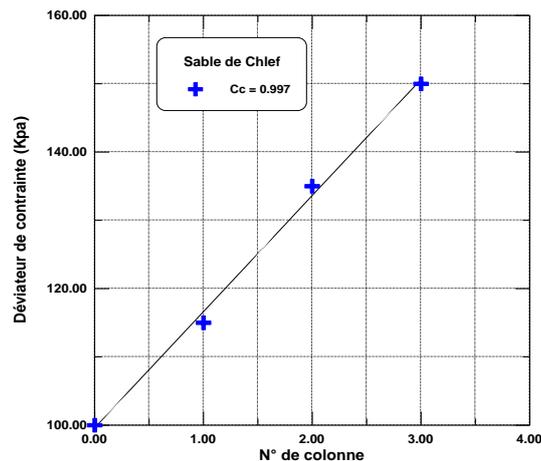


Fig. 5.32. Evolution du déviateur de contraintes en fonction du nombre de colonnes ballastées

5.5.4.2.2. Effet des colonnes ballastées sur l'angle de frottement

L'influence du renforcement par colonnes ballastées sur les caractéristiques mécaniques du sol étudié, est observée à travers l'évolution de l'angle de frottement interne ϕ obtenu par l'équation (5-3), qui est donnée par la figure 5.33. On constate que cette évolution suit une loi linéaire, puisque l'angle de frottement croît proportionnellement au nombre de colonnes. Partant d'une valeur de 20° pour l'échantillon non renforcé, il passe aux valeurs de 21.5° , 23.9° et 26° pour ceux renforcés par une, deux et trois colonnes respectivement. Par conséquent, le comportement du sol se trouve amélioré par ce type de renforcement d'où l'efficacité prouvée de ce procédé de renforcement.

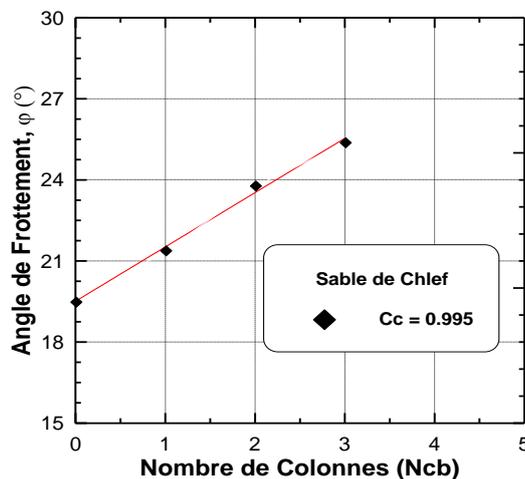


Fig. 5.33. Effet du nombre de collones ballastées sur l'angle de frottement interne du sol

5.6. Présentation de la carte thématique

La carte thématique, élaborée dans cette thèse, représente l'outil géotechnique que nous proposons pour la gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme dans la ville de *Chlef*. Il s'agit de la transcription de l'étude de microzonage en un PPRS (plan de prévention du risque sismique). Tel qu'expliqué précédemment, cette carte est réalisée moyennant un SIG et en

Chapitre 5 : Elaboration de la carte thématique de gestion du risque mouvement de terrains induit par le séisme

utilisant les données issues de l'étude de microzonation⁴³ (WCC, 1984) et les résultats des essais réalisés au laboratoire dans le cadre de l'investigation expérimentale. Les données géotechniques sont issues de différents rapports de sol produits par le laboratoire LNHC et de Layadi et al. (2016).

5.6.1. Zones identifiées sur la carte thématique

Sur la carte thématique, huit zones à aléas mouvement de terrains sont identifiées et digitalisées. Ces zones sont les suivantes (Fig. 5.34):

-Zone I : La première zone est à potentiel de liquéfaction de sol élevé. Elle est représentée sur la carte en rouge. Cette zone représente 10,10 % de l'aire totale transcrite à l'intérieur du périmètre urbain de la ville de *Chlef*. Cette zone est localisée sur les terrains limitrophes aux oueds *Chellif* et *Tsighaouet* ainsi et dans les lits majeurs de ces derniers.

Le profil de sol dans cette zone fait apparaître une formation quaternaire d'alluvions actuelles et pléistocènes mixtes, formée principalement d'une alternance de phase sablo-limoneuse à sable propre avec graviers et galets et des phases limoneux-argileuses. Le niveau piézométrique est à environ 3 m. La couche superficielle s'étendant jusqu'à 15 m de profondeur a une vitesse d'ondes de cisaillement de 300 m/s (Fig. 5.35a). Il s'agit donc d'un site meuble selon la classification du règlement parasismique Algérien (RPA 2003). Dans ce cas, et étant donnée la sismicité de la zone d'étude (ZONE III), le risque de liquéfaction est à considérer pour les constructions de groupe 1B (ouvrages de grande importance), selon le même règlement.

Les constructions édifiées sur cette zone ne sont pas à l'abri du risque de liquéfaction. La zone industrielle située à *Karmila*, où des commerces et quelques habitations individuelles sont implantées, le centre *Laarbi Tebessi (ex Albert Camus)* et les bâtiments adjacents, actuellement en cours de réalisation, encourrent le risque de liquéfaction en cas de secousse tellurique. Le renforcement de sol dans ces sites est fort recommandé pour des constructions futures. Les appuis des ouvrages d'art franchissant les oueds *Chellif* et *Tsighaouet* sont également sujets à ce risque et leur sécurité vis-à-vis à la liquéfaction doit être vérifiée.

- Zone II : La seconde zone, à potentiel de liquéfaction de sol modéré, est représentée sur la carte en orange. Elle représente 1,4% de l'aire totale transcrite à l'intérieur du périmètre urbain de la ville de *Chlef*. Cette zone est essentiellement localisée sur les sites situés au nord-ouest d'oued *Chellif* (sud de *Hay El Horia*) au niveau de l'actuelle station de transport interurbain, et au nord de *Hay Ben Souna*, au niveau de la maison pénitentielle.

Le profil de sol géologique dans cette zone (Fig.5.35b), fait apparaître la même formation quaternaire jusqu'à 31 m de profondeur. La couche superficielle de 3,5 m d'épaisseur est formée de sable dont la vitesse d'ondes est de 230 m/s. Le niveau piézométrique est à environ 7 m. Le site étant également meuble, les mêmes recommandations du règlement données pour la zone I, restent à respecter.

⁴³ Cartes de : microzonation sismique, géotechnique et hydrogéologique de l'entité urbaine de *Chlef*.

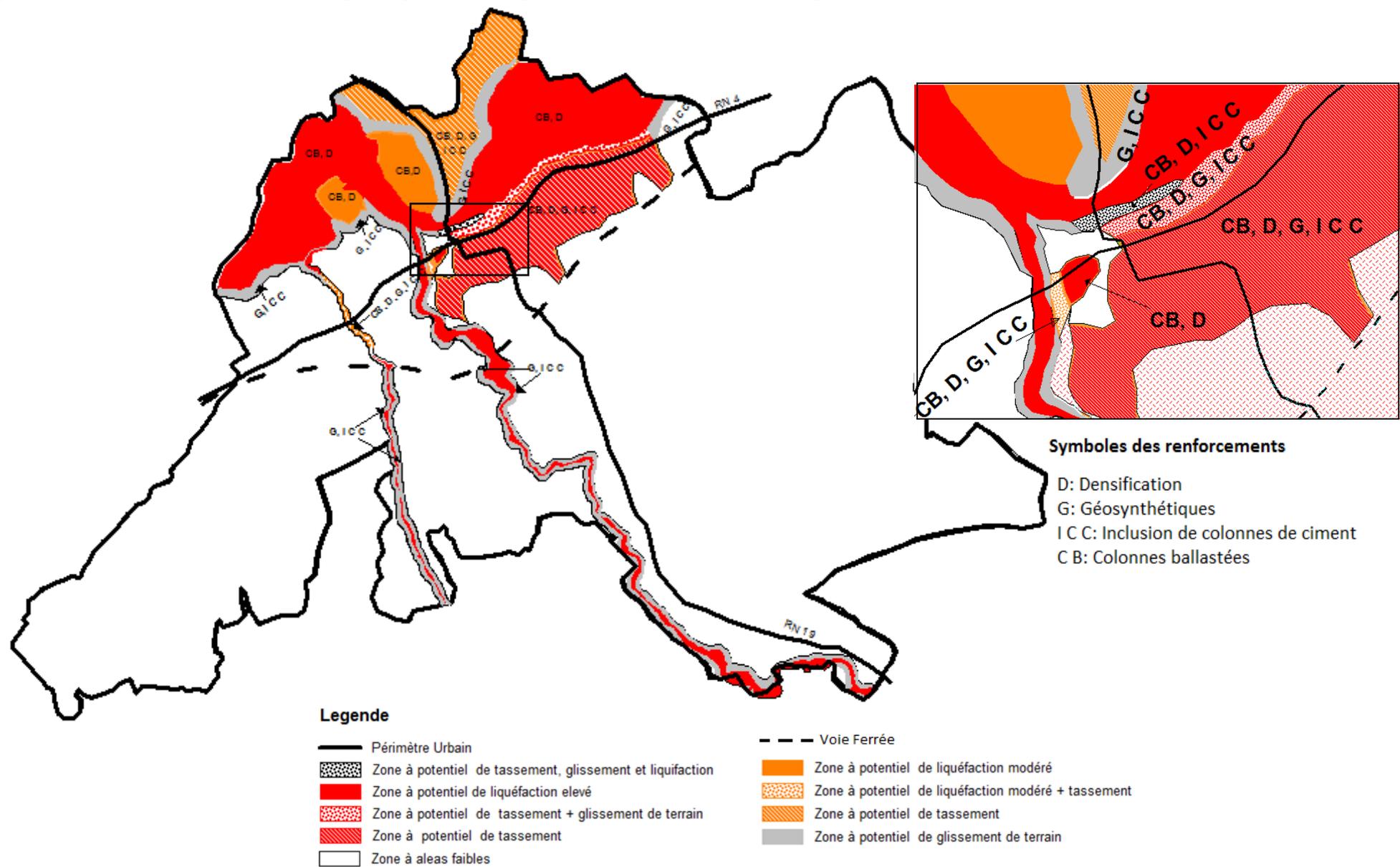


Fig. 5.34. Carte thématique de gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme dans la ville de Chlef

- **Zone III** : La troisième zone, à potentiel de tassement attribué à des remblais résultants d'activité humaine, est représentée sur la carte en rouge hachuré. Cette zone, représentant 4,24% de l'aire transcrite à l'intérieur du périmètre urbain de la zone d'étude. Elle est localisée au centre-ville *Chlef*, à partir du siège de la gendarmerie national à la limite est de la ville (en direction d'Alger), jusqu'oued *Tsighaouet*. La route nationale RN4 franchit cette zone sur environ 1 Km et demi. Les tassements permanents constatés sur le tronçon de cette voie principale, au niveau du pont cadre (trémie), sont certainement dus à cet aléa. Dans le sens nord-sud, cette zone est délimitée par les berges de l'oued *Chellif* au nord et par la ligne de chemin de fer *Alger-Oran* au sud.

Le profil de sol géologique dans cette zone (Fig.5.35c), fait apparaitre une formation géologique constituée d'un remblai très hétérogène. Ce remblai est formé d'alluvions d'origines pléistocène argileuses, holocènes argileuse (argile limono-sableuse avec graviers) et pléistocènes mixtes (alternance de banc de sable graveleux de gravier sablo-argileux et d'argile sableux graveleuse). La vitesse d'ondes de cisaillement au niveau de la couche superficielle est de 300 m/s. Au regard du règlement RPA (2003), le site est considéré comme étant meuble. Le niveau piézométrique est généralement supérieur à 10 m, sauf sur les berges d'oued *Chellif*, où il varie entre 3 à 5 m.

- **Zone IV** : Une quatrième zone à potentiel de tassement attribué à de jeunes alluvions sableuses lâches et épaisse, est représentée sur la carte en orange hachuré. Cette zone représente 2,22 % de l'aire transcrite à l'intérieur du périmètre urbain de la ville de *Chlef*. Elle est localisée à *hay El Horia* et *Mkhatria*. La voie principale RN19 reliant *Chlef* à *Ténès* franchit cette zone sur 1,579 Km.

Le profil de sol géologique dans cette zone (Fig.5.35d), fait apparaitre une formation géologique d'alluvions holocènes mixtes sur les premiers dix à quinze mètres. Ces alluvions sont constituées d'une alternance de bancs de sable fin propre, de sable limoneux, de limon argileux et de d'argile limoneuse. La couche inférieure est formée d'alluvion pléistocène mixte, dont du sable graveleux, du gravier sableux et gravier sablo-argileux. Le niveau piézométrique est compris entre 12 à 16 mètres. La couche superficielle a une vitesse d'ondes de cisaillement de 350 m/s.

- **Zone V** : Une cinquième zone à potentiel de liquéfaction de sol élevé avec un potentiel de tassement attribué à des remblais résultants d'activité humaine, est représentée sur la carte en rouge pointillé. Cette zone couvre 0,06% de l'aire d'étude, à partir des berges sud d'oued *Chellif* et s'étend vers le centre-ville, du côté est de la trémie sur approximativement une longueur de 100 mètres et une largeur moyenne d'environ 10 mètres. Le profil de sol géologique dans cette zone (Fig. 5.35e), est formé de remblais très hétérogènes formés d'alluvions récentes provenant de l'oued *Chellif*. Le niveau piézométrique est à environ 6 mètres. Une vitesse d'ondes de cisaillement de 350 m/s est estimée dans la couche superficielle dont l'épaisseur est de 5 mètres.

- **Zone VI** : Une sixième zone à aléa de liquéfaction de sol modéré avec un potentiel de tassement attribué à des remblais résultants d'activité humaine est représentée sur la carte en orange pointillé et recouvre 0,11% de l'aire d'étude. Un potentiel de glissement affecte les berges de l'oued *Tsighaouat* sur 2,84% de la surface de cette zone, qui est concise par rapport aux précédentes et couvre uniquement le site occupé actuellement par la station de Taxi inter wilaya et le marché de légumes de *Hay Bensouna*. Le profil de sol dans cette zone est formé de remblais très hétérogènes. Cependant, aucun profil de sol schématisant les formations géologiques n'existe pour cette zone.

- **Zone VII** : Cette zone comprend les terrains caractérisés par des sols à risque de glissement de terrains. Elle est représentée sur la carte en gris. Ces terrains sont limitrophes aux oueds *Chellif* et *Tsighaouet* et couvrent au total 2,82% de l'aire transcrite à l'intérieur du périmètre urbain de la ville de

Chlef. L'aléa glissement constitue, dans ce cas, un risque menaçant les appuis d'ouvrages de franchissement traversant ces deux oueds et les voies de circulation qui leur sont adjacentes, comme c'est le cas pour le tronçon de la RN4 au niveau de son point kilométrique 165. Le profil de sol dans cette zone est constitué de remblais très hétérogènes et d'alluvions actuelles sableuses.

- Zone VIII : Cette zone comprend les terrains caractérisés par la présence des trois aléas (tassement, glissement et liquéfaction). Elle est représentée sur la carte en noire pointillé et ne couvre que 0,03% de l'aire de la zone d'étude. Elle est située à niveau du pont cadre (trémie) formant l'intersection des deux routes nationales : RN4 et RN19. Ce tronçon routier connaît continuellement des déformations se traduisant par des tassements de la chaussée. Le profil de sol dans cette zone est formé de remblais, mais nous n'avons pu obtenir un sondage carotté pour représenter schématiquement ce profil de sol.

-Zone IX : La dernière zone comprend les secteurs caractérisés par des sols à faible aléas. Dans cette zone, représentée sur la carte en blanc, les conditions de sol ne présentent pas d'aléas induits par le séisme ayant un risque significatif pour les structures. Cette zone couvre 79,07% de de l'aire transcrite à l'intérieur du périmètre urbain de la ville de *Chlef*. Tous les quartiers de la ville de *Chlef*, à l'exception de ceux implantés dans les huit zones précédentes, sont situés dans cette zone. Le profil géologique est généralement constitué de marnes, grès ou calcaire.

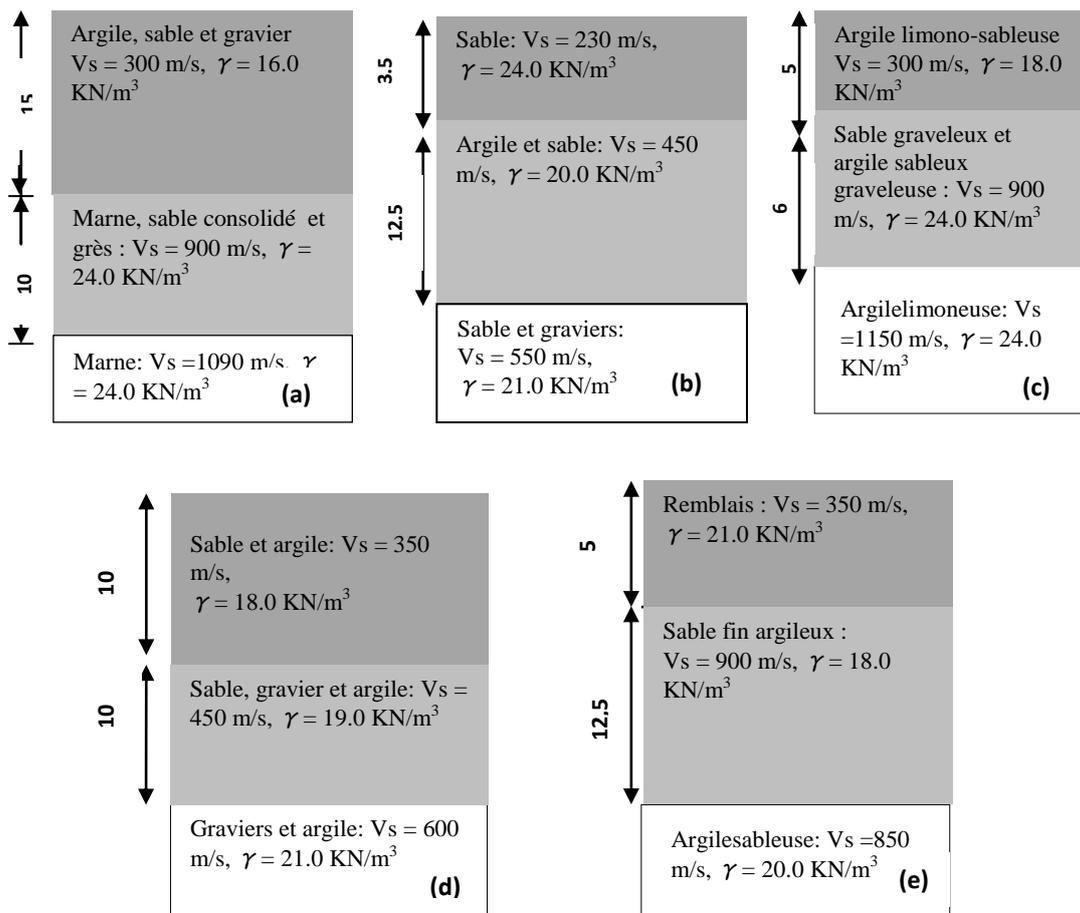


Fig. 5.35. Profils de sol types dans les zones : (a) I , (b) II , (c) III, (d) IVet (e) V (Profils pris des rapports de LNHC et valeurs des V_s prises de Layadi et al., 2016).

5.6.2. Recommandations sur les procédés de renforcement de sol à utiliser

Afin de gérer le risque mouvement de terrains induit par le séisme, nous recommandons l'utilisation, pour les futurs projets de constructions, de voies de circulation et d'aménagements urbains, les procédés de renforcement de sol que nous avons étudié et dont nous avons constaté l'efficacité à travers les résultats des différents essais réalisés au cours de l'investigation expérimentale. Précisons que, l'utilisation conjointe de deux procédés est souvent fortement conseillée. Les recommandations relatives aux procédés à utiliser dans chaque zone sont détaillées ci-dessous et résumées dans le tableau 5.7.

a) Zone I : au regard de l'aléa menaçant cette zone (liquéfaction élevée), l'utilisation des colonnes ballastées ou de la densification, accompagnée d'un système de drainage et/ou des géosynthétique, comme procédé additif, est recommandée.

b) Zone II : vu l'aléa présent dans cette zone (liquéfaction modérée), les mêmes procédés de renforcement recommandés pour la zone précédente sont préconisés.

c) Zone III : en raison de l'aléa présent dans cette zone (tassement), plusieurs procédés peuvent être utilisés : colonnes ballastées, densification de sol, injection de ciment ou géosynthétiques. Le choix de l'une de ces techniques dépendra de la nature de l'ouvrage et de l'enveloppe financière du projet. A titre d'exemple, l'injection de colonnes de ciment est plus adaptée pour des projets de construction de bâtiment, alors que les géosynthétiques sont plus appropriés pour les projets routiers et voies urbaines. Notons que, l'utilisation de deux procédés conjointement peut s'avérer techniquement nécessaire et plus bénéfique dans ce cas.

d) Zone IV : l'aléa étant le même que dans la zone précédente, les mêmes procédés de renforcement cités sont recommandés pour cette zone. De plus, les sites encore non urbanisés, situés au nord de *Hay Elhoria*, sont relativement éloignés du centre-ville et le bruit généré par les travaux de densification de sol ne nuira pas aux habitants et aux constructions. Par conséquent, la densification par compactage dynamique, qui procure au sol un bon comportement vis-à-vis des tassements, peut être utilisée dans cette zone.

e) Zone V : deux aléas sont présents dans cette zone (liquéfaction élevée et tassement). L'utilisation de l'un des procédés : colonnes ballastées, densification de sol ou injection de ciment est recommandée. Le choix de la technique à utiliser dépendra de la nature et de l'enveloppe financière du projet. En addition au procédé de renforcement utilisé, un système de drainage est à prévoir.

f) Zone VI : les aléas étant les mêmes que dans la zone précédente, les mêmes procédés de renforcement et le même système de drainage cités ci-dessus sont recommandés.

g) Zone VII : vue la nature de l'aléa existant dans cette zone (glissement) et vue qu'il s'agit de terrains limitrophes aux oueds (berges), le procédé de renforcement le plus adapté dans ce cas est le géosynthétique. Le quel procédé doit être accompagné par un système de drainage (ex : drains subhorizontaux, tranchées et parois drainantes,..) pour permettre l'évacuation de l'eau interstitielle dans le sol. Dans le cas où un appui d'ouvrage d'art (culée) est à projeter, la profondeur d'ancrage devra dépasser celle du cercle de glissement, délimité par des calculs appropriés. Une autre solution consistera à augmenter la portée de l'ouvrage afin d'ancrer l'appui sur un sol non à risque de glissement. De plus, un soutènement mécanique (ex : gabionnage, rideaux de palplanches) peut être utilisé pour stabiliser le sol.

h) Zone VIII: en raison de la présence de trois aléas simultanément dans cette zone (liquéfaction, tassement et glissement), l'édification de toute structure sur cette dernière sans procéder à un renforcement préalable du sol devrait être interdite. Cependant, cette zone est traversée par deux importantes voies de circulation (RN4 et RN19) et son renforcement s'avère d'une nécessité primordiale pour le maintien en état de service de ces voies. Étant donné qu'il s'agit d'une aire très concise (moins d'un Km²), nous recommandons l'injection de colonnes de ciment ou de colonnes ballastées, qui constituent des solutions techniques et financières intéressantes dans ce cas.

i) Zone IX: cette zone ne requiert aucun renforcement en raison d'absence de tout aléa pouvant provoquer une instabilité pour les constructions.

Tableau 5.7. Procédés de renforcement recommandé par zones

Zone	Couleur	Aire (%)	Aléa			Renforcement recommandé	
			Liq ^t	Tass ^t	Gliss ^t	Primaire	Additif
I	Rouge	10,1	Elevée	Nul	Nul	Colonnes B Densification	Drainage ¹ Géosynth ²
II	Orange	1,4	Modérée	Nul	Nul	Colonnes B Densification	Drainage ¹ Géosynth ²
III	Rouge hachuré	4,24	Nul	A H*	Nul	Colonnes B Densification Géosynth ² Injection C C	Drainage ¹
IV	Orange hachuré	2,22	Nul	ASL**	Nul	Colonnes B Densification ³ Géosynth ² Injection C C	Drainage ¹
V	Rouge pointillé	0,06	Elevée	A H*	Nul	Colonnes B Densification Géosynth ² Injection C C	Drainage ¹
VI	Orange pointillé	0,11	Modérée	A H*	Nul	Colonnes B Densification ⁴ Géosynth ² Injection C C	Drainage ¹
VII	Grise	2,82	Nul	Nul	Présent	Géosynth Injection C	Drainage ¹
VIII	Noire pointillé	0,03	Existant	Existant	Existant	Colonnes B Densification ⁴ Injection C C	Drainage ¹ Géosynth ²
IX	Blanc	79	Nul	Nul	Nul	Aucun	

* Tassement attribué à des remblais résultants d'activité humaine (WCC, 1984)

** Tassement attribué à de jeunes alluvions sableuses lâches et épaisses (WCC, 1984)

¹ Le système de drainage permet le rabattement du niveau piézométrique de la nappe phréatique et la dissipation des eaux, ce qui réduira les risques de liquéfaction et de glissement de terrain.

² Le géosynthétique est proposé ici pour le renforcement des talus à proximité des voies de circulation ou additivement à des colonnes ballastées. Ce procédé est à utiliser pour réduire les

tassements des chaussées routières et des sols support des voies de circulation urbaines sur une hauteur relativement faible (< 1,5 m).

³ Le compactage dynamique peut être utilisé dans cette zone en raison de l'absence de constructions mitoyennes et de l'éloignement des sites urbanisés.

⁴ la situation de cette zone en plein centre-ville ne permet pas l'utilisation du compactage dynamique pour la densification du sol, en raison des vibrations et bruit émis. En l'occurrence, l'utilisation du vibrocompactage est possible.

5.7. Conclusion

Ce chapitre a exposé la méthodologie adoptée pour la réalisation de la carte thématique de gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme. Le programme des essais et l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement du mélange sable-limon de *Chlef* ont également été présentés. Le mode opératoire suivi, la technique de reconstitution des échantillons et les caractéristiques des matériaux utilisés comme procédés de renforcement ont été clairement exposés. Quatre procédés de renforcement ont été utilisés: la densification (augmentation de la densité relative), les géotextiles, les colonnes ballastées et les injections de colonnes de ciment. Les résultats des différents essais seront exposés et discutés dans le prochain chapitre.

Les résultats des essais réalisés en laboratoire sur les différents procédés de renforcement utilisés, montrent que ces procédés ont une efficacité remarquable, quant à l'augmentation de la résistance du sol au cisaillement et la diminution des pressions interstitielles, sauf dans le cas du renforcement par géotextile où les pressions sont augmentées à cause de l'empêchement des déformations radiales par la nappe de géotextile, et à la réduction des déformations (tassements). L'efficacité du dernier procédé de renforcement (géotextile) dépend en grande partie de la surface de renforcement.

Enfin, la carte thématique réalisée dans ce travail pour schématiser les procédés de renforcement de sol recommandés pour la gestion du risque mouvements de terrains induits par le séisme dans la ville de *Chlef*, a été présentée. Les recommandations sur les procédés de renforcement à utiliser pour contrer les aléas liquéfaction, tassement et glissement de terrain, reportées sur la carte, ont été établies en se basant sur les résultats des essais réalisés.

Conclusion générale et perspectives

Le travail réalisé dans cette thèse présente deux outils de gestion du risque sismique dans la ville de *Chlef*, l'une des villes les plus concernée par le risque sismique en Algérie. Le premier outil concerne l'évaluation de la vulnérabilité sismique du cadre bâti; le second se rattache au volet de renforcement des sols pour la gestion du risque et se traduit par un plan de prévention du risque sismique (PPRS). Les deux outils rentrent dans le cadre de la prévention du risque sismique et doivent être mis en œuvre en amont de tout évènement sismique.

Après une revue bibliographique, mettant en émergence le concept du risque sismique, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant et les procédés de renforcement de sol utilisés en zones sismiques, une présentation de la ville de *Chlef* qui est la zone concernée par notre étude a été donnée. Par la suite, nous avons procédé à l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant dans les deux situations urbaines: *El Asnam* en 1980 et *Chlef* actuellement. Cette évaluation, faite conformément à la méthodologie *Risk-UE*, a abouti à ce qui suit:

- L'établissement et l'ordonnancement de l'inventaire du parc immobilier, qui revêt une importance capitale pour les services techniques publics et forme en lui-même un apport dans ce travail.
- Le développement sous un environnement SIG d'une base de données qui constitue une plateforme graphique pouvant être utilisée dans les plans de prévention sismique et de développement locaux pour la prise en compte du risque sismique; ainsi que dans le développement d'autres travaux de recherche.
- L'identification des typologies les plus vulnérables et des zones concernées par les dommages structuraux et l'hierarchisation des priorités de réhabilitation des typologies vulnérables.
- Le développement des courbes de vulnérabilité et de fragilité ainsi que des distributions des dommages pour les différentes typologies de bâtiments.
- La simulation de scénarios de dommages séismiques permettant d'estimer les taux de dommages probables causés aux bâtiments et leur localisation. Ces taux de dommages représentent des indicateurs sur l'évolution de la vulnérabilité sismique urbaine dans la zone d'étude entre les deux situations urbaines : 1980 et actuelle.

A cet effet, les trois scénarios de dommages séismiques suivant ont été simulés:

1)- Régénération du séisme d'*El Asnam* 1980 en considérant le tissu urbain et les caractéristiques typologiques des bâtiments de l'époque. La différence maximale entre les dommages simulés et ceux observés est de 12,63% à l'envergure urbaine et de 7,89% à celle de la zone. Ce résultat est acceptable pour une étude à l'échelle urbaine basée sur une approche statistique permettant de valider la méthodologie adoptée. Les courbes de vulnérabilité concordent avec les observations post-sismiques sur les dommages enregistrés par les bâtiments lors du séisme de 1980.

2)- Le second scénario considère, compte tenu de l'extension urbaine actuelle de la ville de *Chlef* et des caractéristiques typologiques des bâtiments actuels, un séisme de scénario de même magnitude ($M_S=7,3$) et de mêmes caractéristiques sismiques que celui d'*El Asnam* 1980. Ce scénario a démontré que 14% au maximum des bâtiments dans toute la ville de *Chlef* peuvent subir des dommages de degrés D4-D5 sous l'effet de ce séisme de scénario, contre 23,31% en 1980. Notons que vue l'actuelle extension du parc de bâtiments par rapport à 1980, ce résultat n'est pas un critère de comparaison. Cependant, dans le centre-ville, qui n'a pas connu une extension aussi importante, environ 3,5% des bâtiments sont susceptibles de subir ces dommages contre 21,35% en 1980.

3)- Le dernier scénario considère un séisme généré par la faille des *Montagnes rouges* ($M_s = 6,3$). Les résultats de ce dernier scénario montrent des dommages structuraux dans la zone nord d'environ la moitié (10,75%) de ceux résultant du second scénario (21,10%). Ce qui montre un meilleur comportement sismique des bâtiments vis-à-vis d'un séisme d'un degré de magnitude de moins.

Dans l'actuelle situation urbaine, les typologies les plus vulnérables sont la typologie *TM* et *TI*, dont le nombre est de 8242 bâtiments. Les zones concernées par les dommages structuraux sont, par ordre décroissant : la zone Nord, le centre-ville et la zone ouest. Par conséquent, la réhabilitation des deux typologies *TM* et *TI* s'avère prioritaire pour la gestion du risque sismique et des plans d'intervention, spécifiques aux zones nord et au centre-ville devraient être élaborés pour la gestion de crise.

Le second outil de gestion du risque sismique présenté dans cette thèse, est établi à l'issue des résultats d'une investigation expérimentale réalisée en laboratoire. Les essais menés pour étudier l'amélioration apportée par les procédés de renforcement utilisés; à savoir : Densification, inclusions (géotextile, colonnes de ciment et colonnes ballastées) sur le mélange sable-limon de *Chlef* ont révélé une nette amélioration de la résistance du sol étudié aussi bien vis-à-vis de l'augmentation de sa résistance que de la diminution des déformations. Les principaux résultats des essais sont :

- Premier procédé : après densification la résistance du sol atteint en conditions drainées une valeur de 390 kPa à l'état dense contre 320 Kpa à l'état lâche, soit une amélioration de 70 Kpa. Concernant les déformations, le sol manifeste à l'état lâche un comportement contractant alors qu'après densification, ce comportement devient dilatant. En conditions non drainées, en augmentant la densité relative de l'état lâche à dense, la résistance au cisaillement du sol augmente de 157% (de 105 Kpa à 270 Kpa), par conséquent la pression interstitielle diminue considérablement et la déformation axiale est quatre fois moins importante. Les résultats des essais cycliques ont montré que le nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction passe de 1 à 10 lorsqu'on passe de l'état lâche à dense. L'amélioration de la résistance augmente dans ce cas selon une progression exponentielle. Ce résultat met en évidence l'effet bénéfique de la densification sur le comportement non drainé du sol étudié en matière de prévention du risque de liquéfaction et de réduction des tassements.
- Second procédé : l'augmentation de la surface de renforcement par géotextile influence considérablement la résistance du sol. Si on considère un échantillon non renforcé et un échantillon renforcé sur la totalité de sa surface, en conditions non drainées et à l'état lâche, le déviateur de contrainte q est augmenté de près de 98%, d'où la pression interstitielle, qui est inversement proportionnelle à la surface de renforcement, diminue de 137,5% et l'angle de frottement interne augmente aussi de 2,36°. Cette augmentation de la résistance est due au rôle du géotextile qui empêche les déformations radiales et conduit à la contractance de l'échantillon.
- Troisième procédé : le renforcement par colonnes de ciment permet une augmentation de la résistance du sol proportionnelle à la teneur en ciment jusqu'à une valeur seuil de 20% et une diminution des déformations inversement proportionnelle à la teneur en ciment. Les déformations dans l'échantillon passent de 11,5% avant renforcement à 4,9% après renforcement par une colonne de teneur en ciment égale à 20%. Cette diminution est due à l'absorption des colonnes d'une partie importante des déformations, en raison de leur rigidité élevée. Il est à souligner que les colonnes permettent d'augmenter significativement l'angle de frottement interne dans l'échantillon de sol. Ce constat confirme l'efficacité de cette technique de renforcement vis-à-vis de la

diminution de la phase de contractance dans le sol et par conséquent la diminution des tassements dans le sol étudié.

- Quatrième procédé : le renforcement par colonnes ballastées montre, qu'en conditions drainées l'augmentation du nombre d'inclusions fait diminuer le caractère contractant du sol, et par conséquent engendre la dilatance de ce dernier. D'où l'efficacité du procédé pour la réduction des tassements dans le sol étudié est confirmée. En conditions non drainées, il a été constaté une amélioration de la résistance au cisaillement et une réduction de la pression interstitielle dans l'échantillon de sol, proportionnelles au nombre de colonnes. D'un échantillon non renforcé à un échantillon renforcé par trois colonnes, l'amélioration de la résistance est de 50%, par contre la diminution de la pression qui est moins importante au début du chargement, mais devient considérable dès que l'échantillon dépasse une déformation axiale ε_l de 5%. L'angle de frottement interne enregistre quant à lui, une amélioration considérable allant jusqu'à 6°.

Enfin, la carte thématique de gestion du risque mouvements de terrains a été élaborée sous un environnement SIG. Des recommandations relatives aux procédés de renforcements à utiliser pour chaque zone sont mentionnées sur cette carte de manière textuelle. Les dites recommandations sont faites sur la base des résultats des essais réalisés en laboratoire cités plus haut. En conséquence cette carte et les recommandations qui l'accompagnent (Tab. 5.7), constituent un plan de prévention du risque sismique (PPRS) représentant un outil d'aspect géotechnique présenté dans ce travail pour la gestion du risque sismique dans la ville de *Chlef*.

Ainsi, les résultats obtenus à l'issue de cette thèse, contribueront concrètement à la mise au point d'une stratégie de gestion du risque sismique dans la ville de *Chlef*.

Perspectives de l'étude

A terme de cette thèse, nos perspectives sont la continuation de cette étude en abordant les aspects suivants :

- L'évaluation des pertes humaines et économiques résultant de l'interruption de l'activité économique pendant une éventuelle crise sismique dans la ville de *Chlef*. Cette évaluation est un moyen d'évaluation du dysfonctionnement de la société affectée, afin de fournir des solutions pour une résilience rapide et efficace.
- L'évaluation de la vulnérabilité sismique des voies de circulation, réseaux divers et ouvrages d'art. Cette évaluation permettra, notamment la hiérarchisation des ouvrages à réhabiliter et les accès et voies susceptibles de se rompre ou de se trouver hors service au moment de crise.
- L'utilisation du software *HAZUS*, renommé dans ce domaine pour la simulation des mêmes scénarios réalisés dans ce travail par *ARMAGEDOM*, afin de comparer les résultats trouvés.
- L'extension de l'étude à d'autres entités urbaines dans la wilaya de *Chlef*, telles que les villes de *Ténès*, *Oued Fodda*, *Boukadir*, et *Abou El Hassen* auxquelles les pouvoirs publics doivent accorder un intérêt particulier en matière de gestion du risque sismique à cause de leurs proximité de failles actives, et de la présence d'enjeux humains et matériels augmentant le risque sismique dans ces villes.

Références bibliographiques

- Al Mahmoud M (1997). “ Etude en Laboratoire du Comportement des Sables sous Faibles Contraintes”. Thèse de doctorat en génie civil à l’USTL, Lille, p 146.
- Ambraseys NN (1981). “The El Asnam (Algeria) Earthquake of October 10, 1980: Conclusions Drawn from a Field Study.” *Quarterly Journal of Engineering Geology* 14:143-148. Doi:10.1144/GSL.QJEG.1981.014.02.05
- Ambraseys NN, Douglas J, Sarama SK, Smit PM (2005). “Equations for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes using Data from Europe and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration and Spectral Acceleration”. *Bulletin of Earthquake Engineering* 3:1–53
- Athmani AE, Gouasmia AEH, Ferreira TM, Vicente R (2015). “Earthquake Vulnerability and Repair Cost Estimation of Masonry Buildings in the Old City Center of Annaba”. *World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil, Structural, Construction and Architectural Engineering* 9(6): 575-581. Doi:10.1007/s10518-014-9717-7
- Atkinson G and Sonley E (2000) “Empirical relationships between modified Mercalli intensity and response spectra”. *Bulletin of the Seismological Society of America* 90: 537–544.
- Arab A, Shahrour I, Lancelot L (2011). “A laboratory Study of Liquefaction of Partially Saturated Sand”. *Journal of Iberian Geology* 37(1): 29–36
- Arab A, Sadek M, Belkhatir M, Shahrour I (2014). “Monotonic Preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Chlef Silty Sand: A Laboratory Study”. *Arabian journal for science and engineering* 39:685–694.
- Arab A, Belkhatir M, Sadek M (2016). “Saturation Effect on Behaviour of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation”. *Geotechnical and Geological Engineering* 34 (1): 347-358
- Aris M (2012). “Investigations Expérimentales des Effets de la Microstructure sur le Comportement des Milieux Granulaires et sur l’Instabilité de Liquéfaction”. Thèse de doctorat. Université Aix Marseille II, p.202.
- Avouac JP, Meyer B & Tapponnier P (1992). “On the Growth of Normal Faults and the Existence of Flats and Ramps along the El Asnam Active Fold and Thrust System”. *Tectonics* 11: 1-11. doi: 10.1029/91TC01449
- Ayadi A and Bezzeghoud M (2015) “Seismicity of Algeria from 1365 to 2013: Maximum Observed Intensity Map (MOI by 2014)”. *Seismological Research Letters* 86(1):1-9. doi:10.1785/0220140075
- Beldjoudi H et al., (2012). “The Tadjena Earthquake (Mw = 5.0) of December 16, 2006 in the Cheliff Region (Northern Algeria): Waveform modelling, Regional Stresses and Relation with the Boukadir Fault”. *Pure and Applied Geophysics* 169(4):677-691. Doi:101007/s00024-011-0337-8
- Belkhatir M, Schanz T, Arab A (2013) “Effect of Fines Content and Void Ratio on the Saturated Hydraulic Conductivity and Undrained Shear Strength of Sand–Silt Mixtures”. *Environmental Earth Sciences* 70 (6): 2469-2479. Doi:10.1007/s12665-013-2289-z
- Belvaux M, Bertil D, Nachbaur A (2015). “Exploitation des Microzonages Sismiques pour leur Transcription en PPR Sismiques aux Antilles Françaises. ” 9^{ème} Colloque National de l’AFPS, Nov 2015, Marne-La-Vallée, France.
- Benaichouche A, Negulescu C, Sedan O, Boutaraa Z (2018). “Seismic Vulnerability Assessment from Earthquake Damages Historical Data Using Constrained Optimization Technique. ” *Journal of Geoscience and Environment Protection* 6. Available from: <http://www.scirp.org/journal/gep>
- Benahmed N, Canou J, Dupla JC (2004). “Structure initiale et Propriétés de Liquéfaction Statique d’un Sable” *Comptes Rendus Mécanique* 332: 887-894
- Benessalah I, Arab A, Villard P et al., (2016). “Shear Strength Response of a Geotextile-Reinforced Chlef Sand: A Laboratory Study”. *Geotechnical and Geological Engineering* 34 (6), 1775-1790
- Bergado DT, Anderson LR, Miura N, Balasubramaniam AS (1996). “Soft Ground Improvement in Lowland and other Environments.” ASCE Press. New York.

- Bertero V& Shah H (1983).“ El-Asnam, Algeria Earthquake of October 10, 1980. A Reconnaissance and Engineering Report”. Earthquake Engineering Research Institute, 1983, p 210.
- Berthelot P, Pezot B, Liausu P (2003). “Amélioration Des Sols Naturels Ou Anthropiques Par Colonnes Semi-Rigides: Le Procédé CMC.” In proceeding of the 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), August 25-29 2003, Prague, Rotterdam.
- Bezzeghoud M, Dimitrov D, Ruegg JC, Lammali K (1995). “Faulting Mechanism of the 1954 and 1980 Earthquakes from Vertical Movements Modelling”. *Tectonophysics* 249(3):249-266.
- Bishop AW.& Wesley LD. (1975).“A Hydraulic Triaxial Apparatus for Controlled Stress Path Testing”. *Geotechnique* 25(4): 657-670.
- Bouassida M (2008). “Techniques d’amélioration des sols ”. Polycopié. ENIT Tunis, 2008.
- Bouassida M. and Hazzar L (2012). “Novel Tool for Optimised Design of Reinforced Soils by Columns”. *Ground Improvement* 165 Issue GII: 31–40 .doi.org/10.1680/grim.2012.165.1.31
- Boukri M, Farsi M, Mebarki A, et al. (2014). “Seismic Risk and Damage Prediction: Case of the Buildings in Constantine City (Algeria)”. *Bulletin of Earthquake Engineering* 12(6):2683-2704. Doi:10.1007/s10518-014-9594-01001
- Boutaraa (2013). “La Gestion du Risque Sismique dans la Ville de Chlef (Algérie)” Mémoire de projet professionnel CES. Ecole Nationale des Travaux Publics de l’Etat. Lyon, p. 165
- Boutaraa Z & Virriest-Leblanc G (2013).“Retour d’Expérience des Séismes Passés: Le Cas de la Ville de Chlef (Algérie)”. *Préventique* 131: 10-13.
- Brahim AEK, Arab A, Belkhatir M, Shahrour I (2015). “Laboratory Study of Geotextiles Performance on Reinforced Sandy Soil”. *Journal of Earth Science* 27 (6): 1060-1070
- Breyse D.(2009a). “Maitrise des Risques en Génie Civil, Volume 1. Ed, Hermès- Lavoisier, p 222
- Breyse D (2009b). “Maitrise des risques en génie civil”, Volume 2. Ed, Hermès- Lavoisier, p 288
- BRGM (2008). “Scénario Départemental de Risque Sismique Méthodologie et Processus de Réalisation”, Annexes 1 à 21, Ed. BRGM/RP-55415-France.
- Briançon L, kastner R, Simon B, Dias D (2004). “Etat des connaissances : Amélioration des sols par inclusions rigides. ”. In: Dhouib A., Magnan J.-P., Mestat P. Eds. Proc. Of Symp. Int. sur l'Amélioration des Sols en Place. ASEP-GI, 9-10 sep. 2004, Paris. Presses de l’ENPC, pp: 15-44.
- CFMS & AFPS (2012). “Procédés d'amélioration et de renforcement des sols sous actions sismiques-Guide technique”. Ed. Presses des ponts et chaussées, P 232.
- Chaker A & Slimani M (1983). “Distribution des Dommages: Actes de Journées Scientifiques sur le Séisme d’El Asnam du 10.10.1980”. Organisme National de la Recherche Scientifique. Alger
- Cherif SED, Chourak M; Abed M, Pujades L (2016). “Seismic Risk in the City of Al Hoceima (north of Morocco) Using the Vulnerability Index Method, Applied in Risk-UE Project”. *Natural Hazards*. Doi: 10.1007/s11069-016-2566-8
- Chiroiu L (2004). “Modélisation de Dommages Consécutifs aux Séismes. Extension à d’Autres Risques Naturels”. Thèse de Doctorat, Université Denis Diderot, Paris VII, Paris, p 187.
- Chemmam M, Arab A, Belkhatir M & Bouferra R (2016). “Behavior of Loose Silty Sand of Chlef River: Effect of Low Plastic Fine Contents and Other Parameters”. *Marine Georesources & Geotechnology* 34 (4): 384-394.DOI: 10.1080/1064119X.2015.1014983
- Cisternas A, Dorel J and Gaulon R (1982).“Model of the Complex Source of El Asnam Earthquake”, *Bulletin of the Seismological Society of America* 72: 2245–2266.
- D’Ayala D (2005). “Force and Displacement Based Vulnerability Assessment for Traditional Buildings”. *Bulletin of Earthquake Engineering* 3: 235-265.
- Della NED (2010). “Etude expérimentale du comportement du sol de Chlef (Liquéfaction statique) ” Thèse de doctorat, université Abdelhamid IBN BADIS de Mostaganem.
- Della N, Arab A and Belkhatir M (2011). “Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Loose Granular Soil Under Static Loading”. *Acta Mechanica Sinica* 27(5): 796–802.

- Deschamps A, Gaudemer Y, Cisternas A(1982).“The El Asnam, Algeria, Earthquake of 10 October 1980 Multiple Source Mechanism Determined from Long Period Record”. *Bulletin of the Seismological Society of America* 72:1111–1128.
- Derder MEM. et al., (2011). “Tectonic Evolution of the Active "Chelif" Basin (Northern Algeria) from Paleomagnetic and Magnetic Fabric Investigations.New Frontiers in Tectonic Research - At the Midst of Plate Convergence.” Available from: <http://www.intechopen.com/books/>
- Dhouib A, Magnan JP, Guilloux A (2004). “Soil Improvement Techniques: History, Geotechnical Investigations, Applications and Economical Data”, ASEP-GI 2004 -Vol. 2 Magnan (ed.), Presses de l’ENPC/LCPC, Paris
- Djaalali F et Bensaïbi M (2009). “Vulnérabilité Sismiques des Structures de Maçonnerie en Algérie”, 9^{ème} Congrès de Mécanique, Marrakech, Maroc, Vol. 1, p.22-24.
- Dewey JW (1991). “The 1954 and 1980 Algerian Earthquakes: Implication for the Characteristics-Displacement Model of Fault Behaviour”. *Bulletin of the Seismological Society of America* 81:446-467
- Douglas J (2011). “ Ground-motion Prediction Equations 1964–2010”, Ed. BRGM- France.
- El-Kholy S; El-Assaly M; Maher M (2012).“Seismic Vulnerability Assessment of Existing Multi-Story Reinforced Concrete Buildings in Egypt”. *Arabian Journal for Science & Engineering* 37(2):341-355
- Duco F (2012). “Méthodologies d'Evaluation de la Vulnérabilité Sismique de Bâtiments Existants à partir d'une Instrumentation in situ”. Thèse de Doctorat, Université de Toulouse, p 164.
- Durville JL & Méneroud JL (1982). “Phénomènes Géomorphologiques Induits par le Séisme d'El Asnam, Algérie. Comparaison avec le Séisme de Campanie, Italie”. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées* 120: 13-23.
- Farsi M, Lazzali F, Ait-Méziane Y (2003). “World Housing Encyclopedia Report.Stone masonry apartment building ”. Earthquake Engineering Research Institute (EERI) and International Association for Earthquake Engineering (IAEE), Report.p 34.
- FEMA (1988).Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: a handbook. (Report N°FEMA-154, 2nd edition). Buildings Seismic Safety Council, Washington D.C.
- FEMA (2003).“HAZUS Earthquake Loss Estimation Methodology”. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Filiatrault A (1996). “Éléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures”, 1^{ère} édition, Presses inter Polytechnique, France. p 478.
- Giovinazzi S (2005). “Vulnerability Assessment and the Damage Scenario in Seismic Risk Analysis.”, Ph.D Thesis, University of Florence, Italy, p 222.
- Guéguen P & Taliercio G (2007). “Gestion du Patrimoine Bâti et Risque Sismique: Automatisation de calcul de l'indice de vulnérabilité des bâtiments”. Prog. Recherche, Pôle Grenoblois Risques Naturels.
- Grünthal G (1998). “European Macroseismic Scale”. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie. Luxemburg, Vol. 15.
- Habert É (2000). “Qu’est-ce qu’un système d’information géographique?”. Ed. IRD. Institut de recherche pour le développement. France
- Habib P and Luong MP (1978). “ Sols Pulvérulents Sous Chargement Cyclique”. Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cyclique, Ecole Polytechnique, Sept. 28-29, pp: 49-79
- Haddadou MA(2012). “Dictionnaire toponymique et historique de l'Algérie, TiziOuzou”, Éd.Achab, 2012 ([ISBN 9789947972250](https://doi.org/10.1007/9789947972250)), p. 234.
- Hamdache M, Peláez José A, Talbi A, López Casado C (2010) “A unified catalog of main earthquakes for northern Algeria from A.D. 856 to 2008. ” *Seismological Research Letters* 81(5):732-739. doi:10.1785/gssrl.81.5.732
- Hamidatou M et Sbartai B (2016). “Deterministic Assessment of Seismic Risk in Constantine City, Northeast Algeria”. *Natural Hazards*. Doi :0.1007/s11069-016-2693-2

- Hatem A (2009). "Comportement en Zones Sismiques des Inclusions Rigides: Analyse de l'Interaction Sol-Inclusion-Matelas de Répartition- Structure. ". Thèse de doctorat, université de Lille 1, p. 129.
- Hausler EA. and Sitar N (2001) "Performance of Soil Improvement Techniques in Earthquakes" .International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Paper 6. <http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/04icrageesd/session10/6>
- Hazen A (1920). "Hydraulic Fill Dams". *Transactions of the American Society of Civil Engineers*. 83: 1713-1745
- HAZUS (1999). "Earthquake Loss Estimation Methodology: Technical and User Manuals". Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1999.
- Hoeg K, Dyvik R & Sandbaekken G (2000). "Strength of Indisturbed Versus Reconstituted Silt and Silty Sand Specimens". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(7): 606-617.
- Houda M, Silva Pinto C. DA, Jenck O, Briançon L (2013). "Three-dimensional small scale model of soil reinforcement by rigid piles and geosynthetic." 9^{èmes} Rencontres Géosy. 9-11 avril 2013, Dijon
- Huckert A (2014). "Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides. " Thèse de doctorat, Université de Grenoble, p 246.
- Iorio JP, Matichard Y, Soyez B, Besançon G (1987). "Étude Du Comportement d'une Culée en Terre Armée Fondée sur Colonnes Ballastées. Comptes Rendus". Colloque International Interaction sol-structures, Presses de l'ENPC, Paris, 97-106.
- Ishihara K, Tatsuoka F and Yasuda S (1975). "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses". *Soils and Foundations* 18(1): 57-72.
- Ishihara K (1985). "Stability of Natural Deposits during Earthquakes», proc. 11th International Conference on Soils Mechanics and foundations Engineering, San Francisco, vol. 1, pp: 321-376.
- Joyner WB. and Boore DM. (1981) "Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion records from 1979 Imperial Valley, California, earthquake". *Bulletin of the Seismological Society of America* 71: 2011-2038
- Khalfet MA, BoudenRomdhane N, Boukadi N(2013). "An Inventory of Buildings in the City of Tunis and an Assessment of Their Vulnerability". *Bulletin of Earthquake Engineering* 11(5): 1563–1583
- Kerrouzi D & Tari A (2013). "Apport de l'Imagerie Satellitaire dans le Suivi des Instruments d'Urbanisme et des Programmes d'Habitat. Cas de la Ville de Chlef". <http://wismeday.amjgistes.org/>.(Consulté le 22/02/2015)
- Krim A, Zitouni ZEA, Arab A and Belkathir M (2012). "Identification of the Behavior of Sandy Soil to Static Liquefaction and Microtomography." *Arabian Journal of Geosciences* 6(7): 2211-2224.
- Kunihiro O, Hideki H, Hideki Y (2014). "Examination of Application of Steel Slag to Sand Compaction Pile Method." JFE Technical Report No. 19, p. 41–48
- Ladd RS (1978). "Preparing Test Specimen Using Under Compaction". *Geotechnical Testing Journal* 1: 16-23.
- Lagomarsino S and Giovinazzi S (2006). "Macroseismic and Mechanical Models for the Vulnerability and Damage Assessment of Current Buildings". *Bulletin of Earthquake Engineering* 4(4): 415-443.
- Lammali K et al., (1997). "Postseismic deformation at El Asnam (Algeria) in the seismotectonic context of northwestern Algeria". *Geophysical Journal International* 129: 597-612.
- Lamego P, Lourenc PB, Sousa ML, Marques R (2016). "Seismic Vulnerability and Risk Analysis of the Old Building Stock at Urban Scale: Application to a Neighbourhood in Lisbon". *Bulletin of Earthquake Engineering*. Doi: 10.1007/s10518-016-0072-8
- Lantada N, Irizarry J, Barbat AH, Goula X, Roca A, Susagna T, and Pujades L G (2010). "Seismic Hazard and Risk Scenarios for Barcelona, Spain, Using the Risk-UE Vulnerability Index Method". *Bulletin of Earthquake Engineering* 8(2):201-229.

- Layadi K, Semmane F, Yelles-Chaouche AK (2016). "Site-Effects Investigation in the City of Chlef (formerly El-Asnam), Algeria, Using Earthquake and Ambient Vibration Data". *Bulletin of the Seismological Society of America* 106(5): 1-12. Doi:10.1785/0120150365
- Liausu PH, Iorio JP, Hartley WF (1995). "Densification Des Sols Affaissables Par Compactage Dynamique." Première Journée Louis Ménéard : La densification des sols, Paris, Comité Français de Mécanique des Sols, pp. 49-58.
- Luong MP (1978). "Etat Caractéristique du Sol". *Compte Rendu à l'Académie des Sciences* 287(15): 305-307.
- Madhav MR & Krishna AM (2008). "Liquefaction mitigation of sand deposits by granular piles-an overview". *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*, p. 66-79.
- Mahmoudi Y, CherifTaiba A, Belkhatir M and Schanz T (2016). "Experimental Investigation on Undrained Shear Behavior of Overconsolidated Sand-Silt Mixtures: Effect of Sample Reconstitution", *Geotechnical Testing Journal*. DOI: 10.1520/GTJ20140183. ISSN 0149-6115
- Martin JR and Olgun CG (2007). "Liquefaction Mitigation Using Jet-Grout Columns-1999 Kocaeli Earthquake Case History And Numerical Modelling", 4th international geotechnical engineering. June 25-28, 2007. Paper n° 1273
- Meghraoui M, Cisternas A & Philip H (1986). "Seismotectonics of the lower Cheliff basin: Structural background of the El Asnam (Algeria) earthquake". *Tectonics* 5:809-836
- Meghraoui M (1988). "Géologie des zones sismiques du Nord de l'Algérie: Paléosismologie, tectonique active et synthèse sismotectonique". Thèse d'État, université Paris-Sud, p 356.
- Meghraoui M, Philip H, Albared F, Cisternas A (1988). "Trench investigation through the trace of the 1980 El Asnam thrust fault." *Bulletin of the Seismological Society of America* 78:979-999.
- Milutinovic ZV and Trendafiloski GS (2003). "An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns", WP4: Vulnerability of current buildings.
- Mourabit T et al. (2014). "Neo-deterministic Seismic Hazard Assessment in North Africa." *Journal of Seismology* 18: 301–318.
- Mouroux P & Lebrun B (2006). "Presentation of RISK-UE Project". *Bulletin of Earthquake Engineering* 4(4): 323–339.
- NICOL J (2014). "Quantification Effective du Risque Sismique" Cahier technique n°32, Association Française du Génie Parasismique. Nov. 2014. Édition AFPS, 87 p.
- NISEE, Earth.Eng. Online Archive NISEE e-Library. <http://nisee.berkeley.edu/elibrary/about.html>
- Novelli V, D'Ayala D, Makhloufi N, Benouar D, Zekagh A (2015). "A procedure for the Identification of the Seismic Vulnerability at Territorial Scale. Application to the Casbah of Algiers". *Bulletin of Earthquake Engineering* 13(1):177–202. DOI 10.1007/s10518-014-9666-1
- Ouyed M (1981a). "Le Tremblement de Terre d'El Asnam du 10 octobre 1980: Etude des répliques. Algérie. Appliedgeology". Thèse de Doctorat, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, France, p 216.
- Ouyed M et al., (1981b). "The El Asnam Earthquake of October 10 1980". *Seismotectonics Nature* 292:26-31. Doi:10.1038/292026a0
- Pecker A (1984). "Dynamique des Sols », Presses des Pont et Chaussées, Paris, P 259.
- Pellissier V (2004) "Evaluation de Stratégies pour la Gestion du Risque Sismique du Bâtiment". Thèse de Doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, p 192
- Pham VA (2013). "Effets de la Pression Interstitielle sur la Réponse Sismique des Sols : Modélisation Numérique 1D/ 3 Composantes". Université Paris-Est, p 298.
- Perrault M (2013). "Evaluation de la Vulnérabilité Sismique de Bâtiments à partir de Mesures in situ". Thèse de Doctorat, Université de Grenoble, p 223.
- Petrovski J, Petrovski D, Auramov A et al., (1981). "Studies for Elaboration of the Code for Repair and Strengthening of Damaged Buildings in the Region of El Asnam- Vol. VII, Analysis of simple structures and damage distribution analysis". Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, University of Kril and Metodij, Skopje. Report IZIS82-55-7

- Rangel-Núñez JL, Gómez-Bernal A, Aguirre-González J et al., (2008). "Dynamic Response of Soft Soil Deposits Improved with Rigid Inclusions." The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China
- RGPH (2008). "V^{ème} Recensement Général de la Population et de l'Habitat". *Collections Statistiques* n° 163/2011 Série S: Statistiques Sociales. Office National des Statistiques, Alger.
- RPA (2003). "Règles Parasismiques Algériennes". Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- Saidi A (2010). "La Vulnérabilité des Ouvrages Soumis aux Aléas Mouvements de Terrains; Développement d'un Simulateur de Dommages". Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, p 214.
- Sarris A, Loupasakis C, Soupios P, Trigkas V, Vallianatos F (2010) "Earthquake Vulnerability and Seismic Risk Assessment of Urban Areas in High Seismic Regions: Application to Chania City, Crete Island, Greece". *Natural Hazards* 54: 395-412
- Sedan O, DeMartin F, Roussillon P (2006). "Scénario de Crise Sismique: Valorisation des scénarios départementaux de risque sismique, définition d'un avant-projet", Ed. BRGM/R-54482-France, p 106.
- Sedan O, Negulescu C, Terrier M et al., (2013). "Armagedom- A Tool for Seismic Risk Assessment Illustrated with Applications". *Journal of Earthquake Engineering* 17(2):253-281.
- Sladen JA, Hollander RD, & Krahn J (1985). "The Liquefaction of Sands, a Collapse Surface Approach". *Revue Canadienne de Géotechnique* 22(4): 564-578.
- Senouci A, Bard PY, Farsi MN, Beck E, Cartier S (2013). "Robustness and Uncertainties of Seismic Damage Estimates at Urban Scale: A methodological comparison on the example of the city of Oran (Algeria)". *Bulletin of Earthquake Engineering* 11:1191-1215
- Slimani-Ait Saada E (2007). "Géographie, Imaginaire, Fiction: La Plaine du Chélif à Travers les Textes". Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise, p. 524.
- SNAT (2007). "Projet du Schéma National d'Aménagement du Territoire", Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, Février 2007, Alger.
- Sidaner JF (1981). "Comportement Cyclique Transitoire des Milieux Pulvérulents". Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique de Palaiseau, Paris
- Soude M (2011). "Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire M3S R. Architecture, aménagement de l'espace" Thèse de doctorat. Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand II, p 197.
- Tebal F (1985). "Assessment of the Exposure of the Risk of Algiers to a Seismic Risk". Proceedings of the International Conference on Reconstruction, Restoration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas. Yugoslavia. Skopje, November 5-9, p: 399-407
- Terzaghi K (1956). "Varieties of Submarine Slope Failures" Harvard Soil Mechanics Series, 52, p 16.
- Skempton A W (1954). "The Pore Pressure Coefficients A and B". *Géotechnique* 4(4): 143-147.
- Vaid PY, Chung EKF, Kuerbis RH (1990). "Stress path and steady state". *Canadian Geotechnical Journal* 27: 1-7.
- Vernay M, Morvan M, Breul P (2015). "Etude du Comportement des Sols non Saturés à la Liquéfaction", 33^{èmes} Rencontres de l'AUGC, ISABTP/UPPA, Anglet, 27 au 29 mai 2015.
- Verrhiest G (2008). "Guide des Méthodes de Diagnostics de la Résistance des Bâtiments aux Séismes, Comparaison de Méthodes Qualitatives d'Evaluation de la Vulnérabilité des Constructions aux Séismes". Plan séisme - action 2.4.7.CETE Méditerranée, 164 p.
- Wald D, Quitoriano V, Heaton T et al., (1999). "TriNetShakeMaps: Rapid generation of peak ground motion and intensity maps for earthquakes in southern California". *Earthquake Spectra* 15: 537-555.
- Woodward-Clyde Consultants (1984). "Microzonation Sismique d'Echllif - Algérie.", Alger, p 166.
- Yedjour K (2012). "Modélisation Numérique de la Liquéfaction des Sols Sableux.", Mémoire de Magister. Université Mohamed Khider, Biskra, p .136.
- Yelles-Chaouche A, Boudiaf A, Djellit H, Bracene R (2006). "La Tectonique Active de la Région Nord-Algérienne". *Comptes Rendus Geoscience* 338:126-139. Doi:10.1016/j.crte.2005.11.002

- Yielding G, Jackson JA, King GC et al., (1981). "Relations between Surface Deformation, Fault Geometry, Seismicity, and Rupture Characteristics during the El Asnam (Algeria) Earthquake of 10 October 1980". *Earthquake and Planetary Science Letters* 56:287-304.
- Yielding G, Ouyed M, King GC, and Hatzfeld D (1989). "Active Tectonics of the Algerian Atlas Mountains- Evidence from Aftershocks of the 1980 El Asnam Earthquake". *Geophysical Journal International* 99:761-788
- Yoshimine M & Ishihara K (1998). "Flow Potential of Sand During Liquefaction". *Soils and Foundations* 38(3): 189-198.

Annexe A
Inventaire du cadre bâti et distribution des typologies constructives

1- Scénario I: *El Asnam* 1980

ID	Quartier	Typologie	Nombre Bat	Nombre Logts	Bat vert	Bat rouge	Bat orange	TA	TB	TC
1	CV2	TB	22	22	23	9	77	0	22	0
2	CV2	TA	15	360	0	33	80	15	0	0
3	CV2	TB	15	360	20	33	80	0	15	0
4	CV2	TA	46	46	31	30	69	46	0	0
5	CV2	TC	46	46	31	30	69	0	0	46
6	CV2	TC	59	59	69	2	31	0	0	59
7	CV2	TB	3	72	67	0	33	0	3	0
8	CV2	TB	3	72	67	0	33	0	3	0
9	CV2	TC	2	48	0	50	100	0	0	2
10	CV2	TB	5	120	0	40	100	0	5	0
11	CV2	TC	53	53	25	28	75	0	0	53
12	CV2	TC	130	130	26	26	74	0	0	130
13	SUD	TA	3	72	0	0	0	3	0	0
14	SUD	TA	7	168	0	71	100	7	0	0
15	SUD	TB	471	471	21	38	79	0	471	0
16	SUD	TC	213	213	23	28	77	0	0	213
17	SUD	TA	9	216	22	34	78	216	0	0
18	SUD	TB	106	106	44	30	56	0	106	0
19	SUD	TC	171	171	61	5	39	0	0	171
20	SUD	TC	295	295	44	22	56	0	0	295
21	SUD	TA	2	48	0	0	100	2	0	0
22	SUD	TA	2	48	0	50	100	2	0	0
23	SUD	TB	42	42	38	26	62	0	42	0
24	SUD	TB	18	18	39	28	61	0	18	0
25	SUD	TC	63	63	42	22	58	0	0	63
26	NORD	TC	19	19	20	48	80	0	0	19
27	NORD	TC	37	37	14	40	86	0	0	37
28	NORD	TC	26	26	0	58	100	0	0	26
29	NORD	TB	99	99	34	18	66	0	99	0
30	NORD	TB	78	78	14	18	86	0	78	0
31	NORD	TB	23	23	22	36	78	0	23	0
32	NORD	TC	158	158	33	28	67	0	0	158
33	NORD	TC	76	76	42	8	58	0	0	76
34	NORD	TC	57	57	33	3	67	0	0	57
35	NORD	TC	38	38	47	21	53	0	0	38
36	CV1	TB	20	20	30	35	70	0	20	0
37	CV1	TB	26	26	4	84	96	0	26	0
38	CV1	TC	31	31	48	23	52	0	0	31
39	CV1	TB	26	26	12	34	88	0	26	0
40	CV1	TC	33	33	33	31	67	0	0	33
41	CV1	TC	82	82	24	27	76	0	0	82
42	CV1	TB	37	37	27	0	73	0	37	0
43	CV1	TB	16	384	19	25	81	0	16	0
44	CV1	TA	70	70	24	27	76	70	0	0
45	CV1	TA	113	113	6	26	94	113	0	0
46	CV1	TA	129	129	27	14	73	129	0	0
47	CV1	TA	127	127	18	17	82	127	0	0
48	CV1	TB	15	360	7	33	93	0	15	0
49	CV1	TB	24	24	33	38	67	0	24	0
50	CV1	TC	5	120	40	20	60	0	0	5
Total			3166	5512				523	1049	1594

2- Scénarios II et III : Chlef actuellement

ID	ZONE	QUART	TYPE	AGE	MAT	HAUTEUR	Nb Etage	CONC ⁴⁴	REHAB ⁴⁵	Nb logts	Nb Habit	Typologie	Nb Bat
1	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	non	150	930	T1	150
2	ChlefCentre	CV	Equip (hotel)	2010	BA	19	6	Paras	Néant	1	20	T5	1
3	ChlefCentre	CIA	Equip (Adm)	1990	BA	13	4	Paras	Néant	1	40	T4	5
4	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	OUI	220	1364	T2	187
5	ChlefCentre	CV	Equip (Radio)	2000	BA	4	1	Paras	Oui	1	10	T4	3
6	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1980	BMaç	13	4	Nonparas	Non	1	40	T1	35
7	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1990	BA	13	4	Paras	Néant	1	40	T4	5
8	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1950	BMaç	10	3	Nonparas	Oui	1	40	T1	5
9	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	2010	BA	19	6	Paras	Néant	1	40	T5	3
10	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	110	682	TM	127
11	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1990	BA	13	4	Paras	Néant	1	40	T4	6
12	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	100	620	TM	134
13	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	100	620	TM	152
14	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	140	868	TM	164
15	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	60	372	T1	79
16	ChlefCentre	CV	Equip (Police)	1990	BA	13	4	Paras	Non	1	40	T4	4
17	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Neant	40	40	T4	4
18	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	90	558	T1	62
19	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1990	BA	13	4	Paras	Neant	1	40	T4	5
20	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1990	BA	19	6	Paras	Néant	1	40	T4	5
21	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1990	BA	19	6	Paras	Néant	1	40	T4	6
22	ChlefCentre	CV	BatHAB	1990	BA	7	2	paras	Neant	80	496	T4	70
23	ChlefCentre	CV	Equip (Adm)	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Oui	1	40	T2	5
24	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	50	310	T1	45
25	ChlefCentre	CV	BatHab	1990	BA	19	6	Paras	Néant	135	837	T4	125
26	ChlefCentre	CV	Equip (CEM)	2005	BA	13	3	Paras	Néant	1	500	T5	6

⁴⁴ Conception parasismique ou non parasismique, selon l'année de construction.

⁴⁵ Réhabilitation après le séisme du 10 octobre 1980.

27	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	60	372	T1	51
28	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	45	279	TM	104
29	ChlefCentre	CV	Equip (Musée)	2000	BA	13	4	Paras	Néant	1	10	T5	1
30	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	70	434	T1	50
31	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	30	186	TM	97
32	ChlefCentre	CV	Equip (caserne)	2000	BA	19	6	Paras	Néant	1	40	T5	5
33	ChlefCentre	CV	Equip (CEM)	2000	BA	13	3	Paras	Néant	1	500	T4	4
34	ChlefCentre	CV	BatHab	2004	BA	19	6	Paras	Néant	160	992	T5	183
35	ChlefCentre	CV	CI	1990	BA	7	2	Paras	Néant	15	93	T4	11
36	ChlefCentre	CV	Eqp (Adm)	2005	BA	13	4	Paras	Néant	1	40	T5	8
37	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	20	124	T1	23
38	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	70	434	T1	49
39	ChlefCentre	CV	Eqp (Adm)	1990	BA	7	2	Paras	Néant	1	40	T4	8
40	ChlefCentre	CV	CI	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Non	80	496	T1	61
41	ChlefCentre	CV	BatHab	1990	BA	19	6	Paras	Neant	90	558	T4	80
42	ChlefCentre	CV	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Néant	120	744	T4	107
43	ChlefCentre	CV	BatHab	2010	BA	19	6	Paras	Néant	80	496	T5	4
44	ChlefCentre	CV	Eqp (Adm)	2000	BA	13	4	Paras	Néant	1	40	T4	4
45	ChlefCentre	CV	Eqp (Adm)	1990	BA	13	4	Paras	Néant	1	40	T4	4
46	ChlefCentre	CV	Eqp (station	1980	BMaç	7	2	Nonparas	Oui	1	40	T1	6
47	ChlefCentre	CV	Eqp (Mosquée)	1980	BMaç	7	2	NonPars	Oui	1	10	T1	6
48	ChlefCentre	CV	Eqp (Mosquée)	1990	BA	7	2	Paras	Néant	1	10	T4	4
49	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	50	310	T1	49
50	ChlefNord	Laferme	Eqp (Mosquée)	2000	BA	13	4	Paras	Néant	1	10	T4	1
51	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	80	496	T1	39
52	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	100	620	T1	75
53	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	60	372	T1	44
54	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	60	372	T1	39
55	ChlefNord	Laferme	Eqp (primaire)	1990	BA	7	2	Paras	Neant	1	262	T4	4
56	ChlefNord	Laferme	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	50	310	T2	61
57	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	120	744	T1	97
58	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Neant	50	310	T1	55
59	ChlefNord	IAFERME	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	55	341	T1	63
60	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	55	341	T1	62

61	ChlefNord	Laferme	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	55	341	T2	61
62	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	55	341	T1	59
63	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	30	186	T1	35
64	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	60	372	T1	65
65	ChlefNord	Laferme	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	60	372	T2	72
66	ChlefNord	Laferme	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	70	434	T2	83
67	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	25	155	T1	30
68	ChlefNord	Laferme	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	50	310	T2	62
69	ChlefNord	Laferme	Eqp (Lycée)	1990	BA	13	4	PARAS	Neant	1	625	T4	4
70	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	30	186	T1	35
71	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	25	155	T1	6
72	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	20	124	T1	32
73	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	70	434	T1	78
74	ChlefNord	Laferme	Eqp (Adm)	1990	BA	13	4	Paras	Neant	1	40	T4	4
75	ChlefNord	Laferme	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	25	155	T1	30
76	ChlefOuest	NV	BatHab	2010	BA	19	6	Paras	Neant	928	5753	T5	67
77	ChlefOuest	Hamadia	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Non	400	2480	TP	274
78	ChlefOuest	Olympiqu	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Non	438	2715	TP	282
79	ChlefOuest	Olimpiqu	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	100	620	T4	5
80	ChlefOuest	EcoleM	Eqp (caserne)	1990	BA	7	2	Paras	Non	1	40	T4	4
81	ChlefOuest	Hamadia	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	80	496	T2	93
82	ChlefOuest	Hamadia	Eqp (CEM)	1990	BA	13	4	Paras	Non	1	500	T4	4
83	ChlefOuest	Olympiqu	Eqp (commerce)	1990	BA	7	2	Paras	Non	1	10	T4	8
84	ChlefOuest	Olympiqu	BatHab	1980	BMac	19	6	Nonparas	Oui	300	1860	T2	22
85	ChlefOuest	Olympiqu	Eqp (Lycée)	1990	BA	13	4	Paras	Non	1	625	T4	4
86	ChlefOuest	Olympiqu	CI	2000	BMac	7	2	Paras	Neant	40	248	T2	54
87	ChlefOuest	Olympiqu	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	60	372	T2	67
88	ChlefOuest	Olympiqu	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	120	744	T1	125
89	ChlefOuest	Lacite	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	140	868	T1	145
90	ChlefOuest	Bensouna	Eqp (C santé)	1990	Prefa	4	1	Paras	Non	1	10	TP	4
91	ChlefOuest	Bensouna	BatHab	1980	BMac	19	6	Nonparas	Oui	500	3100	T2	32
92	ChlefOuest	Bensouna	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	30	186	T1	35
93	ChlefOuest	Bensouna	Eqp (Prison)	1980	BMac	4	1	Nonparas	Non	1	800	T1	13
94	ChlefOuest	Cheniou	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	140	868	T1	151

95	ChlefOuest	Cheniou	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	120	744	T1	133
96	ChlefOuest	Bensouna	BatHab	2010	BA	19	6	Paras	Neant	260	1612	T5	33
97	ChlefOuest	Guezo	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	30	186	T1	35
98	ChlefOuest	Rurale	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	120	744	T1	125
99	ChlefOuest	Bensouna	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	80	496	T2	89
100	ChlefOuest	Tahri	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	160	992	T2	170
101	ChlefOuest	CFA	Eqp (CFPA)	2000	BA	13	4	Paras	Neant	1	500	T4	4
102	ChlefOuest	Maahad	Eqp (Lycée)	1980	BMac	13	4	Nonparas	Oui	1	625	T2	4
103	ChlefOuest	Tahri	Eqp (Hopital)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	150	T5	5
104	ChlefOuest	Tahri	BatHab	2010	BA	19	6	Paras	Neant	540	3348	T5	47
105	ChlefOuest	NVH	BatHab	2010	BA	19	6	Paras	Neant	350	2170	T5	38
106	ChlefOuest	NVH	BatHab	2010	BA	19	6	Paras	Neant	800	4960	T5	60
107	ChlefSud	Bocca	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	70	434	T1	75
108	ChlefSud	Haysalem	Eqp (CEM)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	500	T5	4
109	ChlefSud	Haysalem	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	480	2976	T4	13
110	ChlefSud	Citebenh	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	380	2356	T1	385
111	ChlefSud	Hayesale	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	700	4340	T1	705
112	ChlefSud	Bocca	Eqp (Université)	2000	BA	13	4	Paras	Neant	1	3000	T4	9
113	ChlefSud	Bocca	Eqp (Adm)	1954	BMac	10	3	Nonparas	OUI	1	10	T1	1
114	ChlefSud	Bocca	Eqp (C handicapé)	1990	BA	4	1	Paras	Neant	1	100	T2	2
115	ChlefSud	BOCCA	Equip (Université)	1990	Prefa	7	2	Paras	Neant	1	500	TP	10
116	ChlefSud	Bocca	Eqp (Université)	1990	BA	19	6	Paras	Neant	0	1000	T4	13
117	ChlefSud	Bocca	CI	1990	BMac	4	1	Paras	Non	60	372	T2	67
118	ChlefSud	Bocca	BatHab	1990	BA	13	4	Paras	Neant	60	372	T4	50
119	ChlefSud	Charra	Eqp (Police)	1990	BA	7	2	Paras	Neant	1	40	T4	0
120	ChlefSud	Charra	Prefa	1990	Prefa	4	1	Paras	Neant	25	155	TP	14
121	ChlefSud	Charra	Equip (CEM)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	500	T5	0
122	ChlefSud	Charra	Equip (Lycée)	2015	BA	13	4	Paras	Neant	1	625	T5	4
123	ChlefSud	Charra	Equip (Adm)	2000	BA	7	2	Paras	Neant	1	10	T4	1
124	ChlefSud	Charra	BatHab	1990	BA	19	6	Paras	Neant	40	248	T4	2
125	ChlefSud	Bocca	BatHab	1990	BA	19	6	Paras	Neant	280	1736	T4	6
126	ChlefSud	Charra	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	50	310	TM	111
127	ChlefSud	Charra	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	10	62	T2	21
128	ChlefSud	Charra	Equip (Adm)	1980	BMac	13	4	Nonparas	OUI	1	40	T2	2

129	ChlefSud	Charra	BatHab	1980	BMac	13	4	Nonparas	Oui	24	149	T1	2
130	ChlefSud	Charra	CI	2000	BMac	7	2	Paras	Neant	15	93	T2	25
131	ChlefSud	Zeboudj	Equip (Adm)	2003	BA	7	2	Paras	Neant	1	10	T4	2
132	ChlefSud	Zeboudj	CI	2000	BMac	7	2	Paras	Neant	10	62	T2	24
133	ChlefSud	Zeboudj	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	280	1736	T4	6
134	ChlefSud	Zeboudj	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	90	558	T4	4
135	ChlefSud	Zeboudj	Equip (primaire)	2000	BMac	4	1	Paras	Neant	1	262	T4	4
136	ChlefSud	Zeboudj	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	90	558	T4	5
137	ChlefSud	Zeboudj	BatHab	2010	BA	19	6	Paras	Neant	280	1736	T5	34
138	ChlefSud	Charra	BatHab	1990	BA	13	4	Paras	Neant	160	992	T4	6
139	ChlefSud	Bocca	Equip (primaire)	1990	Prefa	7	2	Paras	Neant	1	250	TP	2
140	ChlefSud	HaySaada	BatHab	1980	BA	13	4	Nonparas	OUI	700	4340	T4	22
141	ChlefSud	HaySaada	Equip (Adm)	2000	BA	10	3	Paras	Neant	1	40	T4	2
142	ChlefSud	HaySaada	Equip (Primaire)	1990	BA	4	1	Paras	Neant	1	262	T4	4
143	ChlefSud	Haysaada	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	50	310	T2	57
144	ChlefSud	HaySaada	Equip (Lycée)	1990	BA	7	2	Paras	Neant	1	625	T4	4
145	ChlefSud	HaySaada	BatHab	1990	BA	13	4	Paras	Neant	800	4960	T4	28
146	ChlefSud	HaySaada	Equip (M jeunes)	2000	BA	7	2	Paras	Neant	1	40	T4	4
147	ChlefSud	Elamal	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	456	2827	TP	277
148	ChlefSud	Beteguer	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	333	2065	T1	368
149	ChlefSud	Elamal	Equip (Adm)	2000	BA	7	2	Paras	Neant	1	10	T4	2
150	ChlefSud	Elamal	CI	2005	BMac	7	2	Paras	Neant	5	31	T3	6
151	ChlefSud	Gaz	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	25	155	T2	34
152	ChlefSud	Gaz	Equip (Police)	1990	BMac	4	1	Paras	Non	1	10	T2	2
153	ChlefSud	Gaz	BatHab	1990	BA	19	6	Paras	Neant	180	1116	T4	7
154	ChlefSud	Gaz	CI	2005	BMac	7	2	Nonparas	Non	25	155	T3	46
155	ChlefSud	Gaz	CI	2000	BA	7	2	Paras	Neant	30	186	T4	18
156	ChlefSud	Gaz	CI	2000	BA	7	2	Paras	Neant	30	186	T4	19
157	ChlefSud	Gaz	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	507	3143	TP	379
158	ChlefSud	Gaz	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	520	3224	TP	458
159	ChlefSud	Gaz	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	90	558	T2	99
160	ChlefSud	Gaz	Equip (C santé)	1980	BMac	4	1	Nonparas	Oui	1	10	T2	4
161	ChlefSud	Gaz	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	15	93	T2	23
162	ChlefSud	Gaz	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	400	2480	T2	412

163	ChlefSud	GAZ	CI	2000	BMac	7	2	Paras	Neant	60	372	T2	67
164	ChlefSud	Mossalah	Equip (primaire)	2000	BA	7	2	Paras	Neant	1	262	T4	4
165	ChlefSud	Mossalah	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	630	3906	T4	20
166	ChlefSud	GAZ	Equip (Police)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	10	T5	4
167	ChlefSud	Mossalah	Equip (Lycée)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	625	T5	4
168	ChlefSud	Mossalah	CI	2010	BMac	7	2	Paras	Neant	50	310	T3	71
169	ChlefSud	Mossalah	CI	2010	BMac	7	2	Paras	Neant	30	186	T3	51
170	ChlefSud	Gaz	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	10	62	T2	18
171	ChlefSud	Bocca	Equip (Adm)	2000	BA	4	1	Paras	Neant	1	10	T4	2
172	ChlefSud	Lalaouda	Prefa	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	80	496	TP	80
173	ChlefSud	LALAOUDA	Prefa	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	220	1364	TP	220
174	ChlefSud	LALAOUDA	Prefa	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	150	930	TP	150
175	ChlefSud	LALAOUDA	Equip(Primaire)	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	1	262	TP	4
176	ChlefSud	LALAOUDA	Equip (Commerces)	1990	BA	4	1	Paras	Neant	1	10	T4	4
177	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	30	186	TP	30
178	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	45	279	TP	45
179	ChlefSud	LALAOUDA	Equip (Mosquée)	1990	BA	4	1	Paras	Neant	1	10	T4	1
180	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	20	124	TP	20
181	ChlefSud	LALAOUDA	Equip	1990	BMac	4	1	Paras	Neant	1	10	T2	1
182	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	100	620	TP	100
183	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1990	BMac	4	1	Nonparas	Non	35	217	T2	42
184	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1990	BMac	4	1	Nonparas	Non	20	124	T2	23
185	ChlefSud	Chlachli	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	95	589	T1	139
186	ChlefSud	Chlachli	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	110	682	T1	132
187	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	60	372	TP	60
188	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	15	93	TP	15
189	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	120	744	TP	87
190	ChlefSud	LALAOUDA	Equip (Primaire)	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	1	262	TP	4
191	ChlefSud	LALAOUDA	BatHab	2003	BA	19	6	Paras	Neant	250	1550	T5	33
192	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	40	248	TP	36
193	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	20	124	TP	20
194	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	150	930	TP	112
195	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	250	1550	TP	226
196	ChlefSud	HASSANIA	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	150	930	T2	158

197	ChlefSud	HASSANIA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	300	1860	TP	300
198	ChlefSud	HASSANIA	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	45	279	T2	56
199	ChlefSud	HASSANIA	CI	1990	BMac	7	2	Nonparas	Non	35	217	T2	47
200	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	30	186	TP	30
201	ChlefSud	LALAOUDA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	60	372	TP	60
202	ChlefSud	LALAOUDA	Equip (CEM)	2010	BA	13	4	Paras	Non	1	500	T5	4
203	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (Adm)	2014	BA	16	5	Paras	Neant	1	40	T5	5
204	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (Adm)	2012	BA	7	2	Paras	Neant	1	40	T5	5
205	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (Hotel)	2014	BA	19	6	Paras	Neant	1	30	T5	2
206	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (Mosquée)	2010	BA	10	2	Paras	Neant	1	10	T5	1
207	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (Adm)	2010	BA	10	3	Paras	Neant	1	10	T5	2
208	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (C. Santé)	1990	BMac	4	1	Paras	Neant	1	10	T2	2
209	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (primaire)	2010	BA	7	2	Paras	Neant	1	262	T5	4
210	ChlefEst	Ezzeboud	Equip (Lycée)	2010	BA	10	3	Paras	Neant	1	625	T5	5
211	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Non	30	186	T2	39
212	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Non	70	434	T2	76
213	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	60	372	T1	74
214	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	50	310	T1	68
215	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1980	BMac	4	1	Nonparas	Non	70	434	T1	77
216	ChlefEst	Ezzeboud	CI	2003	BMac	7	2	Paras	Neant	70	434	T3	99
217	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	170	1054	T1	175
218	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1980	BMac	4	1	Nonparas	Non	65	403	T1	81
219	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	50	310	T2	57
220	ChlefEst	Ezzeboudj	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	90	558	T1	102
221	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	70	434	T2	79
222	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	70	434	T2	77
223	ChlefEst	Ezzeboud	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	35	217	T2	44
224	ChlefEst	RADAR	Equip (Adm)	2015	BA	13	4	Paras	Neant	1	40	T5	4
225	ChlefEst	RADAR	Equip (CEM)	2000	BA	10	3	Paras	Neant	1	500	T4	4
226	ChlefEst	RADAR	CI	2000	BMac	7	2	Paras	Neant	190	1178	T2	199
227	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	60	348	TP	60
228	ChlefEst	RADAR	Equip (Lycée)	2010	BA	10	3	Paras	Neant	1	625	T5	6
229	ChlefEst	RADAR	CI	2005	BA	7	2	Paras	Neant	75	465	T3	97
230	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	30	186	TP	30

231	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	160	992	TP	160
232	ChlefEst	RADAR	CI	2000	BMac	7	2	Paras	Neant	50	310	T2	65
233	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	80	496	TP	80
234	ChlefEst	RADAR	Equip (CEM)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	500	T5	6
235	ChlefEst	RADAR	Equip (Mosquée)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	0	T5	4
236	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	30	186	TP	30
237	ChlefEst	RADAR	CI	2010	BMac	7	2	Paras	Neant	70	434	T3	91
238	ChlefEst	RADAR	Equip (C. Santé)	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	1	15	TP	2
239	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	90	558	TP	90
240	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	119	738	TP	113
241	ChlefEst	RADAR	CI	2010	BMac	7	2	Paras	Neant	70	434	T3	93
242	ChlefEst	RADAR	CI	2014	BMac	7	2	Paras	Neant	60	372	T3	81
243	ChlefEst	RADAR	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	120	744	T4	107
244	ChlefEst	RADAR	CI	2014	BMac	7	2	Paras	Neant	50	310	T3	73
245	ChlefEst	RADAR	BatHab	2000	BA	13	4	Paras	Neant	270	1674	T4	12
246	ChlefEst	RADAR	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	320	1984	TP	320
247	ChlefEst	RADAR	Equip (CEM)	2000	BMac	4	1	Paras	Neant	1	500	T3	4
248	ChlefEst	RADAR	CI	2014	BMac	7	2	Paras	Neant	140	868	T3	161
249	ChlefEst	RADAR	CI	2000	BMac	7	2	Nonparas	Non	150	870	T2	158
250	ChlefEst	OULEDMED	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	1400	8120	TP	1200
251	ChlefEst	RADAR	CI	2010	BMac	7	2	Paras	Neant	30	174	T3	53
252	ChlefEst	OULEDMED	Equip (Hopital)	1983	Prefa	7	2	Paras	Neant	1	150	TP	5
253	ChlefEst	OULEDMED	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	70	434	T1	81
254	ChlefEst	OULEDMED	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	160	992	TP	160
255	ChlefEst	OULEDMED	Equip (CEM)	2000	BA	7	2	Paras	Neant	1	500	T4	4
256	ChlefEst	OULEDMED	CI	1990	BMac	7	2	Paras	Neant	90	558	T2	98
257	ChlefEst	OULEDMED	CI	2005	BA	7	2	Paras	Néant	70	434	T3	93
258	ChlefEst	OULEDMED	BatHab	2015	BA	19	6	Paras	Neant	340	2108	T5	37
259	ChlefEst	OULEDMED	CI	2010	BMac	7	2	Paras	Neant	200	1240	T3	221
260	ChlefEst	OULEDMED	CI	1980	BMac	4	1	Nonparas	Non	150	930	T1	162
261	ChlefEst	OULEDMED	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	70	434	T1	101
262	ChlefCentre	CIA	Equip (Caserne)	2000	BA	13	4	Paras	Neant	1	40	T4	4
263	ChlefCentre	CIA	Equip (CFPA)	1980	BMac	13	4	Nonparas	Oui	1	500	T1	5
264	ChlefOuest	CHORFA	CI	1983	Prefa	4	1	Paras	Neant	3150	19530	TP	2234

265	ChlefOuest	Chorfa	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	40	248	T1	57
266	ChlefOuest	Chorfa	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	500	3100	T4	14
267	ChlefOuest	CHORFA	CI	1980	BMac	7	2	Nonparas	Non	1100	6820	T1	1256
268	ChlefOuest	CHORFA	Equip (CEM)	2000	BA	10	3	Paras	Neant	1	500	T4	4
269	ChlefOuest	CHORFA	BatHab	2000	BA	19	6	Paras	Neant	712	4414	T4	25
270	ChlefOuest	CHORFA	CI	1980	BMac	4	1	Nonparas	Non	170	1054	T1	174
271	ChlefOuest	CHORFA	CI	2010	BMac	7	2	Nonparas	Non	923	5723	T1	856
272	ChlefOuest	CHORFA	Equip (Caserne PC)	1983	BA	7	2	Paras	Neant	1	10	TP	5
273	ChlefOuest	CHORFA	Equip (CEM)	2000	BA	10	3	Paras	Neant	1	0	T4	4
274	ChlefOuest	CHORFA	Equip (Hopital)	2010	BA	7	2	Paras	Neant	1	150	T5	4
275	ChlefCentre	CV	Equip (Caserne PC)	2010	BA	13	4	Paras	Neant	1	40	T5	5
276	ChlefEst	RADAR	CI	2010	BMac	7	2	Paras	Neant	40	248	T3	65

Annexe B

Taux de dommages moyens (Courbes de vulnérabilité), probabilités d'endommagement (Courbes de fragilité) et distribution des dommages

Scénario I (*El Asnam 1980*)

Typologie TA ($V_i = 0,70$)													
EMS	μD	r	P(DK \geq 1)	P(DK \geq 2)	P(DK \geq 3)	P(DK \geq 4)	P(DK \geq 5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.18859720	0.4193525	0.081401	0.011256	0.001056	4.25301E-5	1.98848E-07	0.918599	0.070145	0.0102	0.001014	4.23312E-05	1.98848E-07
6	0.42761568	0.9118270	0.244649	0.048261	0.006111	0.00033802	2.44326E-06	0.755351	0.196388	0.04215	0.005773	0.000335581	2.44326E-06
7	0.91212761	1.7942878	0.597374	0.208706	0.044177	0.00426824	6.6913E-05	0.402626	0.388667	0.164529	0.039909	0.004201327	6.6913E-05
8	1.73705979	3.0335251	0.908834	0.580875	0.234306	0.04773106	0.00217399	0.091166	0.327959	0.346569	0.186575	0.045557069	0.00217399
9	2.79749673	4.4046493	0.992224	0.893432	0.618631	0.26253719	0.03697038	0.007776	0.098792	0.274801	0.356094	0.225566808	0.03697038
10	3.75942930	5.7426887	0.999722	0.988141	0.907694	0.66163052	0.25075799	0.000278	0.011581	0.080448	0.246063	0.410872525	0.25075799
11	4.39247823	6.8223335	0.999993	0.999193	0.987683	0.91696359	0.64910781	7.38E-06	0.0008	0.01151	0.070719	0.267855775	0.64910781
12	4.72603100	7.489586	1	0.999933	0.998432	0.98420328	0.89319626	3.39E-07	6.66E-05	0.001501	0.014229	0.091007019	0.89319626
Typologie TB ($V_i = 0,82$)													
EMS	μD	r	P(DK \geq 1)	P(DK \geq 2)	P(DK \geq 3)	P(DK \geq 4)	P(DK \geq 5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.34991304	0.75626453	0.186949241	0.03304215	0.00380905	0.00019068	1.2013E-06	0.81305076	0.153907095	0.029233101	0.00361837	0.00018947	1.20131E-06
6	0.76103743	1.53413151	0.496820405	0.14816148	0.02705219	0.00222136	2.7745E-05	0.50317959	0.348658927	0.121109288	0.024830828	0.00219362	2.77451E-05
7	1.49944542	2.702206901	0.854840537	0.47751342	0.16397551	0.02751809	0.00094533	0.14515946	0.377327115	0.313537915	0.136457414	0.02657276	0.000945333
8	2.52717284	4.059513588	0.984289504	0.83792529	0.51768882	0.18501243	0.01975641	0.0157105	0.146364211	0.320236474	0.332676387	0.16525602	0.019756407
9	3.54579635	5.421587643	0.999318955	0.97795742	0.85861864	0.56171434	0.17053169	0.00068104	0.021361539	0.119338775	0.296904298	0.39118266	0.170531687
10	4.26659267	6.589799214	0.999982193	0.99841082	0.97907587	0.87689727	0.55344284	1.7807E-05	0.001571375	0.019334944	0.102178606	0.32345443	0.553442839
11	4.66397405	7.359449837	0.99999932	0.9998804	0.99742592	0.97604414	0.85270321	6.8021E-07	0.000118918	0.002454483	0.021381779	0.12334092	0.852703215
12	4.85343885	7.765978196	0.999999946	0.99998635	0.99961768	0.99543033	0.96202889	5.4139E-08	1.35952E-05	0.000368675	0.004187349	0.03340144	0.962028887
Typologie TC ($V_i = 0,58$)													
EMS	μD	r	P(DK \geq 1)	P(DK \geq 2)	P(DK \geq 3)	P(DK \geq 4)	P(DK \geq 5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.100051	0.226008	0.036356	0.004349	0.000362	1.29E-05	5.06E-08	0.963644	0.032007	0.003987	0.000349	1.28E-05	5.06E-08

6	0.232267	0.512473	0.107407	0.01591	0.001581	6.76E-05	3.43E-07	0.892593	0.091497	0.014329	0.001513	6.73E-05	3.43E-07
7	0.520641	1.092614	0.316208	0.070654	0.009966	0.000619	5.25E-06	0.683792	0.245554	0.060688	0.009347	0.000614	5.25E-06
8	1.085532	2.078152	0.695307	0.285474	0.070705	0.008141	0.000163	0.304693	0.409832	0.214769	0.062564	0.007978	0.000163
9	1.990913	3.372107	0.94616	0.679162	0.319482	0.078906	0.00478	0.05384	0.266998	0.35968	0.240576	0.074126	0.00478
10	3.060944	4.748541	0.996365	0.933594	0.712229	0.354664	0.065344	0.003635	0.06277	0.221365	0.357565	0.289321	0.065344
11	3.950963	6.047208	0.999889	0.99383	0.942115	0.749642	0.34617	0.000111	0.006059	0.051715	0.192473	0.403472	0.34617
12	4.499292	7.027614	0.999997	0.999583	0.992755	0.94482	0.731812	3.18E-06	0.000413	0.006828	0.047935	0.213008	0.731812

S cenario II (Chlef actuellement)

Typologie TM (Vi = 0,616)

EMS	�D	r	P(DK�1)	P(DK�2)	P(DK�3)	P(DK�4)	P(DK�5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.121148	0.2726344	0.0460655	0.0057078	0.00048913	1.7907E-05	7.3502E-08	0.9539345	0.040358	0.0052187	0.0004712	1.8E-05	7.3502E-08
6	0.2796533	0.6118936	0.137984	0.0219796	0.00232081	0.00010586	5.8697E-07	0.862016	0.97802	0.0196588	0.002215	0.00011	5.8697E-07
7	0.6192198	1.2779935	0.3921768	0.0992027	0.01561019	0.00109049	1.088E-05	0.6078232	0.900797	0.0835925	0.0145197	0.00108	1.088E-05
8	1.2609591	2.3510355	0.7748497	0.3670286	0.10522541	0.01430936	0.00036357	0.2251503	0.632971	0.2618032	0.090916	0.01395	0.00036357
9	2.229326	3.6804266	0.968157	0.7580569	0.40581582	0.11876503	0.00929839	0.031843	0.241943	0.352241	0.2870508	0.10947	0.00929839
10	3.2875009	5.0549558	0.9982487	0.9585529	0.78583542	0.44626845	0.10372641	0.0017513	0.041447	0.1727175	0.339567	0.34254	0.10372641
11	4.1039722	6.3034242	0.9999516	0.9966354	0.96298869	0.81524095	0.43939476	4.844E-05	0.003365	0.0336467	0.1477477	0.37585	0.43939476
12	4.580809	7.1894739	0.9999985	0.9997657	0.99547982	0.96205509	0.79343674	1.549E-06	0.000234	0.0042859	0.0334247	0.16862	0.79343674

Typologie T1 (Vi = 0,562)

EMS	�D	r	P(DK�1)	P(DK�2)	P(DK�3)	P(DK�4)	P(DK�5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.0908960	0.2056659	0.032355	0.003811	0.000313	1.1E-05	4.2E-08	0.967645425	0.02854356	0.00349773	0.0003023	1.094E-05	4.2467E-08
6	0.2115369	0.4684499	0.094781	0.013592	0.001314	5.5E-05	2.7E-07	0.90521873	0.08118957	0.01227729	0.00125978	5.437E-05	2.6684E-07
7	0.4767473	1.0080351	0.282268	0.059525	0.007984	0.00047	3.7E-06	0.717731685	0.22274369	0.05154084	0.00751411	0.000466	3.6954E-06
8	1.0046959	1.947677	0.652076	0.248964	0.057401	0.0061	0.00011	0.347924112	0.40311196	0.19156336	0.05130158	0.0059897	0.00010927
9	1.8749485	3.2190721	0.931248	0.636011	0.2795	0.06332	0.00337	0.068752429	0.29523697	0.35651033	0.21617706	0.0599497	0.00337347
10	2.9436232	4.5940779	0.994846	0.917292	0.671392	0.31163	0.05093	0.005154033	0.0775535	0.24590026	0.35975924	0.2606983	0.05093465
11	3.8675702	5.9125261	0.999832	0.991693	0.928268	0.71185	0.30173	0.000168039	0.00813886	0.06342509	0.21642164	0.4101175	0.30172888
12	4.4534585	6.9386026	0.999995	0.99944	0.990805	0.93359	0.6964	4.61566E-06	0.00055508	0.00863549	0.05721534	0.2371939	0.69639561

Typologie T2 (Vi = 0,402)

EMS	μD	r	P(DK \geq 1)	P(DK \geq 2)	P(DK \geq 3)	P(DK \geq 4)	P(DK \geq 5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.03850418	0.0879461	0.012033	0.0012957	9.898E-05	3.21E-06	1.119E-08	0.9879667	0.0107376	0.0011967	9.58E-05	3.2E-06	1.12E-08
6	0.09089603	0.2056659	0.032355	0.003811	0.0003133	1.1E-05	4.247E-08	0.9676454	0.0285436	0.0034977	0.000302	1.09E-05	4.25E-08
7	0.21153692	0.4684499	0.094781	0.0135917	0.0013144	5.46E-05	2.668E-07	0.9052187	0.0811896	0.0122773	0.00126	5.44E-05	2.67E-07
8	0.47674732	1.0080351	0.282268	0.0595246	0.0079838	0.00047	3.695E-06	0.7177317	0.2227437	0.0515408	0.007514	0.000466	3.7E-06
9	1.0046959	1.947677	0.652076	0.2489639	0.0574006	0.006099	0.0001093	0.3479241	0.403112	0.1915634	0.051302	0.00599	0.000109
10	1.87494851	3.2190721	0.931248	0.6360106	0.2795003	0.063323	0.0033735	0.0687524	0.295237	0.3565103	0.216177	0.05995	0.003373
11	2.94362326	4.5940779	0.994846	0.9172925	0.6713922	0.311633	0.0509347	0.005154	0.0775535	0.2459003	0.359759	0.260698	0.050935
12	3.8675702	5.9125261	0.999832	0.9916931	0.928268	0.711846	0.3017289	0.000168	0.0081389	0.0634251	0.216422	0.410117	0.301729

Typologie T3 (Vi = 0,242)

EMS	μD	r	P(DK \geq 1)	P(DK \geq 2)	P(DK \geq 3)	P(DK \geq 4)	P(DK \geq 5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.0162109	0.037176	0.0047605	0.000493	3.648E-05	1.15E-06	3.81E-09	0.995239	0.0042675	0.0004565	3.534E-05	1.142E-06	3.814E-09
6	0.0385042	0.0879461	0.0120333	0.0012957	9.898E-05	3.21E-06	1.12E-08	0.987967	0.0107376	0.0011967	9.576E-05	3.201E-06	1.119E-08
7	0.090896	0.2056659	0.0323546	0.003811	0.0003133	1.1E-05	4.25E-08	0.967645	0.0285436	0.0034977	0.0003023	1.094E-05	4.247E-08
8	0.2115369	0.4684499	0.0947813	0.0135917	0.0013144	5.46E-05	2.67E-07	0.905219	0.0811896	0.0122773	0.0012598	5.437E-05	2.668E-07
9	0.4767473	1.0080351	0.2822683	0.0595246	0.0079838	0.00047	3.7E-06	0.717732	0.2227437	0.0515408	0.0075141	0.000466	3.695E-06
10	1.0046959	1.947677	0.6520759	0.2489639	0.0574006	0.006099	0.000109	0.347924	0.403112	0.1915634	0.0513016	0.005989	0.000109
11	1.8749485	3.2190721	0.9312476	0.6360106	0.2795003	0.063323	0.003373	0.068752	0.295237	0.3565103	0.2161771	0.059949	0.003373
12	2.9436233	4.5940779	0.994846	0.9172925	0.6713922	0.311633	0.050935	0.005154	0.0775535	0.2459003	0.3597592	0.260698	0.050934

Typologie T4 (Vi = 0,386)

EMS	μD	r	P(DK \geq 1)	P(DK \geq 2)	P(DK \geq 3)	P(DK \geq 4)	P(DK \geq 5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.03532	0.0807197	0.010943	0.001172	8.9112E-05	2.879E-06	9.964E-09	0.989057	0.009772	0.001083	8.62334E-05	2.87E-06	1E-08
6	0.083452	0.1890756	0.029198	0.003396	0.00027631	9.58E-06	3.651E-08	0.970802	0.025802	0.00312	0.000266733	9.54E-06	3.7E-08
7	0.194605	0.4322502	0.084843	0.011845	0.00112026	4.549E-05	2.151E-07	0.915157	0.072998	0.010725	0.001074771	4.53E-05	2.2E-07
8	0.440541	0.9372958	0.254486	0.051101	0.00656995	0.0003694	2.731E-06	0.745514	0.203385	0.044531	0.006200547	0.000367	2.7E-06
9	0.936697	1.8354287	0.612428	0.219197	0.04747979	0.0047061	7.647E-05	0.387572	0.393231	0.171717	0.042773699	0.00463	7.6E-05
10	1.774206	3.0839382	0.915431	0.596117	0.24620042	0.0516325	0.0024542	0.084569	0.319314	0.349917	0.1945679	0.049178	0.00245
11	2.837599	4.4563614	0.993037	0.900389	0.63328512	0.2755073	0.0404161	0.006963	0.092648	0.267104	0.357777827	0.235091	0.04042

12	3.789595	5.7895396	0.999758	0.989229	0.91372859	0.6757273	0.2642358	0.000242	0.010529	0.0755	0.238001269	0.411491	0.26424
Typologie T5 (Vi = 0,226)													
EMS	μD	r	P(DK≥1)	P(DK≥2)	P(DK≥3)	P(DK≥4)	P(DK≥5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.014865	0.034097	0.004348	0.000449	3.318E-05	1.04E-06	3.453E-09	0.995652	0.003899	0.000416	3.21399E-05	1.03629E-06	3.453E-09
6	0.03532	0.08072	0.010943	0.001172	8.911E-05	2.88E-06	9.964E-09	0.989057	0.009772	0.001083	8.62334E-05	2.86888E-06	9.964E-09
7	0.083452	0.189076	0.029198	0.003396	0.0002763	9.58E-06	3.651E-08	0.970802	0.025802	0.00312	0.000266733	9.54357E-06	3.651E-08
8	0.194605	0.43225	0.084843	0.011845	0.0011203	4.55E-05	2.151E-07	0.915157	0.072998	0.010725	0.001074771	4.52752E-05	2.151E-07
9	0.440541	0.937296	0.254486	0.051101	0.00657	0.000369	2.731E-06	0.745514	0.203385	0.044531	0.006200547	0.000366674	2.731E-06
10	0.936697	1.835429	0.612428	0.219197	0.0474798	0.004706	7.647E-05	0.387572	0.393231	0.171717	0.042773699	0.004629619	7.647E-05
11	1.774206	3.083938	0.915431	0.596117	0.2462004	0.051633	0.0024542	0.084569	0.319314	0.349917	0.1945679	0.049178301	0.0024542
12	2.837599	4.456361	0.993037	0.900389	0.6332851	0.275507	0.0404161	0.006963	0.092648	0.267104	0.357777827	0.23509114	0.0404161
Typologie TP (Vi = 0,3)													
EMS	μD	r	P(DK≥1)	P(DK≥2)	P(DK≥3)	P(DK≥4)	P(DK≥5)	P(DK=0)	P(DK=1)	P(DK=2)	P(DK=3)	P(DK=4)	P(DK=5)
5	0.022191	0.050836	0.00663	0.00069	5.2E-05	1.64E-06	5.5292E-09	0.99337	0.00594	0.00064	5.014E-05	1.63E-06	5.5292E-09
6	0.052622	0.119887	0.01707	0.00188	0.00015	4.86E-06	1.7432E-08	0.98293	0.01519	0.00174	0.0001419	4.85E-06	1.7432E-08
7	0.123745	0.278349	0.04731	0.00589	0.00051	1.86E-05	7.6749E-08	0.95269	0.04142	0.00538	0.0004877	1.85E-05	7.6749E-08
8	0.285448	0.623938	0.14187	0.0228	0.00242	0.000111	6.2471E-07	0.85813	0.11907	0.02037	0.0023135	0.000111	6.2471E-07
9	0.631111	1.299939	0.40122	0.10297	0.01641	0.001163	1.1825E-05	0.59878	0.29826	0.08655	0.0152494	0.001151	1.1825E-05
10	1.281568	2.382234	0.78297	0.37668	0.10978	0.015213	0.00039707	0.21703	0.40629	0.2669	0.0945668	0.014816	0.0003970
11	2.256212	3.714816	0.97005	0.76611	0.4158	0.123966	0.00998514	0.02995	0.20394	0.35031	0.2918353	0.113981	0.0099851
12	3.311894	5.088712	0.99839	0.96077	0.79327	0.456736	0.10886041	0.00161	0.03762	0.1675	0.3365291	0.347876	0.1088604