

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Ben-Bouali de Chlef



(Faculté de Sciences et Sciences de l'Ingénieur)
(Département de Génie Civil)

Mémoire de Magister

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériau et Structure

Présentée par:

M^{me} : Bouteraa Zohra

Thème :

Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Wilaya De Chlef

Soutenue devant les membres de jury:

Dr.Makhlouf Ali	Maître de Conférences A, Université de Chlef	Président
Dr.Missoum Hanifi	Maître de Conférences A, Université de Mostaganem	Examineur
Dr. Della . N.E.D	Maître de Conférences B, Université de Chlef	Examineur
Dr. KASSOUL. Amar	Maître de Conférences A, Université de Chlef	Rapporteur
Dr. ARAB. Ahmed	Maître de Conférences B, Université de Chlef	Co- Rapporteur

Remerciements

En fin de ce travail, mes vifs remerciements sont adressés à toute personne qui m'a aidé à accomplir cette recherche.

Notamment:

√ A mon mari, Monsieur Djezzar Mahdjoub et à mes enfants : Anfel, Kaouthar, Ikhlas et Taha, pour leur aide, compréhension, et leur encouragement,

√ Aux membres du jury qui ont honoré mon travail en l'examinant, plus spécialement au Docteur Missoum Hanifi de l'université de Mostaganem,

√ Aux Docteurs Kassoul et Arab; mon encadreur et co-encadreur respectivement, pour leurs orientations et soutien,

√ Au Docteur Tahar Abbas pour son aide, ainsi qu'à tous mes enseignants,

√ Enfin aux cadres de la Direction Des Travaux Publics de la wilaya de Chlef, plus spécialement à M^{er} Zidane F et aux ingénieurs du bureau des ouvrages d'art.

Madame ; Bouteraa Zohra

Résumé :

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts est une étude qui s'inscrit dans le cadre de la gestion du risque sismique. La présente étude consiste dans un premier volet, en l'évaluation de la vulnérabilité sismique du parc de ponts de la wilaya de Chlef, par application de la méthode Américaine « *NYSDOT* ». Le second volet de l'étude se rattache à l'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol d'assise d'un échantillon de cinq ponts.

Des recommandations appropriées sont formulées à l'issu des résultats trouvés, formant ainsi, un outil de gestion du risque sismique auquel est confronté le parc de ponts de la wilaya.

L'objectif de l'étude est d'établir une classification des ponts selon leurs degrés de vulnérabilité sismique et par conséquent, définir les priorités d'intervention qu'ils nécessitent.

Mots clés : Risque Sismique, Vulnérabilité Sismique, Gestion Du Risque Sismique, Liquéfaction De Sol.

Abstract:

The assessment of the seismic vulnerability of the bridges is a study which lies within the scope of the seismic risk management. The present study consists in a first instance, in the assessment of the seismic vulnerability of a series of bridges of the wilaya of Chlef, by application of the American method "NYSDOT ". The second step of the study is attached to assess the potential ground liquefaction of a sample of five bridges.

Suitable recommendations are made as a result of the founding, thus forming, a management tool of the seismic risk with which the series of bridges of the wilaya is confronted.

The aim of the study is to establish a classification of the bridges according to their degrees of seismic vulnerability and consequently, to define the priorities of intervention which they require.

Key Words:

seismic risk, seismic vulnerability, seismic risk management, ground liquefaction

المخلص:

إن تقييم الهشاشة الزلزالية للجسور تدخل ضمن إطار تسيير الخطر الزلزالي. هذه الدراسة تتعلق في قسمها الأول بتقييم الهشاشة الزلزالية للجسور المكونة لحظيرة ولاية الشلف و ذلك بتطبيق المنهجية الأمريكية « *NYSDOT* ». الجزء الثاني من الدراسة يتعلق بتقييم قابلية التربة للتميع و ذلك لعينة مكونة من خمسة جسور. توصيات مناسبة وفقا للنتائج المحصل عليها معطاة، مشكلة بذلك أداة لتسيير الخطر الزلزالي الذي تتعرض له جسور الحظيرة الولايتية.

الهدف من هذه الدراسة هو ترتيب الجسور تبعا لهشاشتها الزلزالية و بالتالي وضع أولويات التدخل التي تحتاجها.

مفتاح الكلمات : الخطر الزلزالي ، الهشاشة الزلزالية، تسيير الخطر الزلزالي، تميع التربة.

SOMMAIRE

<i>INTRODUCTION GENERALE</i>	08
<i>CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SEISMES</i>	11
I.1. Introduction	12
I.1.1. Exemples de séismes violents et récents dans le monde.....	12
I.1.2. Aperçu historique sur les séismes en Algérie.....	13
I.1.3. Le séisme.....	14
I.1.4. Ondes sismiques.....	16
I.1.5. Mesure des séismes.....	17
I.2. Effets des séismes	25
I.2.1. Effets sur les sites naturels.....	25
I.2.2. Effets sur la mer.....	25
I.2.3. Effets sur les constructions	25
I.2.4. Effets sur l'homme	26
I.2.5. Effets sur le développement socio-économique.....	26
I.2.6. Effets des séismes sur les ponts	26
I.3. Role de l'intervention dans la préservation des ponts	43
<i>CHAPITRE II : DEFINITIONS ET NOTIONS FONDAMENTALES</i>	46
II.1. Introduction	47
II.2. Définition de Base	47
II.2.1. Aléa Sismique.....	47
II.2.2. Risque Sismique	48
II.2.3. Vulnérabilité Sismique	49
II.3. Vulnérabilité Et Risque Sismique	50
II.3.1. Rôle De L'étude De La Vulnérabilité Dans La Prévention Du Risque Sismique.....	50
II.4. Réduction du risque sismique.....	53
II.5. Expérience Algérienne dans l'évaluation de la V.S des constructions	53
II.6. Aléa sismique de la région de Chlef.....	51
II.7. Conclusion	58
<i>CHAPITRE III : SYNTHESE SUR LES METHODES D'EVALUATION DE LA V. S.</i>	56
III.1. Introduction	57
III.1.1. Les méthodes statistiques probabilistes.....	57
III.1.2. Les méthodes d'approches déterministes récentes	57
III.1.3. La méthode du point de performance.....	58
III.2. Estimation des dommages	59
III.2.1. Observation de la vulnérabilité	62
III.2.2. Jugement expert.....	64
III.2.3. Modèles analytiques simples.....	64
III.2.4. Systèmes de pointage ou indice de vulnérabilité	64
III.2.5. Analyses détaillées.	64
III.3. Méthodes récentes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts	66
III.3.1. L'expérience des séismes passés	66

III.3.2. Fondement des méthodes récentes d'évaluation de la V.S des ponts	67
III.3.3. La méthode du Ministère des Transports du Québec MTQ-95	67
III.3.4. La méthode de New York Department of Transportation "NYSDOT"	70
III.3.5. La méthode VdQ-2007	74
III.3.6. La méthode "SISMOA"	77
III.3.4. Autres méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des ponts.....	79
III.5. Conclusion.....	81
 <i>CHAPITRE IV : METHODOLOGIE DE TRAVAIL.....</i>	 82
IV.1. Introduction	83
IV.2. Plan de travail entrepris	83
IV.3. Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts Recensés.....	87
IV.3.1. Justification du choix de la méthode.....	87
IV.3.2. Contraintes et simplifications apportées.....	87
IV.3.3. Principe de la méthode "NYSDOT"	90
IV.4. Conclusion.....	104
 <i>CHAPITRE V : PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS.....</i>	 107
V.1. Introduction	108
V.2. Sélection des ponts recensés.....	108
V.3. Classes typologiques des ponts recensés.....	110
V.4. Distribution des Ponts selon le matériau de construction.....	112
V.5. Evolution du parc de ponts dans la wilaya de Chlef	114
V.6. Age moyen des ponts recensés	115
V.7. Evaluation de la vulnérabilité sismique des ponts par la méthode "NYSDOT"	116
V.7.1. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité transversale des ponts.....	116
V.7.2. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité longitudinale des ponts.....	118
V.7.3. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles.....	119
V.7.4. Résultats de l'évaluation de la V.S de l'infrastructure des ponts.....	121
V.7.5. Résultats de l'évaluation de la V.S de la superstructure des ponts.....	124
V.7.6. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique générale.....	124
V.7.7. Résultats du calcul du score de classification des ponts.....	127
V.8. Conclusion et Recommandations.....	127
 <i>CHAPITRE VI : EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION D'UN ECHANTILLON DE PONTS.....</i>	 131
VI.1. Introduction	132
VI.2. Problématique	133
VI.3. Evaluation du potentiel de liquéfaction	134
VI.3. 1.Evaluation du potentiel de liquéfaction par identification de sol.....	135
VI.3.2. Evaluation du potentiel de liquéfaction par des essais in situ.....	135
VI.3. 3.Evaluation du potentiel de liquéfaction au laboratoire.....	136
VI.4. Présentation Des Ouvrages choisis pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction	140
VI.4.1. Pont sur oued Chlef " La ferme"	141
VI.4.2. Ponts sur oued Chlef "Evitement Est"	142
VI.4.3. Pont sur oued "Ghazliya"	144
VI.4.4. Pont sur oued "Ouattar".....	145

VI.5. Evaluation Du Potentiel De Liquéfaction Du Sol Des Ponts Etudiés	147
VI.5.1. Procédure d'évaluation Du P.L à Partir Des Résultats SPT	147
VI.5.2. Procédure D'évaluation Du Potentiel De Liquéfaction A Partir De Vs	149
VI.5.3. Présentation Et Discussion Des Résultats	156
VI. Conclusion et Recommandations	153
 <i>CONCLUSION GENERALE</i>	 156
<i>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE</i>	
<i>ANNEXES</i>	

Liste Des Figures

- Figure I.1:** Répartition Des Plaques Tectoniques.
- Figure I.2:** Schématisation De La Propagation Des Ondes Sismiques
- Figure I.3:** Echelle EMS-98; Classes De Vulnérabilité Des Constructions
- Figure I.4:** Description Des Degrés De Dégâts Pour Le Bâtiment
- Figure I.5:** Description Des Degrés De Dégâts Pour Les Ponts
- Figure I.6:** Classification Des Dommages Dus Au Séisme De Northridge 1964
- Figure I.7:** Différents Effets Induits Par Les Séismes Sur Les Sites Naturels
- Figure I.8:** Sollicitations Sismiques Agissant Dans Les Sens Long. Et Trans. D'un Pont
- Figure I.9:** Angle Biais Dans Un Pont
- Figure I.10 (a et b):** Endommagement Des Culées
- Figure I.11:** Scénarios De Ruine Des Piles Du Pont De HANSHIN
- Figure I.12:** La Liquéfaction A L'échelle Microscopique (Johansson, 2000)
- Figure I.13 :** Classe Granulométrique Des Sols Liquéfiables
- Figure I.14:** Etat De Contrainte Initial D'un Elément De Sol Au Repos
- Figure I.15 :** Influence De K_0 Sur La Résistance A La Liquéfaction (Seed Et Peacock)
- Figure I.16 :** Influence De La Densité Relative (D_r) Sur La Résistance A La Liquéfaction
- Figure I.17:** Influence De La Structure Sur La Résistance (RCC)(Mullilis Et Al 1975)
- Figure I. 18 :** Influence Du Degré De Saturation Sur La Résistance A La Liquéfaction
- Figure I.19 :** Différentes Formes De Manifestation De La Liquéfaction De Sol
- Figure I.20 :** Courbe De Dégradation D'une Structure En Bon Etat.
- Figure I.20 :** Courbe De Dégradation D'une Structure En Bon Etat.
- Figure I.13:** Courbe De Dégradation D'une Structure En Mauvais Etat
- Figure II.1:** Aléa sismique en un site- représentation pour une période de temps fixée
- Figure II.2:** Carte Tectonique De La Région De Chlef, Ayadi, 2005
- Figure II.3:** Courbes De Risque Sismique

Figure II.4: Carte sismique du Nord Algérie.

Figure III.1: Courbe De Capacité Et Spectre De Réponse D'une Structure.

Figure III.2: Modèle De Courbe De Vulnérabilité.

Figure III.3: Modèle De Courbe De Fragilité.

Figure III.4: Parties constituantes d'un système sol-pont.

Figure III.5: Algorithme de classification de la méthode NYDOT 2004.

Figure III.6: Procédure De Calcul De L'indice De Vulnérabilité Sismique, Méthode VdQ-2007.

Figure III.7: Voûtes de Ponts en Maçonnerie.

Figure III.8: Description Des Etats De Dommages Définis Par HAZUS 97.

Figure IV.1: Procédure De Collecte De L'information.

Figure IV.2: Réseau Routier (RN-CW) de la wilaya de Chlef.

Figure IV.3: Etapes De Calcul De La Vulnérabilité Dans Les Sens Trans. Et Long.

Figure IV.4: Organigramme Du Sous Programme De Calcul De La V. Transversale

Figure IV.5: Organigramme Du Sous Programme De Calcul De La V. Longitudinale

Figure IV.6: Largeur d'assise d'une poutre

Figure IV.7: Organigramme du Sous Programme De Calcul De La Largeur D'assise

Figure IV.8: Types De Piles Fréquemment Utilisées Dans Les Ponts

Figure IV.9: Organigramme du Sous Programme De Calcul De La Vulnérabilité Des Piles

Figure IV.10: Organigramme du Programme Principal de calcul de la V.S des ponts

Figure V.1: Distribution Des Ponts Recensés Sur Les Quatre Groupes De Vulnérabilité

Figure V.2: Distribution Des Ponts Recensés Sur Les Sept Classes Typologiques

Figure V.3: Distribution Des Ponts Recensés Selon Le Matériau De Construction

Figure V.4: Distribution Des Ponts Mixtes Selon Le Matériau De Construction.

Figure V.5: Evolution du parc des ponts à travers la wilaya de Chlef.

Figure V.6: Age Moyen Des Ponts Recensés

Figure V.7: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Transversale Des Ponts

Figure V.8: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Longitudinale Des Ponts

Figure V.9: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Piles

Figure V.10: Résultats De L'évaluation De La V.S De L'infrastructure Des Ponts

Figure V.11: Résultats Simplifiés De L'évaluation De La V.S De L'infrastructure Des Ponts

Figure V.12: Résultats De L'évaluation De La V.S De La Superstructure Des Ponts

Figure V.13: Résultats De L'évaluation De La V. S Générale Des Ponts

Figure V.14: Résultats Du Calcul Du Score De Classification Des Ponts

Figure VI.1 : Occurrence De Liquéfaction Sur 225 Cas De Séisme.

Figure VI.2 : Evaluation Du Potentiel De Liquéfaction Par Des Essais In-Situ

Figure VI.3: Valeur Du Coefficient Rd En Fonction De La Profondeur

Figure VI.4 : Courbes De Base Simplifiée Pour Le Calcul De CRR7,5 En Fonction Du SPT

Figure VI.5: Courbes Simplifiée Pour Le Calcul De CRR7,5 En Fonction Du CPT

Figure VI.6 : Courbes Recommandées Pour Le Calcul De CRR7,5 En Fonction VS

Figure VI.7 : Implantation Des Cinq Ouvrages

Figure VI.8 : Coupes Géologiques Au Niveau Du Lit D'oued (Pont De La Ferme)

Figure VI.9 : Coupes géologiques au niveau du lit d'oued (Deux ponts Evitement Est)

Figure VI.10 : Coupes géologiques au niveau du lit d'oued (Pont sur oued GHAZLIA)

Figure VI.11 : Description visuelle des couches rencontrées. (Pont sur Oued Ouatar)

Figure VI.12: Résultats de l'évaluation du Potentiel De Liquéfaction des sols des cinq ponts

Figure VI.13: Résultats de l'évaluation du Potentiel De Liquéfaction des sols des cinq ponts.

Liste Des Tableaux

Tableau I.1: Exemples De Séismes Violents Et Récents Dans Le Monde

Tableau I.2: Historique De La Sismicité En Algérie

Tableau I.3: Définition Des Degrés D'intensité De L'échelle De Mercalli.

Tableau II.1: Valeurs Moyennes Et Maximales De L'accélération Pic Du Sol.

Tableau III.1: Classification Selon Le Temps Et La Difficulté De Calcul

Tableau III.2: Classification Des Méthodes Et Positionnement Des Références

Tableau III.3: Format D'une Matrice De Dommages Probables, Selon Whitman 1974

Tableau III.4 : Critères D'identification Du Niveau De Sismicité (ASCE 1998)

Tableau III.5: Catégorisation Sismique Des Sites (CNBC 2005)

Tableau III.6: Caractéristique Des Ponts Et Viaducs Servant A L'évaluation De La V. S

Tableau III.7: Classement De La Vulnérabilité Sismique Selon La NYDOT

Tableau III.8: Facteur Et Paramètres De V. S Pour Le Calcul De l'IVS, Méthode VdQ -2007

Tableau III.9: Classification Des Méthodes D'évaluation De La V.S Des Ponts

Tableau IV.1: Valeurs du coefficient de site par les règlements Algérien et la méthode « NYSDOT ».

Tableau V.1: Sélection Des Ponts Recensés selon le Groupe de Vulnérabilité.

Tableau V.2: Distribution Des Ponts Recensés Sur Les Sept Classes Typologiques

Tableau V3: Sélection Des Ponts Recensés selon le Matériau de Construction.

Tableau V.4: Distribution Des Ponts Mixtes

Tableau V.5: Nombre De Ponts En Fin De Chaque Période

Tableau V.6: Moyenne D'age Des Ponts Recensés

Tableau V.7: Valeurs Calculées De La Vulnérabilité Longitudinale Des 59 Ponts

Tableau V.8: Valeurs calculées de la vulnérabilité sismique des piles

Tableau V.9: Valeurs Calculées De La Vulnérabilité De L'infrastructure Des 59 Ponts

Tableau V.10: Valeurs Simplifiées De La Vulnérabilité De L'infrastructure Des 59 Ponts

Tableau V.11: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Générale Des Ponts

Tableau V.12: Valeurs Simplifiées De La Vulnérabilité Sismique Générale Des 59 Ponts

Tableau V.13: Recommandations Prescrites Selon La Classe De Vulnérabilité Evaluée.

Tableau VI.1: Valeurs des facteurs correcteurs de N

Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques et structurales des ouvrages choisis

Tableau VI.3 : Résultats de l'évaluation du potentiel de liquéfaction des quartes ponts

Tableau VI.4 : Résultats de l'évaluation du potentiel de liquéfaction, pont sur oued Ouattar.

Liste des Abréviation

CC : Chemin Communal.

CNBC: Code National Canadien Du Bâtiment.

C.P.T : L'essai De Pénétration Dynamique.

CRAAG : Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique.

C.T.T.P: Organisme De Contrôle Technique des Travaux Publics.

C.T.C: Organisme De Contrôle Technique De La Construction.

CW : Chemin De Wilaya.

D.I.B : Direction Des Infrastructures De Base.

DTP: Direction Des Travaux Publics.

L.C.T.P: Laboratoire Central Des Travaux Publics.

L.N.T.P.B : Laboratoire National Des Travaux Publics ET Bâtiments.

MTQ : Ministère Des Transports Du Québec.

MTP : Ministère Des Travaux Publics.

NYSDOT: New York Department of Transportation.

PNUD: Programme Des Nations Unies Pour Le Développement.

RN : Route Nationale.

S.P.T : L'essai Standard Pénétration Test.

STP: Subdivision Des Travaux Publics.

UNDRO: Office of the United Nations Disasters Relief Coordinator.

WCC: Société Woodward Clyde Consultants.

Liste des symboles

τ_a : Contrainte de cisaillement induite par le séisme.

τ_1 : Résistance du sol à la liquéfaction.

σ_v : Contrainte verticale à la profondeur considérée.

σ'_v : Contrainte effective à la profondeur considérée.

γ : Poids volumique apparent du sol.

γ_h : Poids volumique humide du sol.

Introduction Générale

En Algérie, le risque sismique est important. En effet, Au cours des 250 dernières années des tremblements de terre de magnitude moyenne à élevée se sont produit dans le nord de l'Algérie au moins une douzaine de fois [22].

Les pertes encourues lors des différents évènements sismiques qu'a connu le pays, surtout dans les zones à forte sismicité et qui sont les plus densément peuplées, ont mis en évidence la nécessité de réduire les dommages potentiels des structures et d'évaluer leur vulnérabilité aux séismes, et ce dans le but de réduire le risque sismique existant.

Etant donnée que l'aléa sismique ne peut être contrôlé par l'homme, la réduction de ce risque sismique nécessite la mise en œuvre d'une série d'action préventives et de surveillance ainsi qu'une identification de la vulnérabilité des éléments exposés à ce risque. Par conséquent, une gestion rationnelle du risque sismique ne pourrait se faire sans la quantification de ce dernier.

Cependant, lors d'un séisme, une partie prépondérante des pertes du réseau routier est le résultat de la mauvaise tenue des ponts. Les pertes engendrées peuvent être de différentes natures. On peut citer les pertes de vies humaines dues à l'effondrement des ponts, les pertes matérielles directes dues à leur endommagement, ou indirectes résultant de l'interruption de la circulation et des activités économiques dans la région frappée par le séisme.

De ce fait, les études de la vulnérabilité sismique des bâtiments et des infrastructures de base ; dont les ponts, y compris l'évaluation du potentiel de liquéfaction de leurs sols d'assise, joue un rôle important puisque c'est à partir de ces études que des mesures de réduction du risque sismique pourraient être prises et un plan d'urgence pourrait être établi.

Une étude de la vulnérabilité sismique des ponts doit permettre l'estimation de leur faiblesse structurale, vis à vis d'un évènement sismique d'intensité donnée. D'autant plus, qu'elle servirait à l'établissement d'une stratégie d'action d'intervention sur ces ouvrages, visant l'augmentation de leur durée de vie et l'amélioration de leur comportement aussi bien post sismique que lors de la secousse sismique elle-même.

Cependant, la région de Chlef, malgré sa sismicité élevée n'a pas fait l'objet de ce genre d'étude. Le plus violent tremblement de terre ayant frappé la région, celui du 10

Octobre 1980, a rappelé que les phénomènes tectoniques sont actifs. L'ampleur socio-économique de ce tremblement de terre a démontré que les bâtiments, les installations ainsi que les infrastructures de base (ponts, viaducs, routes), sont vulnérables au retour des tremblements de terre violents .

Dans cette investigation, nous avons essayé de mettre en évidence une problématique définie. Celle de la vulnérabilité sismique des ouvrages de franchissement de notre wilaya. Additivement à l'évaluation de cette vulnérabilité, on se propose d'évaluer le potentiel de liquéfaction du sol d'assise d'un échantillon de cinq ponts.

Le travail est présenté en six chapitres.

- √ Dans le premier, des généralités sur les séismes sont données.
- √ Dans le second chapitre, nous donnons les définitions et les notions de base sur :
« *l'aléa sismique* », « *le risque sismique* » et « *la vulnérabilité sismique* » .
- √ Dans le troisième chapitre, nous donnons un aperçu sur quelques méthodes existantes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts.
- √ Dans le quatrième chapitre, nous exposons la méthodologie de travail adoptée, ainsi que notre contribution qui consiste en la programmation de la méthode Américaine d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts « *NYSDOT* » en langage FORTRAN, afin d'automatiser son application.
- √ Le cinquième chapitre, présente les résultats et leur interprétation. Des recommandations relatives à chaque pont, sont données.
- √ Le dernier chapitre est réservé à l'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol d'assise d'un échantillon de cinq ponts, et cela vu l'importance du risque que peut représenter ce phénomène directement induit par le séisme, et vu son étroite relation avec le sujet.

Toutefois, nous présentons en annexes : l'inventaire des ponts existant sur routes nationales et sur chemin de wilaya que nous avons établi dans le présent travail, et qui réuni les caractéristiques géométriques ainsi que toutes les données disponibles, la typologie de chacun des ponts recensés, le fichier de données, celui des résultats obtenu après exécution du programme d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts par la méthode « *NYSDOT* », et des photos prises sur des ponts de la wilaya de Chlef en état pathologique.

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LES SEISMES

I.1: Introduction

Les tremblements de terre ont souvent été meurtriers. Les sources historiques et l'actualité en témoignent. Le nombre de victimes, quelquefois difficile à évaluer, se chiffre souvent par milliers.

I.1.1: Exemples De Séismes Violents Et Récents Dans Le Monde

Nous donnons dans le tableau I.1 ci-dessous dans un ordre chronologique, quelques exemples des plus violents et récents séismes ayant causé le plus de victimes dans le monde.

Pays	Date du séisme	victimes
Guatemala Guatemala City	1976	22 000 victimes.
Italie Frioul	1976	950 victimes.
Tangshan (Chine)	1976	650 000 victimes.
Tabas (Iran)	1978	25 000 victimes
Montenegro (Yougoslavie)	1979	120 victimes
El Asnam (Algérie),	1980	3 500 victimes.
Campanie-Lucanie (Italie),	1980	4 500 victimes.
Mexico (Mexique)	1985	20 000 victimes.
Spitak (Arménie)	1988	10 000 victimes
Loma Prieta (Etats-Unis)	1989	64 victimes
Manjil (Iran)	1990	40 000 victimes
Hindu Kush (Afghanistan)	1991	300 victimes
Uttar Kashi (Inde)	1991	2000 victimes
Erzincan (Turquie)	1992	600 victimes
Le Caire (Egypte)	1992	550 victimes.
Latur (Inde).	1993	15 000 victimes
Los Angeles (Etats-Unis)	1994	61 victimes.
Northridge (Etats-Unis)		57 victimes.
Sumatra (Indonésie)		350 victimes.
Paez (Colombie)		600 victimes.
Mascara (Algérie)		170 victimes.
Boumerdes (Algérie)	2003	2000 victimes

Tableau I.1: Exemples De Séismes Violents Et Récents Dans Le Monde [1]

I.1.2: Aperçu historique sur les séismes en Algérie

En Algérie, une banque de données sismologique, établie par le CRAAG, recense les tremblements de terre les plus violents qui ont frappé le pays depuis 1365.

Le tableau I .2 ci-dessous, regroupe ces données.

Localité	Date	Magnitude Ou Intensité	Dégâts
Alger	03/01/1365	Forte	Plusieurs victimes
Alger-Mitidja	03/02/1716	X	20 mille morts, Alger détruite.
Oran	09/10/1790	IX-X	2 mille morts, ressenti à malte
Blida	02/03/1825	X	7 mille morts, destruction de blida.
Jijel	22/08/1856	X	Raz de marée d'Alger à Annaba.
Gourara	15/01/1891	X	38 morts, dégâts importants. Rayon macrosismique 200 km
s.e.ghozlan	24/06/1910	IIX	dégâts importants. Répliques ressenties jusqu'en 1911.
A. e Hassan (ElAsnam)	25/08/1922	IX-X	Cavaignac complètement détruite. Mouvement vertical de 1m.
(Carnot) (El-Asnam)	07/09/1934	IX	Dégâts à Carnot, St. Cyprien et El-Attaf. Des glissements de terrain.. 92 répliques enregistrées.
M'SILA	12/02/1946	5,6	264 morts, 1000 maisons détruites.
Orléanville (El Asnam)	09/09/1954	X-6,7	1243 morts.20.000 habitations détruites. Glissement de terrain liquéfaction du sol. Mouvement vertical maximum de 1.33m au voisinage d'Ouled Abbas. Plusieurs répliques.
M'sila	21/02/1960	VIII-5,6	47 morts et 88 blessés.
M'sila	01.1.1965	VIII-5.5	5 morts, 1300 maisons détruites.
Mansoura	24.11.1973	VII-5,1	4 morts, 50 blessés.
El Asnam	10.10.1980	IX-7,3	2633 morts, 8369 blessés, 348 portés disparus, 6.778.948 sinistrés, 70% des habitations détruites. Une faille inverse a été observée de 36km. Un mouvement vertical maximum de 6 m a été mesuré entre

			Zebabdja et Ouled-Abbas Une forte réplique a été enregistrée une heure après le choc Principal (M=6,5)
Constantine	27/10/1985	VIII -5,9	10 morts, > 300 blessés Peu de dégâts. Ruptures de surface. Une faille de Coulissage.
El Affroun	31/10/1988	VII-5,4	5 blessés, nombreux dégâts.500 familles sinistrées.
Chenoua	29/10/1989	VIII-6,0	22 morts, Nombreux dégâts à Sidi-Moussa. Peu de dégâts à Alger. Faille inverse. Plusieurs répliques durant 3 mois.
Mascara	18/08/1994	VII-5,6	171 morts, importants dégâts à Hacine et Shadlia .
Alger	04.09.1996	VII-5,7	R macrosismique = 140 km
Ain-Temouchent	22/12/1999	VII-5,8	28 morts, plusieurs maisons détruites. Rayon macrosismique \geq 260 km
Béni-Ouartilane	10/11/2000	VII-5,4	2 morts, fissurations dans les maisons en maçonnerie.
ZEMMOURI	21/05/2003	X-6,8	2278 morts, dégâts matériels très importants et des milliers de personnes sinistrées.

Tableau I.2:Historique De La Sismicité En Algérie [2]

Après ce constat amer, on doit se poser les questions suivantes: Qu'est ce qu'un séisme? Comment se propage t-il ? Comment mesure t'on les séismes? Quels sont les effets des séismes? Et, comment peut-on prévenir le risque séismique?

I.1.3: Le séisme

Le séisme est un phénomène lié à l'existence des mouvements tectoniques qui affectent une quinzaine de plaques et engendrent des contraintes sur leurs lignes de frontières. Lorsque ces contraintes sont trop élevées par rapport à la résistance au frottement, il se produit une rupture brutale; il s'agit d'un tremblement de terre. La subduction des plaques entraîne un frottement important.

Les séismes n'ont pas toujours la même origine, le classement suivant peut être proposé [1] :

I.1.3.1. Séismes déclenchés par l'homme

Des explosions nucléaires ou classiques, ainsi que des effondrements de terre importants causés par des activités humaines (terrassment, mines, rupture de digues...), peuvent déclencher des séismes artificiels de grande violence.

I.1.3.2. Séismes naturels (Séismes tectoniques)

Ces séismes sont les plus nombreux. Ils sont déclenchés dans la lithosphère à des endroits de faible résistance qui sont en général d'anciennes failles ou des séries de failles parallèles restées actives. Ces failles sont la conséquence de mouvements de plaques antérieures. Toutefois, des tremblement de terre peuvent être générés également en dehors des failles existantes, par exemple dans des roches ébréchées ou affaiblies par des cavités. De nouvelles failles sont alors ouvertes.

Les tensions engendrées dans les roches par les mouvements de plaques lithosphériques se traduisent par une accumulation d'énergie potentielle (énergie de déformation). Le dépassement localisé de la capacité des roches à stocker l'énergie provoque une rupture qui progresse ensuite rapidement. L'équilibre statique du sous-sol est ainsi rompu et l'énergie de déformation emmagasinée dans les roches se libère brutalement sous forme de chaleur, par déformation permanente de la faille et pour une faible partie sous forme d'énergie cinétique qui se propage jusqu'à son épuisement à travers le globe en tant qu'ondes sismiques, faisant trembler la terre à leur passage. Selon la profondeur des foyers, on classe les séismes en trois classes [3]:

- Les séismes superficiels, déclenchés entre 0 et 70 Km de profondeur. Ils représentent environ 70% des tremblements de terre détectés.
- Les séismes intermédiaires dont la profondeur du foyer est comprise entre 70 à 300 Km. Ils constituent 25% de la totalité des séismes.
- Les séismes profonds: plus rares et ne représentent qu'environ 5%. Leurs foyers se situent à une profondeur comprise entre 300 à 700 Km.

La figure I.1, nous montre la répartition des différentes plaques tectoniques dans le monde.

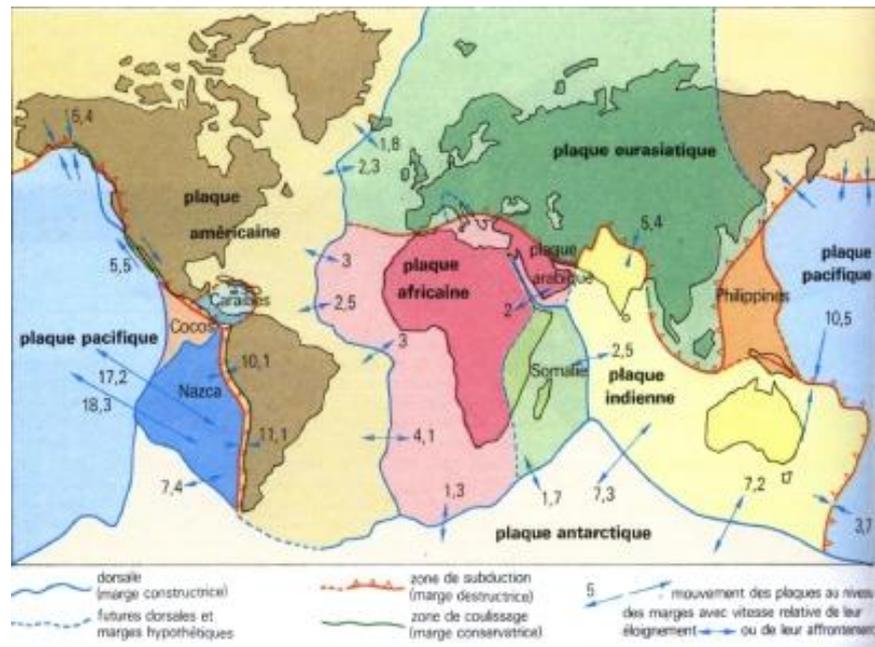


Figure I.1: Répartition Des Plaques Tectoniques.

I.1.4. Ondes sismiques

Les séismes sont des mouvements transitoires et passagers, qui se propagent sous forme d'ondes sismiques. L'onde ou processus ondulatoire est le phénomène de transmission de déformation ou de contrainte d'une région à une autre sans transfert de matière.

On distingue, principalement, deux types d'onde sismiques: les ondes de volume et les ondes de surface [4].

I.1.4.1. Ondes de volume

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent sous la forme d'ondes longitudinales, également appelées ondes de compression, ou sous forme d'ondes transversales, encore appelées ondes de cisaillement. Contrairement aux ondes de longitudinales, les ondes transversales ne peuvent se propager dans les milieux fluides.

I.1.4.2. Ondes de surface

Elles ont une vitesse de propagation de 1,5 à 5 Km/s dans les terrains compacts ou rocheux et de 0,5 à 1,5 Km/s dans les terrains meubles. On en distingue deux types: Ondes de Rayleigh qui entraînent des traction et des compression ainsi que des cisaillements dans le sol, et les Ondes de Love qui n'engendrent que des contraintes de cisaillement.

La figure I.2, schématise la direction de propagation et le mouvement des particules du sol, pour chaque type d'ondes.

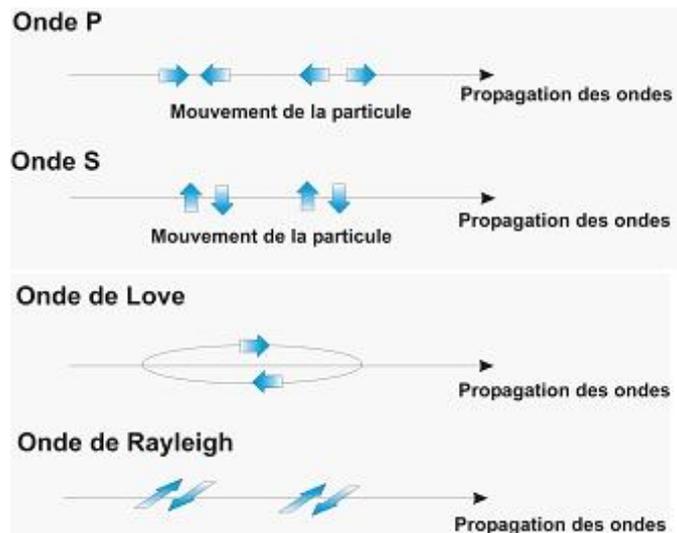


Figure I.2: Schématisation De La Propagation Des Ondes Sismiques

I.1.5. Mesure des séismes

I.1.5.1. Mesure de la violence des séismes

Deux catégories de mesures sont utilisées pour caractériser la violence des tremblements de terre. L'une, la magnitude, exprimant la puissance des séismes, indépendamment des dégâts aux constructions qu'ils peuvent entraîner. Elle est fonction de l'énergie libérée à la source du séisme, et est calculée à partir des ondes sismiques enregistrées. La magnitude de Richter est la plus connue. L'autre catégorie est représentée par l'échelle d'intensité qui caractérise les effets macrosismiques (observables par l'homme) des tremblements de terre sur un site donné.

L'échelle d'intensité est sans rapport direct avec la quantité d'énergie effectivement libérée par le séisme au foyer. Elle décroît, sauf anomalie, avec l'augmentation de la distance de l'épicentre. Toutefois, on peut rencontrer le cas contraire suite à la présence de conditions géologiques et/ou topographiques particulières (effets de site) [1].

I.1.5.2. L'échelle macrosismique d'intensité

Il existe une quarantaine d'échelle d'intensité, qui classent les effets des tremblements de terre en plusieurs degrés, sept à douze généralement. L'Eurocode 8 se réfère à l'échelle MSK établie en 1964 par Medvedev, Sponheuer et Karnik et recommandée par l'UNESCO. Cette échelle prend en considération le type des constructions et définit avec plus de précision le degré de dommages subis [1].

I.1.5.2.1. Définition des degrés d'intensité

L'échelle définit 12 types de degrés d'intensité, depuis le degré **I**, non perçu, jusqu'au degré **XII** relatif à une dévastation totale. Les effets définis par les degrés d'intensité sont ceux que produit le séisme sur les personnes, les objets, la nature et les bâtiments. Le tableau I.3 définit les degrés d'intensité de l'échelle de Mercalli.

Intensité	Dégâts Matériels
Degré I	secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes.
Degré II	Secousse ressentie par un petit nombre de personne, surtout par ceux situées aux étages supérieurs des maisons.
Degré III	Secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.
Degré IV	Ebranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquement des planchers et des plafonds.
Degré V	Ebranlement constaté par toute la population, réveil des dormeurs, ébranlement de meubles et de lits.
Degré VI	Des personnes effrayées sortent des habitations, tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, vaisselle brisée, chute de plâtras.
Degré VII	Maisons légèrement endommagées. Lézardes dans les murs, chute de cheminées isolées en mauvais états, écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.
Degré VIII	Sérieux dommages. Fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires, fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides, chute de rochers en montagne.
Degré IX	De solides maisons en construction Européenne sont sérieusement endommagées. Un grand nombre rendu inhabitables, d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	La plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits. Fentes dans les murs en brique, rails de chemin de fer légèrement incurvés, dommages aux ponts, tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues, éboulement; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.
Degré XI	Destruction totale des bâtiments en pierre, des ponts des digues; larges déchirures et crevasses dans le sol ; grand éboulement de terrain.
Degré XII	Rien ne demeure plus des œuvres humaines; changement dans la topographie; formation de grandes failles; dislocation horizontale et cisaillement du sol; rivières détournées de leurs cours.

Tableau I. 3: Définition Des Degrés D'intensité De L'échelle De Mercalli.

I.1.5.3.L'échelleEMS-98

Cette échelle définit six classes de vulnérabilité : **A, B, C, D, E** et **F**. Les bâtiments les plus vulnérables sont ceux de type **A**, et les moins vulnérables, ceux de type **E** et **F** qui utilisent une conception parasismique dans leur construction. Une fois les bâtiments classés en classes de vulnérabilité, l'échelle donne une classification du niveau de dégâts dont peut souffrir un bâtiment

sous l'action d'un séisme. La figure I.3, donne les classes de vulnérabilité des constructions données par l'échelle EMS-98.

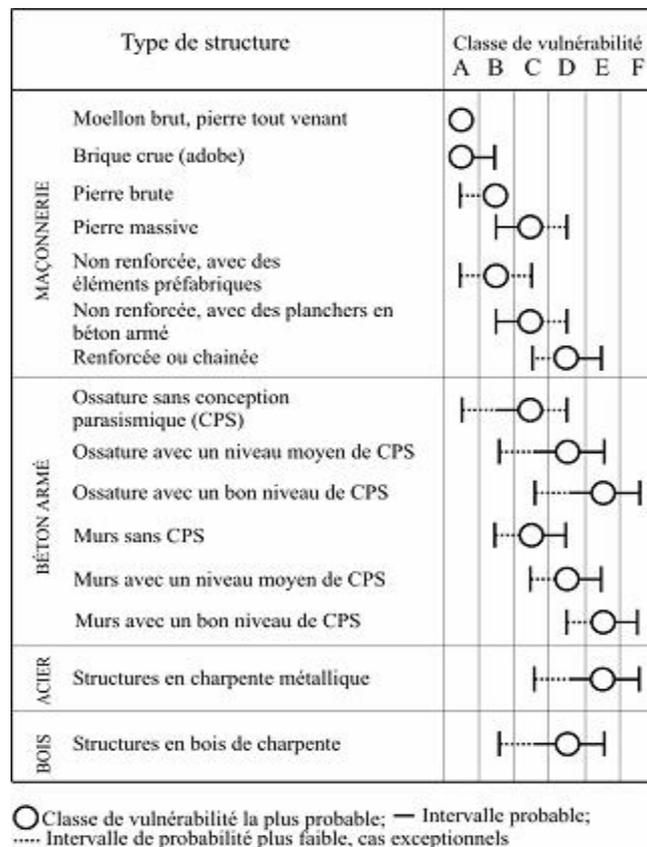


Figure I.3: Echelle EMS-98; Classes De Vulnérabilité Des Constructions [6]

I.1.5.3.1. Description des degrés de dégâts pour le bâtiment

Il existe cinq degrés de dégâts :

- ▶ **Degré 1** : dégâts insignifiants à légers (aucun dégât structurel)
- ▶ **Degré 2** : dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés)
- ▶ **Degré 3** : dégâts considérables à sévères (dégâts structurels modérés, dégâts non structurels importants)
- ▶ **Degré 4** : dégâts très sévères (dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants)
- ▶ **Degré 5** : destruction (dégâts structurels très importants).

La figure I.4, présente un exemple de description des dégâts produits sur les bâtiments en maçonnerie.

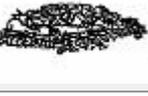
	Degré 1	dégâts insignifiants à légers (aucun dégât structurel)	Crevasses capillaires en très peu de murs ; chute de petits morceaux de plâtre. Chute de pierres libres depuis les parties supérieures des bâtiments, uniquement dans très peu de cas.
	Degré 2	dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés)	Crevasses sur beaucoup de murs ; chute assez importante de grands morceaux de plâtre ; chute de bouts de cheminées.
	Degré 3	dégâts considérables à sévères (dégâts structurels modérés, dégâts non structurels importants)	Grandes et amples crevasses sur la plupart des murs ; glissement de tuiles ou plaques d'ardoise (schiste). Rupture de cheminées à la hauteur du toit ; chute d'éléments non structurels individuels (cloisons, murs...).
	Degré 4	dégâts très sévères (dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants)	Série de chutes de murs ; chutes partielles structurelles.
	Degré 5	destruction (dégâts structurels très importants)	Effondrement total ou quasiment.

Figure I.4: Description Des Degrés De Dégâts Pour Le Bâtiment

I.1.5.3.2. Description des degrés de dégâts pour les ponts

Dans les ponts, la vulnérabilité de la pile est considérée comme étant équivalente à celle du système entier du pont. Ceci est dû à l'analyse de la nature des dommages produits sur des ponts, qui se sont effondrés ou ont subi des dommages majeurs suite à un séisme [7].

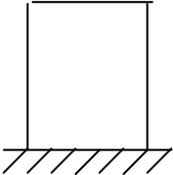
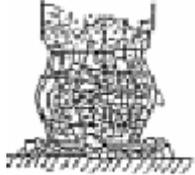
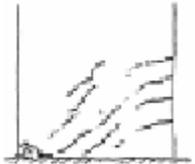
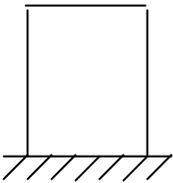
La figure I.5, schématise les états de dommage probables des piles de ponts et les modes de rupture y afférant. On identifie pour chaque mode de rupture quatre états de dommages possibles. Ces états sont schématisés sur le tableau allant du plus préjudiciable noté **AS** (dommages importants), au moins préjudiciable noté **D** (aucun dommage).

Les piles conçues sous formes de raidisseurs, se comportent comme des voiles (souvent élancés) et connaissent par conséquent les mêmes modes de rupture. Il s'agit soit d'une rupture par flexion, par flexion - effort tranchant ou soit d'une rupture par cisaillement. Le schéma de la première ligne sur la première colonne de la figure I.5, représente un mode de rupture par flexion. Dans ce mode, l'état de dommage est le suivant:

Les armatures verticales tendues se plastifient et le béton comprimé est écrasé. C'est le schéma de ruine qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure de la pile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

Le schéma de la dernière ligne sur la cette colonne, représente un mode de rupture par flexion-effort tranchant, où l'état de dommage est tel que les armatures verticales et transversales subissent une

plastification et se rompent suite à une sollicitation excessive en flexion. Les fissures forment des bielles de 45° . C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où les armatures horizontales sont insuffisantes.

Etat de dommage / Mode de rupture	As	A	C	D	Observation
Flambement des barres longitudinales au niveau du sol.	Dommages à travers toute la section transversale de la pile. 	Dommages sur deux faces. 	Légères fissurations 	Aucun dommage 	Ce mode de rupture est causé par l'écrasement (compression) du béton confiné.
Flambement combiné à un cisaillement au niveau du sol.	Dommages internes. 	Dommages internes. 	Légères fissurations 	Aucun dommage 	Fissures de flambement et de cisaillement plus répandu et les cerces détachés de leurs ancrages.

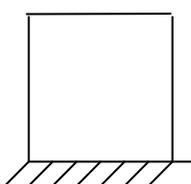
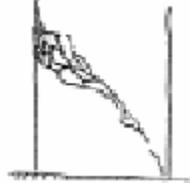
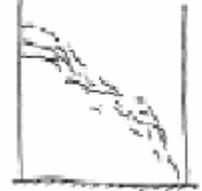
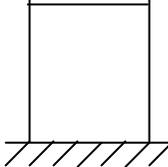
<p>Flambement combiné à un cisaillement (effort tranchant).</p>	<p>Dommmages internes.</p> 	<p>Dommmages internes.</p> 	<p>Dommmage partiel</p> 	<p>Aucun dommmage</p> 	<p>Rupture et effondrement</p>
<p>Cisaillement à la base.</p>	<p>Dommmages à travers toute la section transversale de la pile</p> 	<p>Dommmages dans la pile.</p> 	<p>Légères fissurations</p> 	<p>Aucun dommmage</p> 	<p>Piles cisailées suivant l'angle 45°.</p>

Figure I.5: Description Des Degrés De Dégâts Pour Les Ponts [7]

De manière générale, les dégâts les plus fréquents que peuvent subir les ponts durant un événement sismique, peuvent être résumés par la figure I.6. Celle-ci donne un schéma de classification des dommages observés sur des ponts à la suite du séisme de Northridge en 1964 (Basoz et coll., 1992). L'étude des dommages subis par les ponts suite au séisme de Northridge en 1964 a permis la mise au point d'une classification de ces dommages [8].

Les dommages sont classés en cinq classes et sont définis comme suit:

√ Le premier degré de dommages désigné par **D1** correspond à la rupture des appareils d'appuis ou/et à la perte des appuis (piles et culée).

√ Le second degré de dommages désigné par **D2** correspond à l'éclatement du béton des colonnes ou au flambement des armatures longitudinales de celle-ci sur une longueur excédant son diamètre. Dans le cas où les appuis subissent de sévères dommages ou qu'ils sont totalement endommagés, on assigne le pont à cette classe de dommages.

√ Le troisième degré de dommages désigné par **D3** correspond à l'éclatement du béton des colonnes ou fissuration par cisaillement sur les colonnes sans pour autant qu'il ait flambement des armatures de celles-ci.

Les dommages aux joints du tablier ou dans les zones de butée-pilier (chevêtre), classe le pont endommagé dans cette troisième classe des degrés de dommages.

√ Le quatrième degré de dommages désigné par **D4** correspond au cas où aucun danger d'effondrement structural du pont n'est présent, ou au cas où les dommages sont simples à réparer.

√ Enfin, Le cinquième degré de dommages désigné par **D5** ne correspond à aucun dommage sur le pont frappé par le séisme.

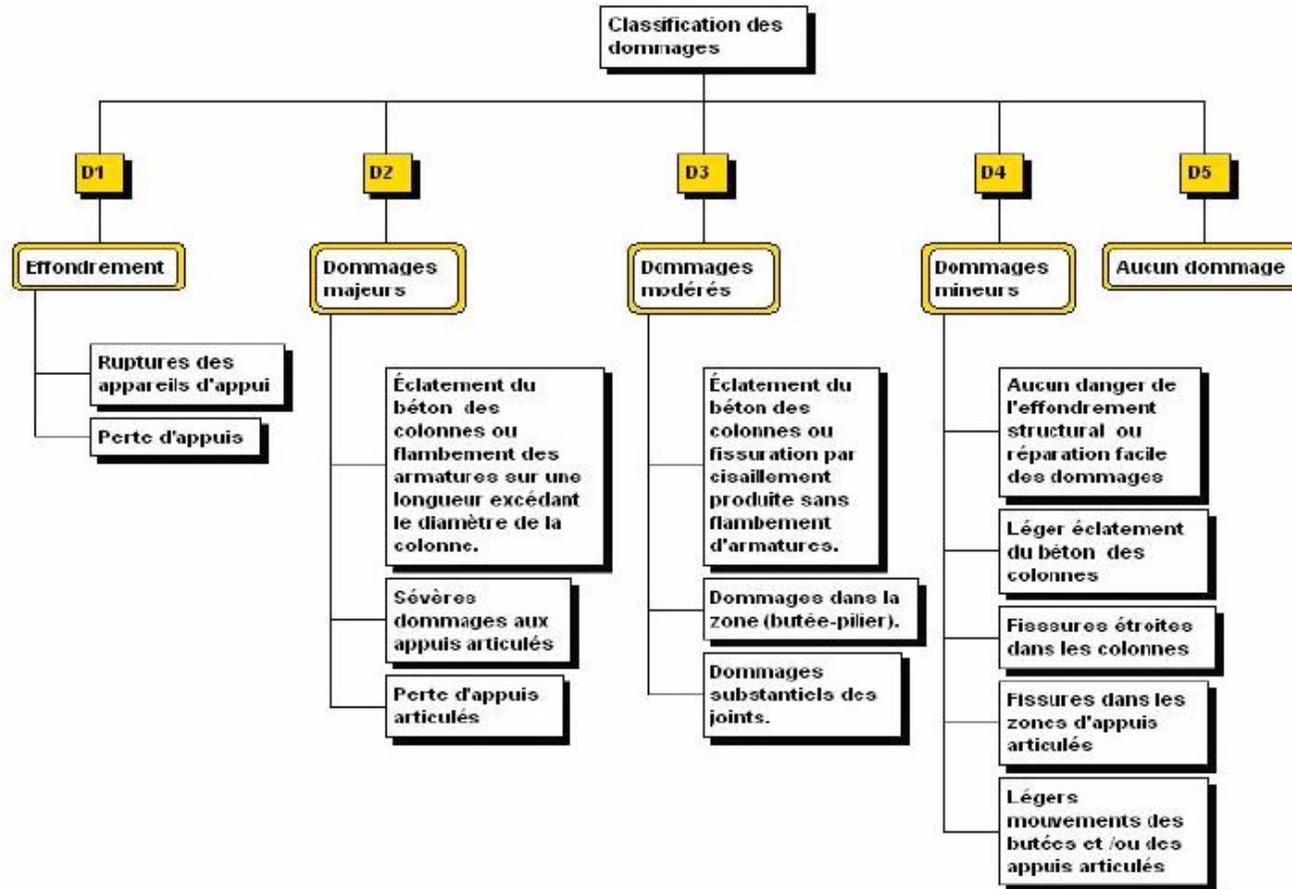


Figure I.6: Classification Des Dommages Dus Au Séisme De Northridge 1964 [8]

I.2. Effets des séismes

I.2.1. Effets sur les sites naturels

Les effets macrosismiques mentionnés dans l'échelle MSK et l'échelle EMS 98 nous donnent un aperçu des conséquences des tremblements de terre observables sur un site. Ils s'échelonnent des petites fissures dans le terrain jusqu'aux changements considérables dans la morphologie du paysage. Ces derniers sont heureusement rares.

On peut citer le tremblement de terre de Kansu (Chine) de magnitude 8,5 survenu en 1920, qui a provoqué d'immenses coulées de terre sur plus d'un kilomètre, la formation de nouveaux lacs et collines ainsi que des effondrements de versants et des destructions d'habitations très importantes.

On distingue trois groupes d'effets sur les sites naturels:

√ Effets directs; déformation de terrain, oscillation des ouvrages, etc.

√ Effets induits; glissement de terrain, liquéfaction, éboulement...etc.

√ Apparition de la faille sismogène; déplacements différentiels des lèvres de la faille (rejet vertical et décrochement horizontal).

I.2.2. Effets sur la mer

Les séismes sous-marins peuvent engendrer des ondes de très grande longueur (80 à 400 Km). Elles traversent les océans à une vitesse pouvant atteindre 800Km/h, sans s'amortir ou se disperser, en conservant leur énergie concentrée. Ces ondes sont connues sous le nom japonais "tsunami", également appelées raz de- marée d'origine sismique. L'exemple du tsunami d'Indonésie du 19 Juillet 2006 qui a causé la mort de plus de 400 personnes, témoigne de l'agressivité de ce type de séismes.

I.2.3. Effets sur les constructions

Les séismes présentent un danger mortel, si non dangereux, pour l'homme à travers leurs effets sur les constructions. En effet, un séisme ne peut présenter de risque réel pour l'homme, à l'exception d'un effet induit tel un glissement de terrain ou un éboulement sur zone urbanisée, qu'à travers la destruction des constructions l'abritant.

Sur la figure I.7, on peut distinguer les différents effets induits par les séismes sur les sites naturels.

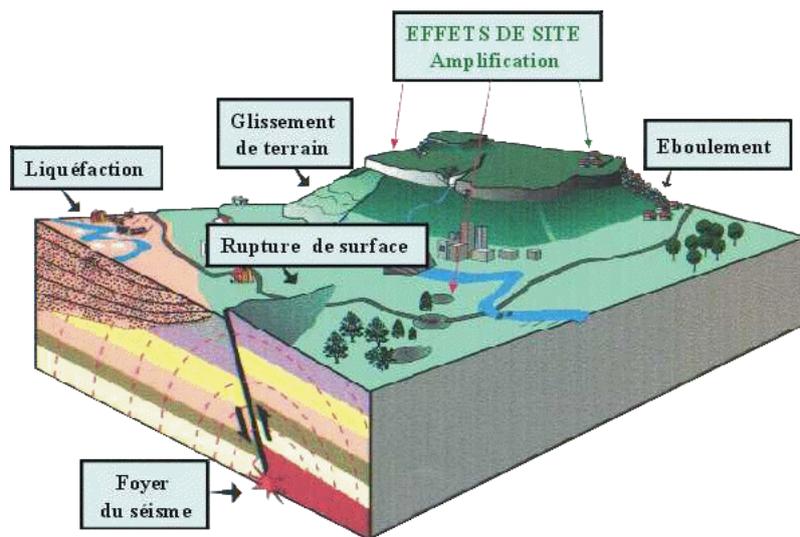


Figure I.7: Différents Effets Induits Par Les Séismes Sur Les Sites Naturels

I.2.4. Effets sur l'homme

Les effets des séismes sur l'homme sont en premier lieu les décès et les blessures causés par l'effondrement total ou partiel des constructions. Toutefois, les tremblements de terre violents ont d'autres conséquences qui peuvent engendrer la mort des personnes ayant vécu cette catastrophe naturelle. (Crises cardiaques, aggravation d'état de personnes malades par interruption de soins...etc.)

I.2.5. Effets sur le développement socio-économique

L'impact social et économique d'un grand tremblement de terre dans une zone urbanisée est extrêmement dévastateur. Un séisme violent peut engendrer l'arrêt de toutes les activités socio économiques dans la région frappée par ce dernier. L'interruption du réseau routier, principalement du à l'endommagement des ponts, en est une conséquence.

I.2.6. Effets des séismes sur les ponts

I.2.6.1. Dégâts typiques causés par les séismes sur les ponts

L'observation et l'interprétation des dégâts causés par les séismes récents sur les ponts ont permis d'une part de mieux comprendre la nature des sollicitation de type sismique sur les ouvrages et d'autre part d'identifier un certain nombre de causes de fragilité classiques et récurrentes liées à des défauts de conception [9].

Les pathologies dues au séisme dans les ouvrages d'art se présentent généralement par:

Séismes

- √ L'échappement des appuis,
- √ Instabilités de barres ou de sections (cisaillement des pieds des colonnes),
- √ Mauvais comportement d'ancrages (déplacement de pieds de colonnes),
- √ Rupture dans les assemblages,
- √ Insuffisance d'armatures transversales (empêchant la formation de rotules plastiques et induisant des ruptures par cisaillement des piles),
- √ Éclatement de piles par effort tranchant,
- √ Rupture simultanée de toutes les piles d'un pont par flexion et cisaillement,
- √ Renversement de piles de pont par arrachement des armatures longitudinales insuffisamment ancrées dans le massif de fondation,
- √ Dégradation de piles de ponts par flambement des armatures longitudinales,
- √ Rupture en zone de recouvrement (recouvrement à proscrire en zones potentielles de rotules plastiques),
- √ Endommagement de zones nodales (dispositions constructives).

Au cours d'un séisme, les efforts induits dans une structure sont essentiellement liés aux forces inertielles horizontales qui résultent de la mise en mouvement des masses. La figure I.8 schématise les sollicitations sismiques agissant dans les deux sens du pont. Sur les ponts, l'essentiel de la masse est généralement concentré au niveau du tablier. L'effort provient donc de celui-ci et est transmis à travers les appareils d'appui, les piles, les culées et les fondations au sol.

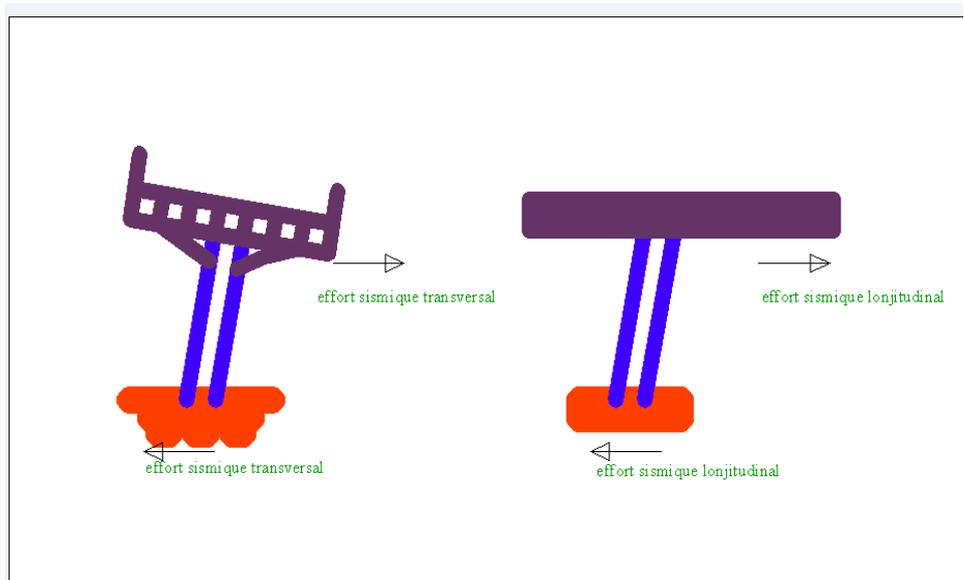


Figure I.8: Sollicitations Sismiques Agissant Sur Un Pont [9]

Vis-à-vis des sollicitations verticales, qui sont environ deux fois plus faibles que les sollicitations horizontales, les charges sismiques ne posent pas de problème particulier. Par contre, les sollicitations horizontales, issues soit des forces de freinage soit des charges sismiques, sont beaucoup plus importantes et représentent la cause majeure des principaux désordres. La description des principaux désordres observés sous l'effet des séismes et qui traduisent la vulnérabilité des éléments constituant un pont, est résumée dans les quatre points suivants :

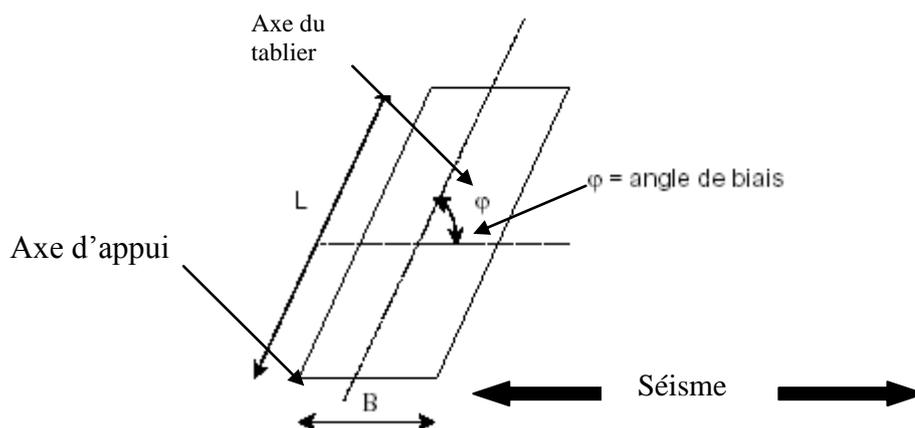
I.2.6.1.1. Chute du tablier (Echappement du tablier de ses appuis)

Lorsque les distances de repos des appuis sont insuffisantes, le déplacement relatif entre le tablier et ses appuis peut entraîner un échappement de ce dernier.

Ce phénomène, qui peut se produire selon la direction longitudinale ou transversale, concerne plus particulièrement les ponts à travées indépendantes

(Système isostatique). Un exemple de ce type de désordre est illustré par la photo 1.

Selon la direction transversale, le risque peut être accentué par un biais ou une courbure importante. La figure I.9 montre l'angle de biais formé entre l'axe longitudinal du pont et l'axe transversal de l'appui (culée).

**Figure I.9: Angle Biais Dans Un Pont [10]**

C'est ainsi que sur les ponts biais, les chocs des culées sur le tablier créent un moment de rotation d'axe vertical dans la structure qui a pour conséquence de pousser le tablier hors de ses appuis (Photo 1 et 2).

On cite à titre d'exemple ici, le pont de San Fernando (à travées indépendantes), frappé par un séisme en 1971 a subi un échappement de plusieurs de ses travées à cause de l'important angle de biais qu'il avait. L'accident de Bay Bridge en Californie, en est un autre exemple. Alors que l'ouvrage de 13 Km de longueur n'a subi aucun désordre structural lors du séisme, une travée de raccordement de 15 m de portée a échappé à ses appuis, le déplacement différentiel ayant dépassé 18 cm, alors que celui admissible n'était que de 13 cm.



Photo 1 : Echappement longitudinal (Kobé, 1995)

**Photo 1: Chute De Travée Due à un déplacement excessif de la poutre.
(Séisme de Kobé 1995)**



Photo 2 : chute de travée due à un important angle biais [58]

I.2.6.1.2. Endommagement aux joints du tablier (martèlement)

Il s'agit d'un dégât frappant la partie extrême du pont dans la jonction entre le tablier et le remblai d'accès derrière la culée. Une ouverture verticale apparaît dans cet endroit (Photo3et 4).



Photo 3: Exemple De Martèlement (Pont Sur Oued El Bared, Kherrata, Bejaïa).



Photo 4: Exemple De Martèlement Au Niveau De La Culée [58]

I.2.6.1.3. Endommagement des appuis

I.2.6.3.1. Endommagement des piles (rupture fragile des piles)

La présence de butées latérales supprime généralement le risque d'échappement transversal. Il faut toutefois bien noter que les butées, comme toute autre connexion rigide du tablier sur ses appuis peut conduire à une forte augmentation des efforts dans ce dernier. Cette

augmentation est alors susceptible de provoquer des ruptures fragiles notamment dans les piles si leur résistance est insuffisante (manque de ductilité ou de confinement du béton, rupture par effort tranchant, insuffisance d'ancrage ou de recouvrement des aciers passifs...)

I.2.6.3.2. Endommagement des culées

L'opposition des forces de poussée dynamique des terres et de chocs du tablier sur les culées peut provoquer un endommagement de celles-ci (figure I.10 a et b).

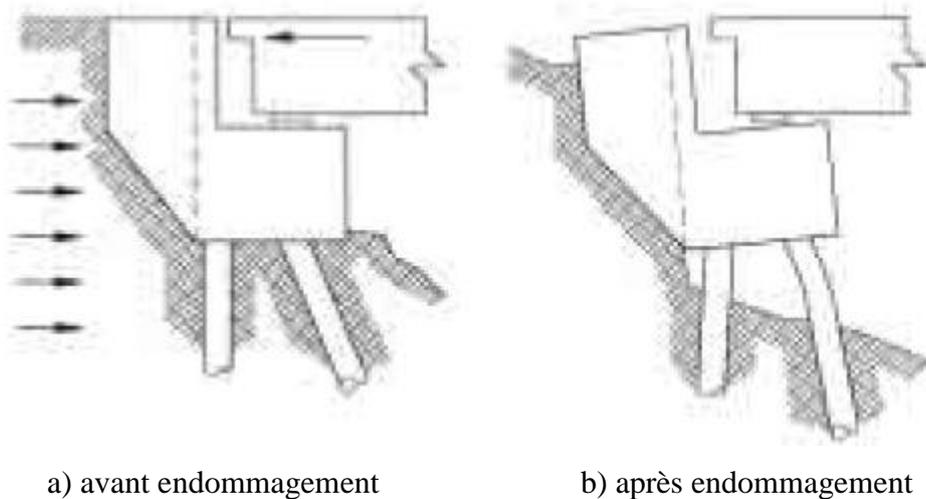


Figure I.10 (a et b): Endommagement Des Culées [13]

Notons que plus la hauteur des remblais derrière culées est grande, plus la culée est vulnérable vis-à-vis des effets de la poussée dynamique des terres.

A titre d'exemple, la figure I.11 illustre le scénario de ruine pour les piles du pont de HANSHIN (séisme de Kobé 1995, Japon). On a constaté que le pont a été soumis à une action sismique largement supérieure à celle du projet. De plus les dispositions constructives n'étaient pas conformes aux dispositions prévues actuellement dans les zones critiques pour les armatures transversales. Le pourcentage des armatures longitudinales était de 0,2% dans le tiers inférieur et de seulement 0,1% pour le reste de la pile. Il est bon de rappeler que le pourcentage des armatures longitudinales doit respecter la condition de non fragilité en flexion composée sans être inférieur à 0,5% [12].

L'examen post sismique de ce pont autoroutier a révélé que le mécanisme de ruine était principalement dû à la formation de rotules plastiques à la base de 18 piles du Hanshin Expressway provoquant leur rupture [13].

L'éclatement du béton se manifeste suivie par celui des armatures longitudinales.

La rupture s'est faite par flexion, à cause de l'écoulement prématuré des aciers longitudinaux et au manque de ductilité ou de confinement du béton

De façon plus détaillée, le diagnostic post sismique est le suivant [11]:

- Le pont comporte une file centrale avec des piles de 3.10m de diamètre et de 9.43m de hauteur. Chaque pile est disposée par l'intermédiaire d'une semelle de 9.65x10.15 sur 16 pieux (figure I.11-a).
- Du fait de l'insuffisance d'armatures longitudinales, apparition de fissures de flexion et allongement des barres à la partie inférieure de la pile (figure I.11-b).
- Les fissures pénètrent plus profondément dans la pile, d'où allongement et rupture par striction des barres longitudinales (figure I.11-c).
- Dégradation importante du béton dans la zone critique. Allongement des rares armatures transversales, apparition des fissures à 45° (figure I.11-d).
- Dans la zone critique, rupture par striction des armatures transversales, destruction importante du béton, la pile ne peut plus revenir à la position verticale, intervient l'effet p- Δ (figure I.11-e).
- Effondrement: toutes les ruptures des barres longitudinales des poteaux se sont produites au droit des soudures bout à bout (figure I.11-f).

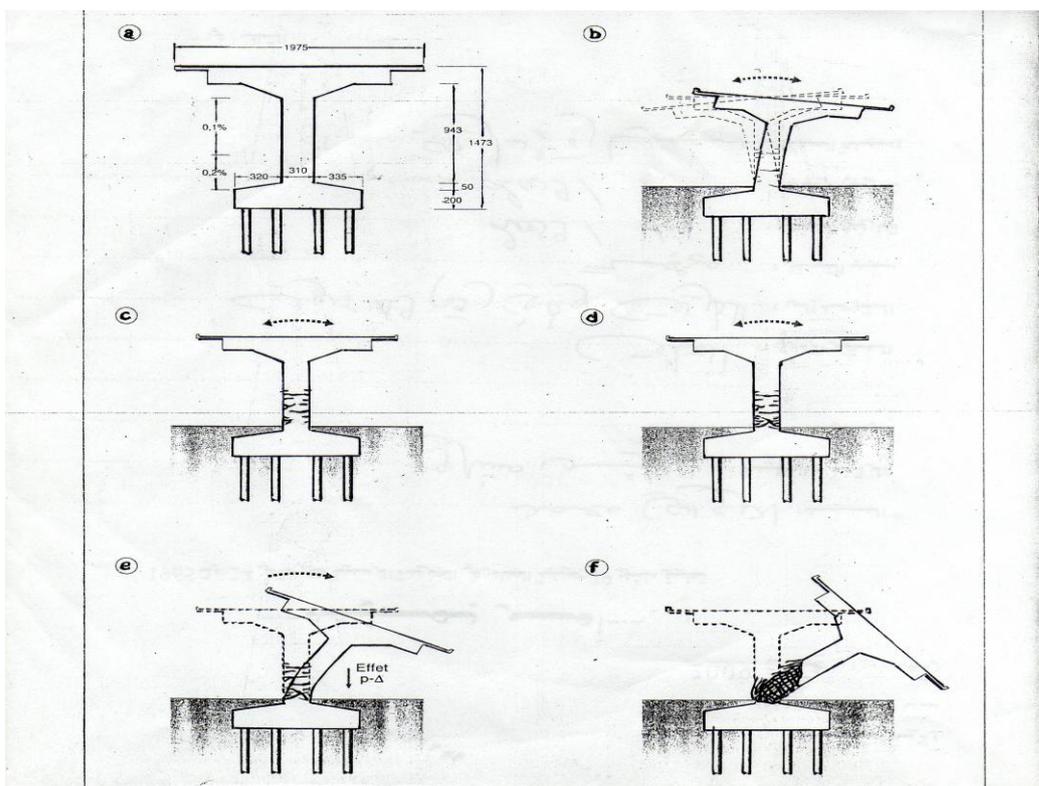


Figure I.11: Scénarios De Ruine Des Piles Du Pont De HANSHIN (Séisme De Kobé 1995, Japon) [11]

Dans ce qui suit, nous présentons quelques photos des dégâts typiques subits par des ponts à travers le monde, suite à des évènements sismiques.



**Photo 5: Rupture Des Piles Du Pont Par Effort Tranchant
(Séisme Du 20 Septembre 1999, Chi-Chi, Taiwan)**



Photo 6: Flambement Des Armatures Longitudinales + Eclatement Des Armatures Transversales De La Pile [58]

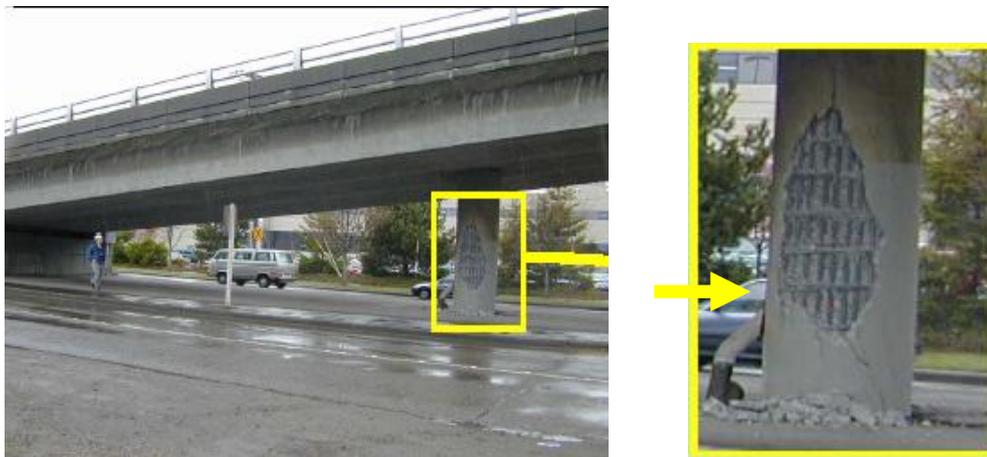


Photo 7: Endommagement De La Pile Par Flexion Effort Tranchant



Photo 8: Exemple D'éclatement De Béton Sur La Pile Du Pont "Higashi-Oh-Shin-E"



Photo 9: Exemple D'éclatement De Béton Sur La Partie Supérieure Du Poteau (Pont Muramatsu)

I.2.6.1.4. Problèmes liés au sol de fondation

Lorsque l'ouvrage est fondé sur un sol liquéfiable ou soumis à d'éventuels glissements de terrain, il y a un gros risque de perte de portance et d'effondrement général. Les ouvrages fondés profondément dans le substratum rocheux sont, en comparaison des ouvrages fondés superficiellement, moins vulnérables vis-à-vis de ces phénomènes. Toutefois, des accidents peuvent survenir même pour les premiers. Citons ici l'exemple du « Slough Bridge », qui bien que fondé sur pieux, la liquéfaction du sol superficiel a entraîné la ruine de l'ouvrage.

Dans le dernier chapitre de cette étude, nous traiterons ce phénomène à l'occasion de l'évaluation de la vulnérabilité du sol de fondation d'un échantillon de ponts à la liquéfaction.

I.2.6.1.4.1. Définition De La Liquéfaction

De façon générale, la liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitations statiques ou cycliques se traduisant par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé, qui subit une transition vers un comportement « fluide », due à l'augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques et par l'annulation des contraintes effectives régnant dans le sol. La liquéfaction qui se produit lors d'un séisme est le résultat d'une accumulation des pressions interstitielles sous l'effet des cycles répétés de cisaillement.

La figure I.12 schématise le phénomène de liquéfaction. À l'état initial, les grains sont au repos dans un état relativement lâche, liés entre eux par des forces intergranulaires. Lors d'un chargement, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle qui a pour conséquence une diminution des contraintes effectives jusqu'à zéro : il y a donc liquéfaction du matériau [44].

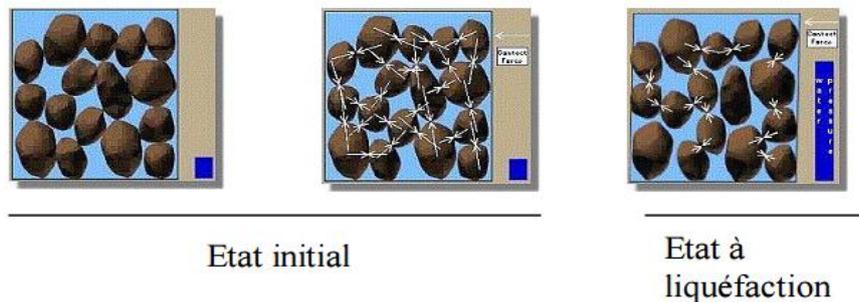


Figure I.12 : La liquéfaction à l'échelle microscopique (Johansson, 2000) [44].

Les études menées montrent que la granulométrie du matériau a une certaine importance. Les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux et à granulométrie serrée. La figure I.13, montre un fuseau granulaire des sols liquéfiables.

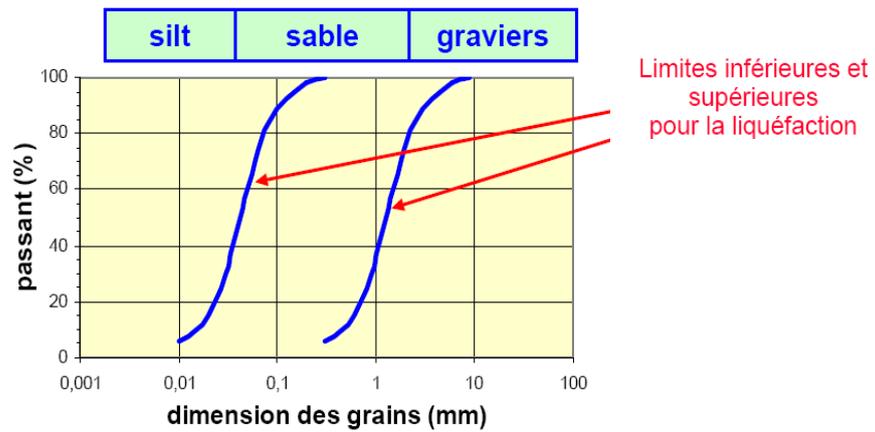


Figure I.13 : Classe granulométrique des sols liquéfiables [44].



Photo 7 : Exemple de liquéfaction (Costa Rica, 1990)

Photo 10: Liquéfaction Du Sol D'assise D'un Pont (Séisme Costa Rica, 1990)



Photo 11: Effet De Liquéfaction, Pont De Nishinomiya (Séisme De Kobé 1995)



Photo 12: Liquéfaction De Sol (Pont sur oued Isser)



**Photo 13: Liquéfaction De Sol Au Niveau Du Lit D'oued
(Séisme De Boumerdesse 2003)**



Photo 14: Liquéfaction Du Sol Au Niveau De La Chaussée D'une Route.



Photo 15: Affaissement De Terrain Au Niveau du lit d'oued (Pont sur oued Isser)



**Photo 16: Tassement De La Pile Entraînant La Chute Du Tablier.
(Pont Sur Oued Chiffa Blida)**



**Photo 17: Basculement De La Pile Entraînant La Chute Du Tablier.
(Pont Sur Oued Chiffa Blida)**

I.2.6.1.4.2. Conditions Nécessaires A La Liquéfaction

La liquéfaction des sols nécessite la satisfaction des conditions suivantes:

- 1- Sol pulvérulent et fin (0.05-2 mm) avec un faible coefficient de perméabilité.
- 2- Sol contractant (lâche).
- 3- Sol saturé (présence d'une nappe phréatique).
- 4- Chargement cyclique (séisme), ou monotone rapide (remblais à construction rapide).

De manière générale les sols vulnérables à la liquéfaction sont :

Des sols sableux saturés (vallées alluviales, deltas, rives de fleuves et de lacs, bords de mer).

I.2.6.1.4.3. Paramètres Influant La Résistance Au Cisaillement D'un Sol

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon de sol dépend de plusieurs paramètres, on peut citer entre autres [45]:

- le coefficient des terres au repos (K_0)
- L'état de contrainte initial,
- La densité relative et la structure du sol,
- Le degré de saturation.
- La contrainte déviatrice appliquée à l'échantillon (cas d'étude au laboratoire).

I.2.6.1.4.3.1. L'état De Contrainte Initial

L'état de contrainte initial d'un élément de sol au repos à une profondeur h , est défini par les contraintes effective σ'_h et σ'_v régnant à cette profondeur s'appliquant respectivement sur les facettes verticale et horizontale de l'élément.

Avec : $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$

où ; K_0 est le coefficient des terre au repos.

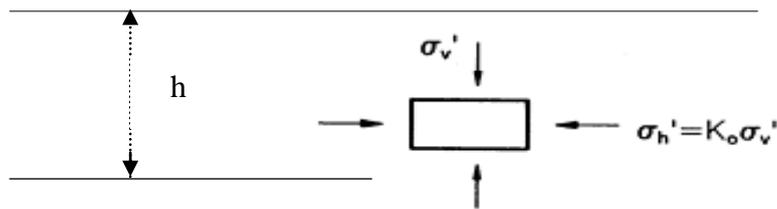


Figure I.14 : Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos [47]

La résistance au cisaillement cyclique est fortement influencée par K_0 . La figure I.15, établie par Seed et Peacock [17], montre qu'elle augmente avec l'augmentation de K_0 . Ce dernier croît en fonction de la compacité du sol, qui elle-même croît avec la profondeur du sol, ce qui engendre une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique dans les couches du sol les plus profondes.

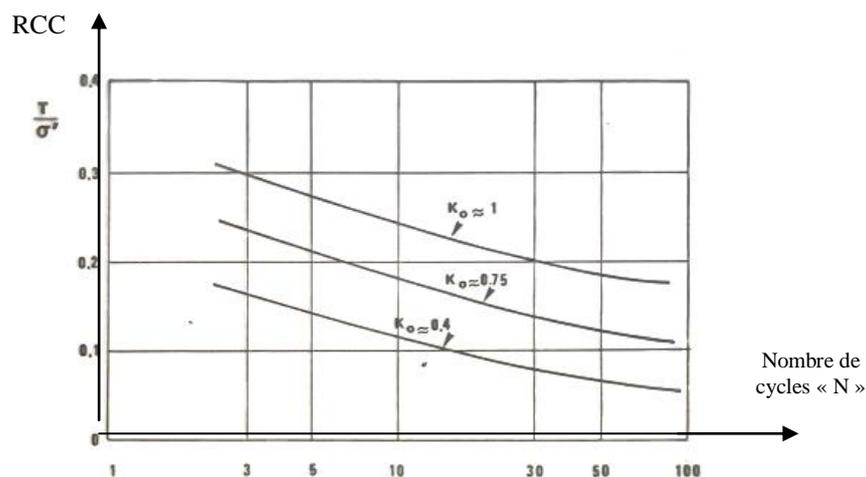


Figure I.15 : Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction RCC (Seed et Peacock) [48]

I.2.6.1.4.3.2. Densité Relative Et Structure Du Sol

Les contraintes et les déformations subies par un dépôt de sol, ainsi que son mode de déformation, confèrent à celui-ci une structure caractérisée par un arrangement et une forme propres des grains. Ainsi, pour une même densité relative, on peut avoir au laboratoire plusieurs arrangements des grains.

Les figures I.16 et I.17, montrent respectivement, l'influence de la densité relative D_r et de la structure des grains de sol (méthode de préparation des échantillons au laboratoire), sur la résistance à la liquéfaction d'un sol d'après Mullilis et al.

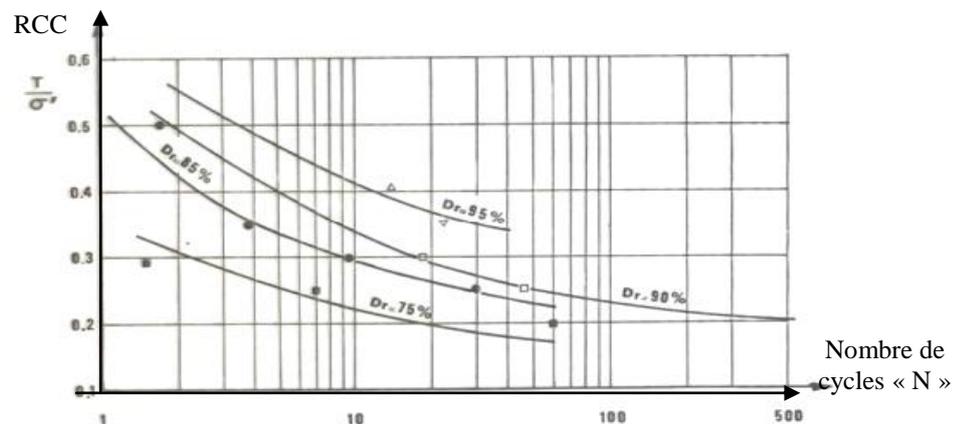


Figure I.16: Influence de la densité relative (D_r) sur la résistance à la liquéfaction RCC (Mullilis et al) [47]

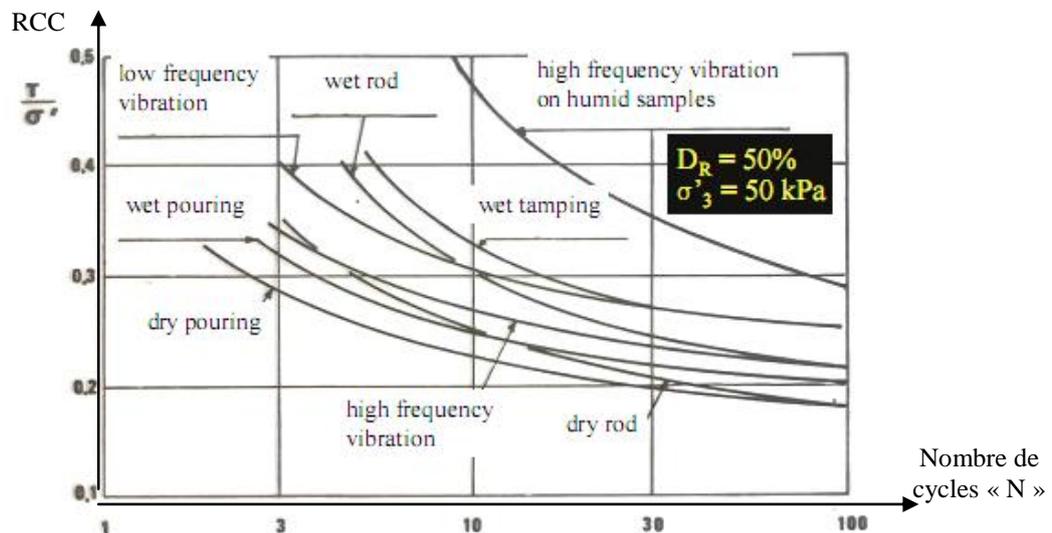


Figure I.17 : Influence de la structure sur la résistance (RCC) (Mullilis et al 1975) [47]

I.2.6.1.4.3.3. La Contrainte Déviatrice Appliquée A L'échantillon

Pour les sables lâches, et dans le cas d'essais au laboratoire une forte augmentation de la contrainte déviatrice mène à une liquéfaction instantanée. Par contre, pour les sables denses un accroissement de cette contrainte peut engendrer une augmentation du nombre de cycles nécessaires à la liquéfaction.

I.2.6.1.4.3.4. Le Degré De Saturation

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon non saturé, est plus élevée que celle d'un échantillon saturé. Pour une diminution de 2% du degré de saturation, elle augmente de 50%.

RCC

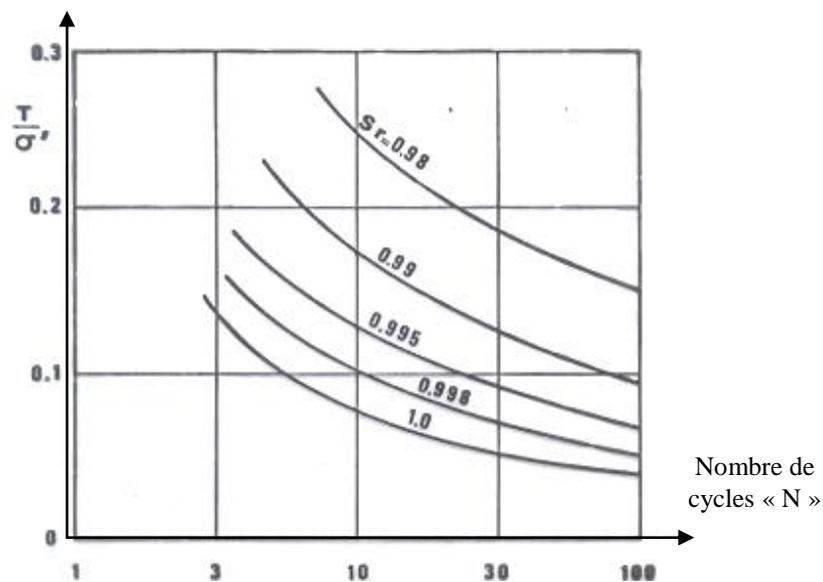


Figure I.18 : Influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction [47]

I.2.6.1.4.4. Manifestation De La Liquéfaction D'un Sol

En cas de présence de couche de sables ou limons non cohérents à grains de faibles dimensions à proximité de la surface, un degré de saturation élevé est un facteur déterminant du phénomène de liquéfaction en cas de secousse sismique. La magnitude et la durée de cette dernière en sont des facteurs déclencheurs. Sous l'action des ondes sismiques, la pression d'eau interstitielle augmente et engendre une perte de cohésion. On peut parfois observer des remontées jusqu'à la surface des sols liquéfiés qui sont projetés en l'air avant de retomber sous forme de petits cônes de sable appelés volcans de boue ou volcans de sable [49]. La figure I.19, schématise l'expression du phénomène de liquéfaction sous différents aspects.

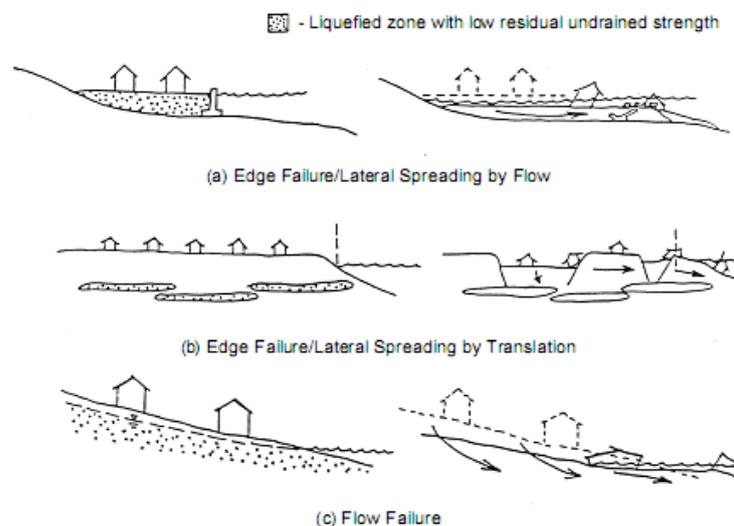


Figure I.19: Différentes formes de manifestation de la Liquéfaction de sol [48].

I.2.6.1.4.5. Méthodes Et Théories De Prévision Du Risque De Liquéfaction

Les principales approches d'évaluation du risque de liquéfaction ont été développées en Amérique du nord par Seed et Roberston et continuent à faire l'objet de développement [47]. Il existe plusieurs méthodes pour prévenir ce risque dont celles appliquées par l'ingénierie font appel à l'approche simplifiée due à Seed et Idriss basée sur les résultats d'essais in situ à partir de l'essai SPT. Les points de cette base de données ont permis d'établir un critère de liquéfaction dans un repère résistance /solicitation cyclique.

I.2.6.1.4.6. Gestion Du Risque De Liquéfaction

L'objectif de toute évaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol est de proposer des recommandations concernant la gestion de ce risque.

Cette gestion consiste en fait à réduire les effets dommageables du phénomène. Plusieurs moyens sont en général mis en œuvre, souvent conjointement, pour arriver à cette fin Il s'agit de [1]:

- la prévision et de la prédiction (prise en compte du phénomène par les règlements de construction, études de microzonation),
- l'information préventive,
- éviter les sites liquéfiables,
- des règles de construction ;
- l'élaboration des plans de secours et de gestion de crise.

I.2.6.1.4.7. Prise En Compte Du Risque De Liquéfaction Par Les règlements

I.2.6.1.4.7.1. Le règlement Parasismique Algérien

Le règlement parasismique Algérien dans son article 10.2 donne les recommandations et les spécifications relatives à la liquéfaction des sols, et limite le coefficient de sécurité à **1,25**. L'évaluation du potentiel de liquéfaction devra être envisagée dans le cas des ouvrages du groupe **1A** en zone sismique **II** et **III** et du groupe **1B** en zone sismique **III**, moyennant les données sismiques complémentaires suivantes [27]:

Le sol est réputé liquéfiable si:

$$\text{La Résistance à la liquéfaction } (\tau_1) / \text{La Contrainte de cisaillement (séisme } \tau_a) < 1,25$$

I.2.6.1.4.7.2. L'Euro Code 8

Le règlement parasismique Européen donne les recommandations relatives à la liquéfaction des sols, et limite le coefficient de sécurité à **1,25**.

En cas d'aléa liquéfaction signalée moyen à fort, l'avis géotechnique est obligatoire. Si la liquéfaction est avérée, on applique les règles PS92. Ce dernier prescrit qu'il est obligatoire de procéder à l'identification des sols liquéfiables. Il considère comme étant liquéfiables, les sables fins lâches et certaines argiles saturées d'eau [38].

I.3. Rôle De L'intervention Dans La Préservation Des Ponts

Comme toute autre structure, un pont sur lequel aucune intervention n'est effectuée perd progressivement de sa valeur. Ceci est la conséquence des dégradations des matériaux, sous l'effet des sollicitations et des agressions environnementales qu'il subit.

Préserver un pont en bon état pendant le maximum de temps est le résultat d'une intervention continue sur ce dernier visant la maîtrise des différents mécanismes possibles de dégradation. Cette intervention peut se faire à deux niveaux: Celui de la fonctionnalité, et celui de l'état.

La fonctionnalité a trait aux caractéristiques relatives au niveau de service offert aux usagers, tel que la capacité structurale ; (l'affichage relatif à une restriction de la charge, ou du débit de circulation, ainsi que d'autres paramètres physiques et géométriques telle que la largeur de la voie carrossable, etc. Cependant, l'état d'un pont fait référence à l'état des divers matériaux qui le composent, ainsi qu'au comportement de ses éléments et de leur capacité de remplir le rôle qu'ils ont dans l'ensemble de la structure. Si aucune intervention n'est apportée sur un pont, ce dernier se dégrade avec le temps à un rythme qui est fonction des matériaux dont il est composé et des sollicitations qu'il subit. En général, ce rythme est lent au début de l'exploitation du pont, ou encore après une réparation majeure et s'accélère progressivement par la suite [41].

La figure I.20 montre schématiquement la courbe de dégradation d'une structure, initialement en bon état. Tout au début de l'exploitation, l'indice de l'état de cette structure est supposé être égal à 100. Cependant, cet indice diminue avec le temps, et la courbe de dégradation régresse jusqu'à atteindre un niveau de performance minimal. Sauf que, lorsque des interventions d'entretien ou de réparation, selon le degré d'endommagement, sont apportées à la structure, la courbe de dégradation passe par plusieurs paliers, durant les quels, elle cesse de régresser et prend une augmentation de son indice d'état, avant de rechuter à nouveau. Ces paliers de reprise d'haleine, servent à prolonger la vie de la structure, et à diminuer la vitesse de sa

dégradation. La structure, gagne un intervalle de temps considérable avant d'atteindre son niveau de performance minimal.

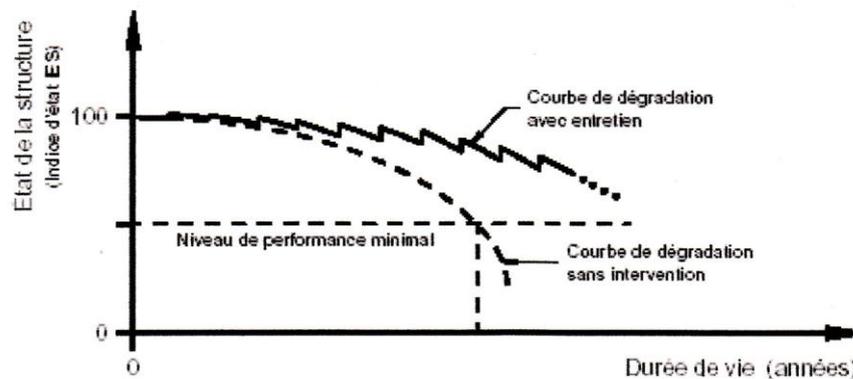


Figure I.20: Courbe De Dégradation D'une Structure En Bon Etat [41]

La figure I.21 schématise la courbe de dégradation d'une structure, déjà en état déficient. Le niveau de fonctionnalité, initialement maximal, se dégrade progressivement, en passant par des paliers de fonctionnalité stationnaires, jusqu'à atteindre un niveau de performance en dessous du niveau minimal. Lorsque des interventions d'entretien ou de réparation, sont apportées à la structure, la courbe de dégradation de sa fonctionnalité passe par plusieurs paliers également, sauf qu'avant d'atteindre le niveau de performance minimal, la courbe prend une augmentation dans la fonctionnalité, puis reste dans un état stationnaire et la structure garde ainsi, grâce à l'intervention qui lui a été apportée, une bonne fonctionnalité.

Par conséquent, il apparaît claire que, pour conserver un pont en bon état et prolonger sa durée de vie, il suffit d'y apporter une série d'interventions pour empêcher sa détérioration. A l'inverse, et à mesure qu'un pont est laissé à la portée de la détérioration, les coûts d'interventions nécessaires à sa conservation en bon état ou du moins en état de service, tendent à augmenter.

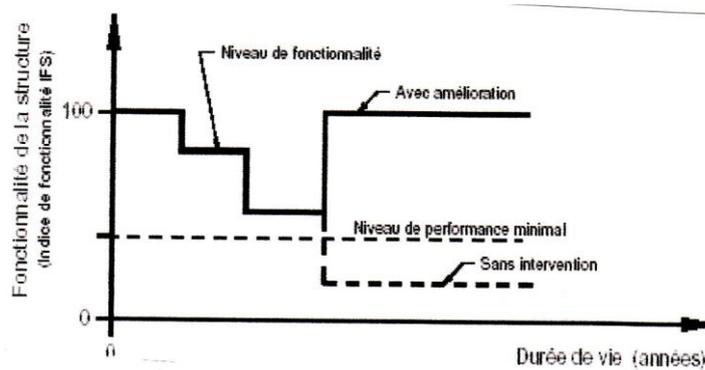


Figure I.21: Courbe De Dégradation D'une Structure En Mauvais Etat [41]

I.4. Conclusion

Le séisme est un phénomène naturel que l'homme ne peut éviter et dont l'effet sur les constructions et les ouvrages peut causer des dégâts humains et matériels très coûteux.

Cependant, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des éléments exposés au risque sismique, servirait à les préparer à mieux résister à un éventuel séisme et donc à minimiser les dégâts éventuels ainsi qu'à l'établissement d'une stratégie d'intervention sur les dits éléments.

C'est dans ce contexte qu'il est utile de donner, avant d'entamer notre étude d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la wilaya de Chlef, les définitions de base et les notions fondamentales des termes qui s'y rattachent.

CHAPITRE II :
NOTIONS FONDAMENTALES
SUR LA VULNERABILITE

II.1. Introduction

Dans le but d'éclaircir les chapitres qui suivent, et d'éviter toutes confusions entre les termes employés, il convient d'abord, de donner les définitions de ces derniers et quelques notions de base relatives à : l'aléa sismique, le risque sismique et la vulnérabilité sismique. Les définitions suivantes sont données en se référant à la terminologie proposée en 1980 par l'UNDRO. D'autres définitions figurant dans la littérature, sont reportées.

II.2. Définition de Base

II.2.1. Aléa Sismique

L'aléa sismique, en un site donné, est la probabilité qu'au cours d'une période de référence (ex: probabilité annuelle), une secousse sismique atteigne ou dépasse en ce site une certaine intensité. Il définit les caractéristiques des mouvements sismiques susceptibles de se produire dans le futur en tenant compte de la durée de vie des constructions concernées et du type d'activités qui y sont réalisées. Il se calcule en fonction de l'histoire sismique de la région étudiée. L'une des étapes importantes dans la réduction du risque sismique au niveau d'une région, est l'évaluation de l'aléa sismique dans cette région. Ce dernier peut être exprimé en termes de probabilité de dépassement ou de période de retour de l'accélération de pointe du sol [14].

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 (Peak Ground Acceleration), pour une période de temps future donnée. La distribution de X est souvent exprimée en fonction de $P(X)$ ou $p(x) = 1 - P(X)$, respectivement la probabilité de dépassement ou de non dépassement de la valeur X durant la période de temps considérée. Sur la figure II.1, est représentée la probabilité de dépasser une certaine valeur d'accélération maximale pour in site fictif pendant une période de temps T future donnée [15].

Si nous regardons la probabilité que l'accélération maximale du sol soit supérieure à $0,1g$ ($g=9,8ms^{-2}$) durant la période de temps considérée, on a:

$$P_T(PGA > 0,1g \text{ durant } T \text{ années}) = 0,85$$

Cette relation signifie que pour le site considéré, il y a **85%** de chance que durant les prochaines T années, l'accélération maximale de $0,1g$ soit dépassée au moins une fois.

Il y a donc aussi **15%** de chance que ce niveau d'accélération ne soit pas dépassé.

$$P_T(PGA < 0,1g \text{ durant } T \text{ années}) = 0,15$$

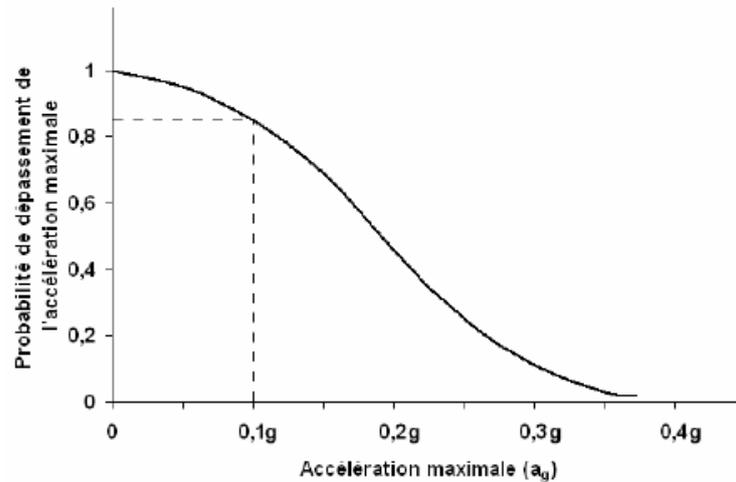


Figure II.1: Aléa sismique en un site- représentation pour une période de temps T [15].

De même la probabilité que l'accélération max du sol soit supérieure à **0,2g** durant la période de temps considérée est $P_T = 45\%$. Ce qui implique qu'il y a **55%** de chance que ce niveau d'accélération ne soit pas atteint pendant la durée de temps T considérée.

II.2.2. Risque Sismique

Le risque, est l'estimation quantifiée des pertes des vies humaines, des blessés, des dommages aux biens, et des perturbations de l'activité économique suite à un phénomène naturel particulier [15]. On entend cependant par "*Risque Sismique*", le degré de perte, de destruction ou de dégâts sur une période de référence dans une région donnée.

Le « *risque sismique* » 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 [16].

Pour chiffrer ce risque, on utilise la relation suivante :

$$\text{Risque Sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité sismique} \times \text{Valeurs exposées}$$

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 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 [17].

II.2.3. Vulnérabilité Sismique

La *vulnérabilité*, est le degré de perte ou d'endommagement d'un élément donné exposé au risque, résultant de l'occurrence d'un phénomène naturel de magnitude donnée et s'exprimant sur une échelle de **0** (absence de dommages) à **1** (perte totale).

La vulnérabilité au sens commun, concerne le milieu construit (vulnérabilité structurale).

La vulnérabilité d'une construction ou d'une catégorie de construction représente la perte proportionnelle (en%) exprimant le rapport du coût des dommages subis à la valeur de la construction. Elle dépend de l'intensité locale de la secousse:

- sensiblement nulle pour une intensité inférieure ou égale à **VI**.
- proche de 100% pour une intensité supérieure ou égale à **XI** [15].

Le terme « *vulnérabilité sismique* » est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments, voir des ouvrages de génie civil, aux secousses sismiques. Si deux groupes d'ouvrages sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un d'entre eux se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les ouvrages qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible au tremblement de terre que ceux qui ont été plus endommagés [16].

La « *vulnérabilité sismique* » d'une structure représente le comportement intrinsèque de cette dernière vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme.

Mathématiquement, la vulnérabilité d'une construction est définie comme le rapport du coût des dommages attendus pour un séisme d'une intensité donnée au coût de la construction, exprimé en pourcentage.

On retrouve dans la littérature d'autres définitions de *la vulnérabilité*, comme celle que donne Calgaro [18], lorsqu'il la définit *comme étant le produit d'un aléa (probabilité de l'évènement) par le montant des dommages qu'il provoque*".

$$V = P \text{ aléa } \times C \text{ dommage}$$

La vulnérabilité s'exprime généralement en unité monétaire ou parfois en degré de dommages. Elle prend en compte la densité de population, la présence ou non de bâtiments calculés aux normes anti-sismiques, la vétusté des bâtiments, les pertes économiques probables. Dans le document de travail du programme national de fiabilité des infrastructures essentielles du gouvernement du Canada, on définit la *vulnérabilité* comme: "*une caractéristique d'un élément de la conception, de*

la mise en œuvre ou du fonctionnement des infrastructures essentielles qui la rend susceptible d'être détruite ou perturbée par une menace. La vulnérabilité est synonyme de faiblesse." [15]

II.3. Vulnérabilité Et Risque Sismique

II.3.1. Rôle De L'étude De La Vulnérabilité Dans La Prévention Du Risque Sismique

L'estimation des pertes encourues suite à un séisme, allant de l'interruption du service aux pertes en vie humaines, est un champ d'expertise en plein développement. Il s'agit d'une préoccupation importante pour les régions du monde où la probabilité d'occurrence de séisme de forte intensité est beaucoup plus élevée qu'ailleurs. La connaissance du risque sismique permet de mettre en place des mesures de mitigation pour diminuer les dommages potentiels tout en considérant la variable économique de l'équation. Ces mesures portent essentiellement sur la prévention contre les effets d'un possible désastre sismique. La prévention a pour objectif de réduire le risque sismique, et d'empêcher un impact négatif qu'aurait un tremblement de terre sur le développement économique.

L'étude de la vulnérabilité sismique joue un rôle important dans la connaissance du risque sismique, lui-même primordiale quant à l'établissement d'un plan d'urgence. La prévention du risque sismique peut être faite efficacement par [1]:

II.3.1.1. La Prédiction Des Séismes

Bien qu'il ne soit pas possible à l'heure actuelle de prévoir les séismes avec grande précision, la plupart des séismes violents sont précédés de certains indices géophysiques et géochimiques détectables.

A titre d'exemple, le séisme de Haicheng du 4 Février 1975 dont la magnitude était de 7,3, a été prévu par les scientifiques chinois d'une manière spectaculaire, la population fut évacuée cinq heures avant le séisme, ce qui a permis de sauvegarder les vies humaines dans la zone concernée par le tremblement de terre.

II.3.1.2. L'étude Et La Surveillance De La Séismicité Du Territoire

Elle s'appuie sur des sources historiques et sur la surveillance instrumentale. Cette dernière est relativement récente, et nécessite une couverture des zones sismiques par un réseau de détection relié à un organisme centralisateur de données qui en assure l'exploitation. Elle permet de définir les zones sismiquement actives et de surveiller leur évolution.

II.3.1.3. L'analyse Sismotectonique Du Territoire

L'analyse sismotectonique constitue une étape nécessaire dans l'évaluation de l'aléa et du risque sismique. Il s'agit d'identifier et de caractériser toutes les sources potentielles des tremblements de terre, ce qui signifie l'identification des failles sismogènes ainsi que les domaines sismotectonique. La figure II.2 représente une carte tectonique de la région de Chlef, établie par Ayadi en 2005, qui fait apparaître les failles qui existent dans cette région, dont les plus dangereuses en termes de dégâts, les failles inverses [19].

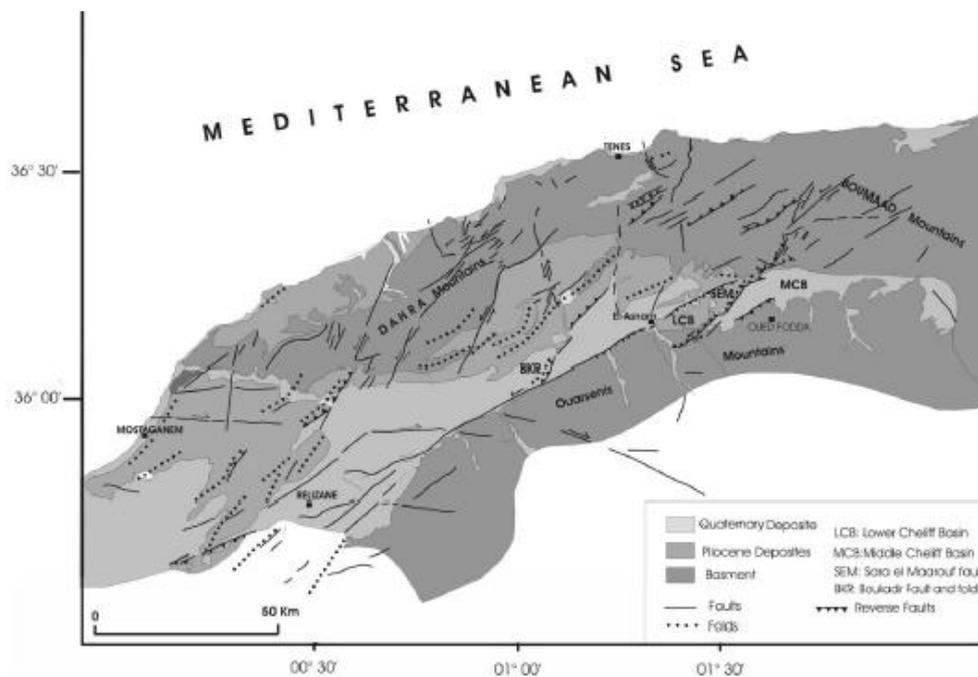


Figure II.2: Carte Tectonique De La Région De Chlef, Ayadi, 2005, (Modifiée De La Carte De Meghraoui, 1987) [19].

II.3.1.4. L'évaluation De L'aléa Sismique Régional Et Local

L'évaluation de l'aléa sismique constitue une prévision quantitative des séismes, portant sur la fréquence d'occurrence et sur l'intensité des séismes futurs sur le site concerné. Cette évaluation est réalisée à deux niveaux : D'abord à l'échelle régionale ensuite à l'échelle locale.

II.3.1.5. La Protection Civile Contre Les Séismes

Les étapes précédentes de prévention du risque sismique doivent être complétées par la mise en place d'un processus technique d'organisation des secours et par des programmes d'intervention post sismiques permettant la reprise de la vie normale pour la population.

II.3.1.6. L'éducation De La Population

L'information préalable sur la conduite à tenir en cas de séisme violent et la pratique d'exercices de simulation préventifs (déjà pratiqués dans quelques pays), encadrés par des spécialistes de la sécurité civile et orientés aux élèves des écoles, fonctionnaires,..., pourraient rendre les pertes en vies humaine moins importantes.

II.4. Réduction Du Risque Sismique

Les efforts visant la réduction du risque sismique doivent être menés suivant différents plans d'action et sont interdépendants. Etant donné qu'il est impossible d'agir sur l'aléa sismique, ces efforts doivent se concentrer sur les éléments exposés.

En premier lieu vient se placer la construction parasismique, mais qui ne peut garantir à elle seule une maîtrise du risque sismique ou son atténuation. Les règles parasismiques françaises PS 69/82 sont claires à ce sujet et prescrivent : « *L'expérience montre que les ouvrages modernes, lorsqu'ils sont de conception saine et qu'il leur est fait une application correcte des règles normales de construction, ont des chances non négligeables de supporter convenablement des secousses destructrices d'intensité modérée. Inversement, il a été permis de constater que, soumises aux mêmes sollicitations, les constructions de conception irrationnelle, les ouvrages mal projetés ou mal exécutés, sont généralement le siège d'accidents graves, souvent meurtriers...* » [21].

De manière générale, on peut réduire le risque sismique dans une zone par :

- l'évaluation de ce risque afin de classer les priorités d'intervention et de mettre en place un plan d'action en cas de séisme.
- La prévention du risque sismique ; telle que citée plus haut.
- La réhabilitation parasismique des constructions existantes, ou leur renforcement.
- Le traitement des terrains à risque d'instabilité lors d'évènement sismique.
- La préparation à la gestion de la crise post-sismique, et
- L'aide, l'appui et la subvention des études et recherche en génie parasismique.

II.5. Expérience Algérienne Dans L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Constructions

Au cours des 250 dernières années des tremblements de terre de magnitude moyenne à élevée se sont produit dans le nord de l'Algérie au moins une douzaine de fois. Alors qu'en Algérie, l'activité sismique est essentiellement concentrée sur une bande côtière de largeur allant jusqu'à 400 Km, la réglementation relative à la conception parasismique des constructions est relativement récente. Le dernier évènement sismique qui a touché les wilayas d'Alger et de

Boumerdes en 2003 dont les effets ont été les plus violents, a fait preuve du non respect de cette réglementation pour les constructions nouvelles [22].

Cet état de fait, a poussé l'état ainsi que des institutions scientifiques à s'engager dans des études d'évaluation du risque sismique. Citons ici les villes d'Alger et de Boumerdesse ayant fait l'objet de quelques études à niveau de quartier ou de structure spécifique pour l'évaluation de leur vulnérabilité sismique.

II.6. Aléa Sismique De La Région De Chlef

Notre étude étant destinée aux ponts de la wilaya de Chlef, nous devons d'abord aborder la sismicité de cette région qui est sismiquement très active et, a connu durant des siècles plusieurs séismes. Le séisme d'Orléansville (Chlef), du 9 Septembre 1954 de magnitude 6.8, était à l'origine de l'apparition du premier texte normatif (AS55), qui fut le premier règlement parasismique français uniquement applicable à l'Algérie [23].

En France, et après le séisme d'El Asnam (Chlef) du 10 Octobre 1980, il est apparu que les règles PS69 n'étaient pas suffisantes sur le plan constructif, ce qui a conduit aux addenda de 1982 [25]. EN Algérie, ce séisme a engendré la naissance du règlement parasismique Algérien RPA 83, 89 et 2003.

Le tremblement de terre d'El Asnam en 1980 a gravement endommagé les bâtiments et les systèmes vitaux de la région de Chlef, provoqué la mort de 3 500 personnes, infligé des blessures à plusieurs milliers d'autres et sérieusement affecté le développement économique de la région, à tous les niveaux. Les pertes associées à ce séisme étaient estimées en 1980 à 3 000 millions de dollars [3].

Des études dont le but est d'évaluer l'aléa sismique régional et local entamées par certains chercheurs, ont montré que la région de Chlef vient se positionner en tête de liste des zones à forte séismicité. La figure II.3, illustre les courbes de risque sismique évaluées à travers cinq régions dans le nord Algérien en fonction de l'annuelle probabilité de dépassement et des périodes de retour d'accélération de pointe du sol pour des périodes de 10, 100 et 500 ans.

Cette étude a démontré qu'El Asnam (Chlef aujourd'hui), est considérée comme une région à haut risque sismique [26].

On peut aisément lire sur la figure II.3, pour le site d'El Asnam, donnant les valeurs maximales de PGA, que pour une probabilité de dépassement de **1%**, et une période de retour de 100 ans, l'accélération de pointe du sol correspondante est de **0,18g**.

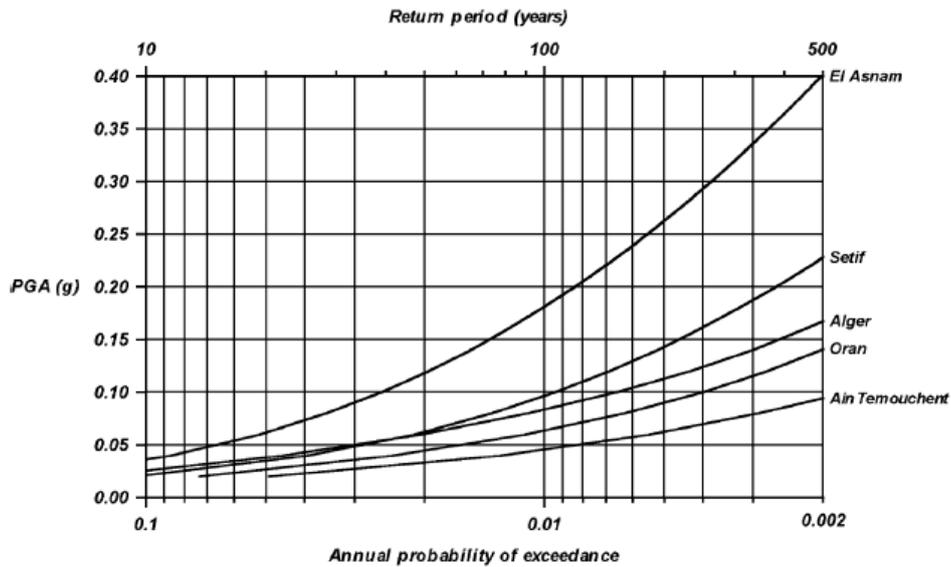


Figure II.3: Courbes De Risque Sismique : Différents Niveaux De Risque Sismique Pour Cinq Sites Algériens [25].

D'autre part, les résultats des études entreprises par : José A. Pelaez Montilla, Mohamed Hamdache, Carlos Lopez Casado en 2003 [26], ont permis de classer les régions de très haut risque sismique, correspondant à une accélération pic du sol dans les cas ordinaires pour une période de retour de 475 ans, supérieure à 4m/s^2 ou $0,41\text{g}$, qui coïncide avec les séismes de 1954 et 1980 d'El Asnam (Chlef). Cette région s'étend sur à peu près 800 Km^2 .

La figure II.4, représente une carte préliminaire de zonification pour le nord Algérien établit par J.A. Pelàez Montilla (J.A. Pelàez Montilla et al, 2003).

La région dont la sismicité est élevée englobe la région qui s'étend sur les wilayas de Chlef, Ain Defla et Tipaza.

Au centre de cette zone, on observe en rouge la région dont la sismicité est la plus élevée (accélération maximale du sol PGA moyenne, supérieure à 4 m/s^2 , ou 0.41g , pour une période de retour de 475 ans). **Cette zone est localisée au centre de la wilaya de Chlef.**

J.A. Peláez Montilla et al. / Tectonophysics 372 (2003) 105–119

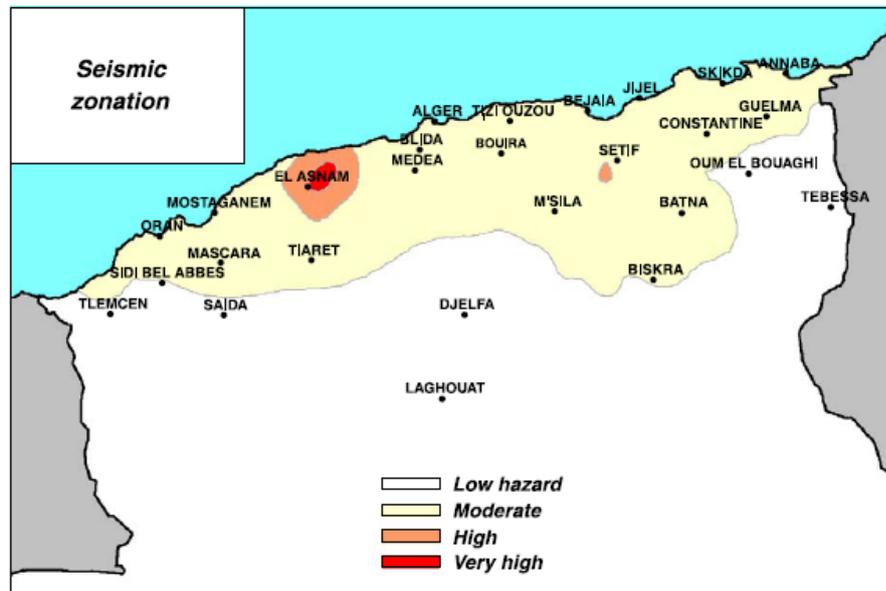


Figure II.4: Carte sismique du Nord Algérie [J. A. Montilla et al, 2003]

Des tabliers de ponts se sont déplacés de leurs appuis et plusieurs milliers de gens se sont retrouvés sans abri. L'impact social et économique a été ressenti dans le pays tout entier.

L'épicentre de ce tremblement de terre se trouvait à environ 10Km à l'est de la ville d'El Asnam et s'est produit en certains points du système de faille d'Oued Fodda, une faille inverse active de 47 Km de long. Le sol s'est liquéfié et des glissements de terrain se sont produits en certains endroits. Les caractéristiques des secousses n'ont pas été enregistrées sur les accélérographes de mouvements marqués, mais les experts ont estimé qu'il y a eu des accélérations maximales du terrain dépassant **0,5 g** en certains points de l'épicentre.

II.7. Conclusion

L'aléa sismique étant important dans le nord de l'Algérie et encore plus dans la région de Chlef où notre étude est localisée, telle que le montrent les études de recherches exposées dans ce chapitre, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions et des ouvrages s'avère nécessaire pour déterminer leurs degrés d'endommagement en cas de secousse tellurique et par la suite établir une stratégie d'intervention visant le remplacement des éléments les plus vulnérables, la réparation ou le renforcement de ceux caractérisés par une moyenne vulnérabilité et l'entretien des moins vulnérables.

La dite évaluation peut se faire par plusieurs méthodes dont nous donnons dans le chapitre suivant une synthèse.

CHAPITRE III

SYNTHESE SUR LES METHODES D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE

III.1 Introduction

Plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique existent dans le monde. Toute fois, ces méthodes peuvent être classées en trois catégories [28]:

III.1.1 : Les méthodes statistiques probabilistes

Les méthodes basées sur l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés. L'identification des typologies constructives est fondée sur les techniques et matériaux de construction. Le paramètre considéré pour établir une corrélation entre le dommage observé et la sévérité du séisme est l'intensité dont la définition est justement basée sur un constat, une observation. Dans les méthodes Américaines, les paramètres de base définissant le niveau de dommage (**Di**) utilisé dans l'approche statistique et l'indice de vulnérabilité de base utilisé dans la méthode probabilistes, qui représente la sismicité du site définie pour trois niveaux d'aléa à savoir : forte, modérée et faible d'une part et de la typologie d'autre part, sont tous les deux issus du retour d'expérience spécifique à la région. Ce qui rend l'utilisation de ces méthodes restreinte à la région.

Les méthodes statistiques et probabilistes sont toutes basées sur des retours d'expérience d'une part et une définition de la typologie du système constructif d'autre part. Le niveau de dommage probable pour une intensité donnée est exprimé par une fonction de probabilité. L'endommagement s'exprime par une fonction analytique définissant deux niveaux de dommages. Le premier correspond à l'apparition des premiers dommages et le second correspond à la ruine de la construction. Entre les deux états, le dommage est considéré comme variant linéairement. Cependant, dans ces approches beaucoup de situations relatives au niveau d'étude ne sont pas traitées dont : La mitoyenneté de deux constructions de hauteurs différentes, les modifications effectuées sur la structure, la mauvaise qualité d'exécution, les travaux d'entretien donnant un aspect extérieur sans dégradations apparentes alors que la construction peut présenter des défaillances importantes et les modifications de comportement de la structure dus aux travaux de réhabilitation.

III.1.2 : Les méthodes d'approches déterministes récentes

Les méthodes d'approche déterministes, bien qu'elles reposent en partie sur des destructions observées lors des séismes passés, définissent un indice global de vulnérabilité qui résulte de plusieurs indices partiels. Dans les méthodes récentes, développées dans le

cadre des projets HAZUS, RSK UE, différents niveaux d'étude sont définis. Dans la méthode proposée par la FEMA, trois niveaux d'évaluation de la vulnérabilité sont définis à savoir [29] :

Niveau 1: Basé sur les relevés qualitatifs des éléments structuraux, comparables aux approches statistiques et probabilistes. Le diagnostic est établi par rapport à deux niveaux de performance qui sont la sauvegarde des vies humaines et la réutilisation immédiate des bâtiments.

Niveau 2: Où une analyse élastique simplifiée basée sur les données du niveau 1 est proposée.

Niveau 3: l'analyse à ce niveau consiste à utiliser des méthodes de calcul très élaborées telles que la méthode Push-Over, ou celle de la capacité de dissipation d'énergie.

III.1.3. : La méthode du point de performance

L'idée de base de cette méthode, publiée en 1996 dans l'ATC 40 [30], est de tracer la courbe de capacité de la structure et celle de l'agression sismique, représentée par un spectre de réponse, sur le même graphique, et de rechercher le point de croisement des deux courbes qui traduirait l'égalité entre la demande et la capacité.

Le spectre de réponse donné dans les codes parasismiques est représenté par un diagramme exprimant l'accélération spectrale **Sa** en fonction de la période de l'oscillateur **T**.

(**Sa = f(T)**), Pour un amortissement visqueux. La formule donnant le spectre de réponse est :

$$\mathbf{Sa} = \mathbf{g} (\mathbf{Sd}) \quad \text{[III.1]}$$

On peut donc tracer l'accélération spectrale **Sa**, en fonction des déplacements spectraux **Sd**. Cependant on constate que, comme dans les méthodes statistiques et probabilistes, l'analyse est effectuée, d'une part, en considérant la construction isolée, et que d'autre part, les résultats obtenus de la capacité de la structure sont fonction des hypothèses de calcul prises en compte dans l'analyse Push-Over. Or, en milieu urbain l'une des difficultés relevées lors des études d'évaluation de la vulnérabilité sismique réside dans l'identification des structures porteuses, puisque, les constructions sont généralement liées mécaniquement. Une incertitude est également relevée quant à l'estimation des caractéristiques mécaniques des matériaux, ainsi les résultats de l'étude seront entachés d'une imprécision non négligeable [16].

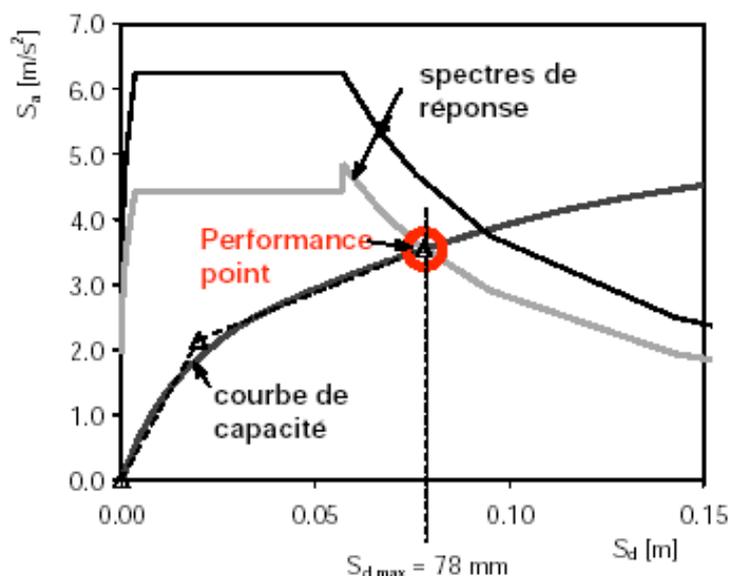


Figure III.1: Courbe De Capacité Et Spectre De Réponse D'une Structure [30]

III.2. Estimation des dommages

Etant données que les deux premières catégories des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique reposent sur l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés, il s'avère nécessaire, dans le cas d'étude de vulnérabilité, d'estimer ces dommages. Pour se faire ; trois sources possibles d'information peuvent être employées, à savoir : Observationnel, analytique et expérimental.

La première source est la plus réaliste, car, tous les détails pratiques des constructions exposées sont pris en compte. Cependant, les mêmes aspects qui rendent des données d'observation les plus réalistes sont responsables de la limitation de leur potentiel d'utilisation. Car en recherchant un ensemble approprié de rapports de vulnérabilité pour une région donnée, avec des caractéristiques spécifiques sismo-tectoniques, géotechniques et de site d'implantation, il est pratiquement impossible de trouver une concordance basée sur l'observation. Ceci est retrouvé dans les régions à moyenne et faible séismicité, où peu ou aucunes données précédentes ne sont disponibles. D'autre part, dans les zones à séismicité élevée, chaque tremblement de terre change les caractéristiques du patrimoine du bâti existant en causant un degré de dommages qui peut affecter les caractéristiques de réponse dynamique des structures durant les futurs évènements sismiques.

Afin d'estimer les dommages probables aux différents types de structures et selon différentes intensités sismiques, on a recourt à des approches empiriques ou à des analyses dynamiques théoriques des structures à étudier. Ces approches sont multiples et

peuvent être classées selon leur degré de difficulté en terme de temps de calcul (Lang, 2002), et selon qu'on évalue la vulnérabilité d'un seul bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments. Cette classification est illustrée par le tableau III.1.

Investissement	Temps et difficulté de calcul 				
Application	Ensemble De Bâtiments		Bâtiment Unique		
Méthodes	Observation de la vulnérabilité résultant de séismes	Jugement d'expert	Modèles analytiques simples	Attribution de pointage	Analyses détaillées

TABLEAU III.1: Classification Selon Le Temps Et La Difficulté De Calcul [31]

La classification donnée par le tableau III.1 a ses avantages. basée sur le temps et la difficulté de calcul montre que les méthodes d'analyse détaillées sont peu appropriées pour l'évaluation d'un ensemble de bâtiments. Par contre, cette classification illustre moins bien le positionnement de certaines méthodes dites hybrides qui utilisent par exemple un système de pointage et les observations de la vulnérabilité.

Basoz et coll., 1992 a ajouté à la classification de Lang les méthodes hybrides afin de positionner les références les plus récentes découlant d'une combinaison des différentes approches. Le tableau III.2 fait la synthèse des différentes méthodes existantes d'évaluation de la vulnérabilité sismique, donne une brève description, le domaine d'application et l'auteur ou la référence de chacune de ces méthodes.

	Observation de la vulnérabilité	Jugement d'expert	Modèles analytiques simples	Attribution de pointage	Analyse détaillée
Description	DPM à partir des statistiques des séismes passés Fonctions de vulnérabilité pour différents types de bâtiments.	DPM développées en se basant sur le jugement d'experts de plusieurs classes de bâtiments	Modèles simples servant à identifier les mécanismes de rupture potentiel et le degré de dommage résultant.	Attribution de cotes aux bâtiments dans le but de les classer dans un inventaire.	Procédure statique linéaire dynamique linéaire statique non linéaire Dynamique non linéaire
Application	Ensemble de bâtiments. Valide pour une région étudiée ou une région similaire. Ne considère pas les travaux de mise en conformité.	Ensemble de bâtiments. Difficilement applicable pour d'autres régions et d'autres types de structures Incertitudes sur l'estimation des dommages et sur l'opinion formulée.	Bâtiment unique ou bâtiments ayant des caractéristiques communes. Les résultats consistent en des intervalles de valeurs.	Ensemble de bâtiments ou bâtiment unique Détermine l'utilité de l'analyse détaillée. Considère les travaux de mise en conformité.	Un seul bâtiment. Phase 2 après la méthode de pointage.
Référence	Whitman, Reed et al, (1971) Coburn & Spence (1992)	ATC-13 (1985) HAZUS (1997-1999)	Portugal: D'Ayala et al, 1997 Italie: Faccioli et al, 1999 Augusti et Ciampoli, 2000, Augusti et al 2001, Augusti et 2002	Canada: manuel de sélection (1993) EU: FEMA154-155 (1998-2000) Suisse: Grille d'évaluation,	FEMA-17(1992) FEMA-310(1998) et ASCE 31-03(2003) CNRC (1992) FEMA -273(1997) FEMA -356(2000)
Méthodes hybrides		Hong (2003): FEMA-178 et système d'inférence floue (basé sur jugement d'experts)			
		Fisher, Alvarez et al (2002): Macro-éléments inélastiques avec le logiciel HAZUS pour un nombre limité d'édifiées.		Kanda, Iwsaki et al (1997): Analyse statique non linéaire avec l'intégration de notions de fiabilité pour le calcul d'un index de performance.	
	EMS (1992-1998): fct de vulnérabilité basé sur la vulnérabilité observée et le jugement d'experts.				

Tableau III.2: Classification Des Méthodes Et Positionnement Des Références (Basoz Rt Coll., 1992)

III.2.1. Observation de la vulnérabilité

La première méthode portée sur le tableau III.2 vise en particulier à générer des matrices de dommages probables ou des fonctions de vulnérabilité. Ces matrices de dommages, ou DPM (Damage Probability Matrix), et ces fonctions de vulnérabilité sont deux façons de représenter la relation probabiliste entre le niveau de dommages et l'intensité d'un séisme.

Basées sur une classification typologique des bâtiments, les DPM peuvent être construites à partir de sondages sur les dommages survenus à la suite d'un séisme ou à partir de jugement d'experts. Les dommages considérés sont structuraux et peuvent parfois inclure des dommages non structuraux. Les bâtiments sont classés selon leur typologie à partir de caractéristiques communes, tel ; le matériau, la technologie utilisée, l'année de construction, etc.

Le Tableau III.3 illustre le format typique d'une matrice de dommages probables. Dans chaque cellule vide on assigne le pourcentage de bâtiments subissant le degré de dommages pour l'intensité considérée. Le cumulatif des pourcentages attribués à chaque degré de dommages pour une intensité sismique donnée doit être de 100%.

Degré de dommages	Dommages structuraux	Dommages non structuraux	Ratio de dommages (%)	Intensité sismique			
				V	VI	VII	VIII
0	Aucun	Aucun	0-0,05	---	---	---	---
1	Aucun	Mineurs	0,05-0,3	---	---	---	---
2	Aucun	Localisés	0,3-1,25	---	---	---	---
3	Non observables	Étendus	1,25-3,5	---	---	---	---
4	Mineurs	Substantiels	3,5-4,5	---	---	---	---
5	Substantiels	Majeurs	7,5-20	---	---	---	---
6	Majeurs	Presque totaux	20-65	---	---	---	---
7	Bâtiment condamné		100	---	---	---	---
8	Effondrement		100	---	---	---	---
Pourcentage cumulatif				100%	100%	100%	100%
Ratios de dommages moyens (MDF)				---	---	---	---

Tableau III.3 : Format D'une Matrice De Dommages Probables, Selon Whitman 1974

Les fonctions de vulnérabilité fournissent des évaluations pour les dommages d'une famille des structures atteignant ou excédant de divers états de limite à certains niveaux donnés de l'intensité du tremblement de terre. Les courbes de vulnérabilité définissent la moyenne des dommages en fonction de l'intensité pour un type de bâtiment/d'ouvrage. Par contre, les courbes de fragilité représentent, pour un type de bâtiment/d'ouvrage, la probabilité d'atteindre ou d'excéder chaque catégorie de dommage en fonction de l'intensité [33].

Les figures III.2 et III.3, représentent respectivement deux exemples de ces deux types de courbes.

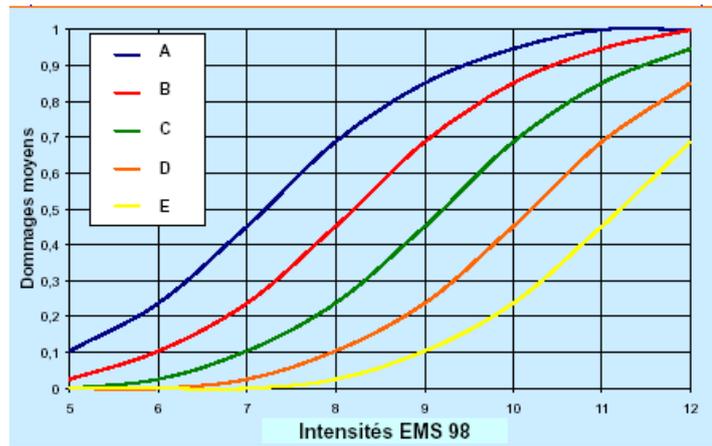


Figure III.2: Modèle De Courbe De Vulnérabilité [33]

On peut constater à partir de la figure III.2 que **70%** des constructions subissent en moyenne des dommages de niveau A lorsqu'elles sont secouées par un séisme d'intensité EMS égale à **IX**, et que **100%** des structures subissent ce niveau de dommages suite un séisme d'intensité EMS égale à **XI**. En occurrence, il faudrait un séisme d'intensité EMS égale à **IX** pour causer un niveau de dommages B à **70%** des constructions, et d'intensité égale à XII pour que **100%** des constructions subissent ce niveau de dommage.

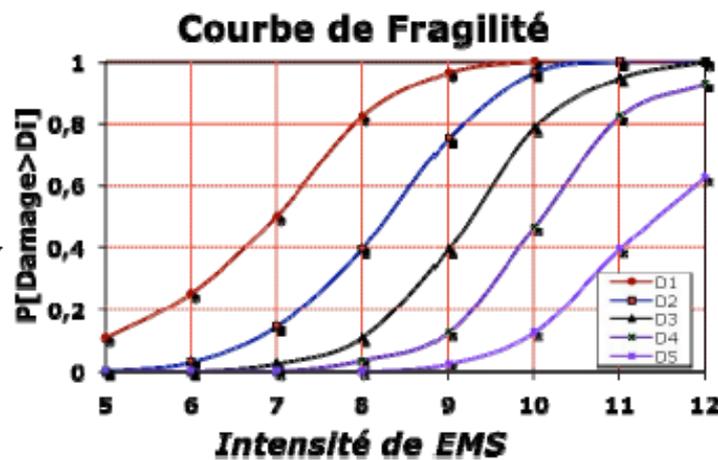


Figure III.3: Modèle De Courbe De Fragilité [33]

On peut également lire sur la figure III.3 que la probabilité d'atteindre **100%** de dommages de niveau **1** pour les constructions étudiées correspond à un séisme d'intensité légèrement supérieur à **IX**. Une probabilité que 80% de dommages de ce même niveau soient atteints pour une intensité égale à **IX**.

III.2.2. Jugement expert

En l'absence de données, une autre méthode de développement des fonctions de vulnérabilité est l'utilisation du jugement d'experts. À partir de consultation de 58 experts, le rapport ATC- 13 (ATC, 1985) dérive des matrices de dommages probables pour 78 classes d'installations dont 36 réfèrent à des bâtiments. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle fait appel à la subjectivité des experts et introduit des incertitudes sur l'estimation des dommages et sur l'opinion formulée. De plus, les matrices développées sont difficilement applicables dans d'autres régions et à d'autres types de structures [34].

III.2.3. Modèles analytiques simples

Lorsqu'il n'y a pas de données observables, il n'est pas possible d'établir des fonctions de vulnérabilité basées sur les observations ou sur le jugement d'experts. On utilise alors des modèles simples permettant de définir les mécanismes de ruptures probables et ainsi établir les degrés de dommages encourus sous l'effet d'un séisme donné.

III.2.4. Systèmes de pointage ou indice de vulnérabilité

Les systèmes de pointage ou de calcul d'indice de vulnérabilité ont pour objectif principal la sélection rapide des bâtiments aux fins d'un classement dans un inventaire. Des données nombreuses permettent d'avoir une approche statistique à l'interprétation des résultats.

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

Le grand avantage de ces méthodes est la simplicité de la mesure de la vulnérabilité, dont la valeur est essentiellement statistique. Cette approche ouvre la porte à l'estimation des pertes en la jumelant à des matrices de dommages probables. C'est ce qui a été fait entre autres pour l'estimation des pertes de la Ville de Portland en Oregon ((McConnack et Rad, 1997).

III.2.5. Analyses détaillées

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

III.2.5.1. Analyse statique linéaire

L'analyse statique linéaire est l'approche des codes de conception. Le bâtiment est modélisé comme un système équivalent à un degré de liberté avec une rigidité élastique linéaire et un amortissement visqueux équivalent. La charge sismique est modélisée par une force latérale équivalente. Cette force est ensuite distribuée sur la hauteur de l'édifice et les efforts et déplacements résultant sont obtenus par une analyse statique linéaire.

Cette procédure est valable pour les bâtiments réguliers et dont la période fondamentale de vibration est prédominante.

III.2.5.2. Analyse dynamique linéaire

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

III.2.5.3. Analyse statique non linéaire

Dans cette procédure, La non - linéarité de la relation force - déplacement du bâtiment est représentée par une courbe de capacité, c'est-à-dire une courbe donnant la variation du cisaillement à la base en fonction du déplacement maximum. Cette courbe est obtenue en soumettant progressivement la structure à des forces latérales ou des déplacements dont l'intensité augmente jusqu'à l'effondrement, et qui sont distribués le long de la structure selon le mode de vibration fondamental. L'avantage d'une telle méthode est qu'elle considère l'inélasticité des matériaux et donne une meilleure approximation des efforts et déformations attendus durant un séisme. Par contre, seul le mode fondamental de vibration est considéré, rendant cette méthode moins appropriée pour les bâtiments irréguliers [16].

III.3. méthodes récentes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts

III.3.1. L'expérience des séismes passés

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts est basée, à l'instar de celle du bâtiment, sur l'observation et l'étude des dommages subis à la suite des séismes passés.

L'observation des dommages subis par les ponts suite aux derniers tremblements de terre au Etats-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1987, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988) et dans d'autres régions à travers le monde (El-Asnam 1980, Costa Rica 1991, Kocaeli 1999), a permis d'identifier les faiblesses des éléments structuraux des ponts et le comportement des fondations et du sol sur lequel elles reposent.

Au niveau des structures, l'expérience a démontré que les dommages les plus fréquents observés subis par les ponts et les viaducs sont :

- √ La perte d'appuis des travées,
- √ La rupture des colonnes et des piles,
- √ La rupture des culées servant de murs de soutènement,
- √ Et l'effondrement ou l'affaissement du remblai situé aux accès des ponts.

La dissipation de l'énergie induite par les vibrations sismiques dépend des principaux éléments structuraux d'un pont, soient : Le tablier, le système d'appuis, les piles, les culées et les fondations. Par ailleurs, la nature du sol et les effets de sites qui en résultent contribuent grandement à augmenter la vulnérabilité sismique des ouvrages [35].

La figure III.4 Schématise les principaux éléments structuraux dont dépend le comportement vis-à-vis au séisme d'un pont.

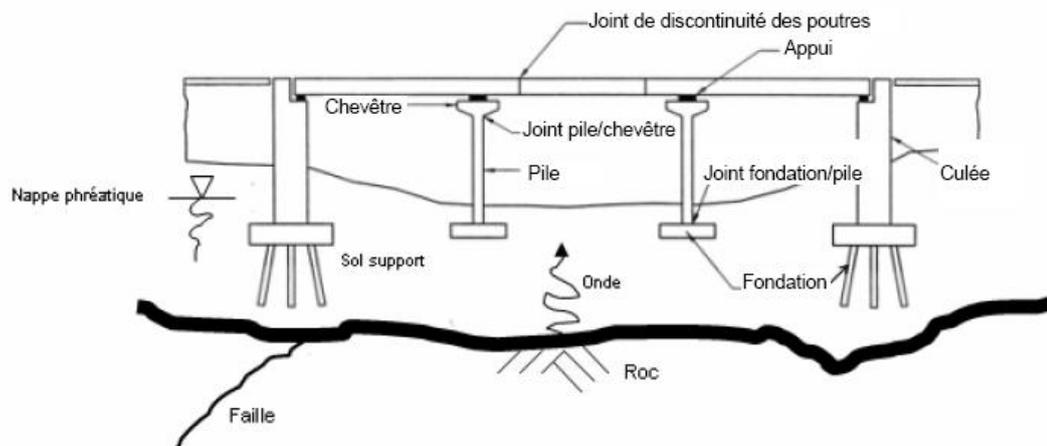


Figure III.4: Parties constituantes d'un système sol-pont [35].

III.3.2. Fondement des méthodes récentes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts

La conception et le calcul au séisme des ponts doivent se faire sur la base d'une réglementation spécifique à ce type d'ouvrages. Cependant et malgré la croissance continue du nombre d'ouvrage de franchissement (ponts) édifiés, l'Algérie, et jusqu'à une date très récente ne disposait pas encore d'un règlement parasismique spécifique à ce genre de construction. En effet, le règlement parasismique des ouvrages d'art n'est apparu qu'en 2009.

Ce retard d'apparition d'une réglementation parasismique Algérienne spécifique aux ouvrages d'art a laissé les concepteurs lors de la phase de dimensionnement partagés entre l'adaptation des recommandations du règlement parasismique Algérien (règlement propre aux bâtiments) et l'utilisation d'une règle générale adoptée qui consiste à considérer un effort tranchant sismique égal à 10% du poids de la superstructure [36].

Dans les pays où il existe des codes et règlements spécifiques aux ouvrages d'art, plusieurs méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts visant à établir une priorité d'action en vue d'une évaluation sismique détaillée ont été développées et sont utilisées dans ces pays, notamment aux USA, en France, au Japon et au Canada. L'inventaire de ces méthodes met en évidence trois catégories :

- La première catégorie attribue à chaque déficience observée un pointage permettant d'établir un indice global de vulnérabilité. Par exemple, la méthode *CALTRAN*, développée par le département de transport de la Californie (Small, 1999), et la méthode Canadienne *MTQ-95*.
- La deuxième catégorie regroupe les ponts existants selon la présence de certaines déficiences structurales (continuité du tablier, biais, etc.). La méthode *NYSDOT* fait partie de cette catégorie.
- Enfin la troisième catégorie est fondée sur une approche probabiliste des modes de ruptures, comme la méthode du *SISMOA*, développée en France, (Davi et coll, 2003).

On citera dans ce qui suit quelque une de ces méthodes.

III.3.3. La méthode du Ministère des Transports du Québec *MTQ-95*

La méthode proposée par le ministère des transports du Québec, combine des paramètres structuraux définissant le comportement sismique des ponts et des paramètres non structuraux qui prennent en considération les divers réseaux annexés à la structure.

Cette méthode s'appuie sur l'aléa régional, les conditions de sol et des caractéristiques structurales et non structurales d'un pont ou d'un viaduc (*MTQ 2007b*). A noter que cette méthode a été élaborée sur la base des travaux de recherche réalisés à l'Ecole Polytechnique de Montréal [35].

Parmi les approches répertoriées, celles du *MTQ-95* a l'avantage de permettre une identification aisée des ponts selon le type structural. Elle ne prend cependant pas en considération le type de fondation et n'est pas conforme aux nouvelles données sismiques régionales et locales du CNBC 2005.

La méthode *MTQ* modifiée conformément aux nouvelles données d'aléa sismique régional et à la nouvelle catégorisation sismique des sites du CNBC 2005, permet de calculer un indice de vulnérabilité numérique désigné IVS, variant entre 0 et 100. Un IVS égal à 100 représente le plus haut niveau de vulnérabilité (pour la ville de Québec la valeur minimale de l'IVS est de 40). L'IVS est donné par l'expression suivante :

$$IVS=100-\left[RS\times FF\times FA\times\sum_{i=1}^{i=8}\omega_i\times C_i\right] \quad \text{[III.2]}$$

Où les variables de l'équation [III.2] sont définies par:

RS : Facteur de risque sismique qui dépend de l'aléa sismique régional déterminé par le **CNBC 2005** exprimé en termes de niveau de sismicité défini selon les critères du FEMA 310 (ASCE, 1998) et décrit au tableau III.5 ci-dessous:

Niveau de sismicité	Sa 0,2	Sa 1,0
Elevé	> 0,500 g	> 0,200 g
Modéré	0,167 g à 0,500 g	0,067 g à 0.200 g
Faible	< 0,167 g	< 0,067 g

Tableau III.4: Critères D'identification Du Niveau De Sismicité (ASCE 1998) [35].

FF : Facteur de fondation qui s'appuie sur la catégorisation sismique des sites du CNBC 2005 décrite par le tableau III.6 ci-dessous:

Classification du site	Description géologique du sol au site	Description géotechnique du sol au site
A	Roc sain	Vs-30 > 1500 m/s
B	roc	760 m/s <Vs-30< 1500 m/s
C	Sol très compacte ou roc fracturé	360 m/s <Vs-30< 760 m/s Ou N1-30> 50 Ou Su-30 > 100 Kpa
D	Sol raide	180 m/s <Vs-30< 360 m/s

		Ou $15 < N_{1-30} < 50$ Ou $50 < S_{u-30} < 100$ Kpa
E	Sol argileux ou argile molle	$V_{s-30} < 180$ m/s Ou $I_p > 20$, $\omega > 40\%$ et $S_{u-30} < 25$ Kpa
F	Site nécessitant une analyse géotechnique particulière: 1: sol vulnérable à la rupture ou à l'effondrement sous chargement sismique. 2: tourbe ou argile très organique d'une épaisseur > 3 m 3: argile très plastique d'une épaisseur > 8 m et $I_p > 75$.	

Tableau III.5: Catégorisation Sismique Des Sites (CNBC 2005) [35].

Pour un sol de classe F, pour lequel une étude géotechnique spéciale est nécessaire, un avis de risque géotechnique doit être émis à la place d'un calcul de l'indice de vulnérabilité sismique **IVS**.

FA : Facteur d'âge qui prend en considération la date de la construction de l'ouvrage.

Ci : Coefficient d'influence sismique qui tient compte de la vulnérabilité des éléments structuraux et non structuraux décrits au tableau III.7.

C1 : Type de pont.

C2 : Complexité structurale du pont.

C3 : Nombre de discontinuité dans la superstructure.

C4 : Type de supports verticaux.

C5 : Type d'appareil d'appuis.

C6 : Biais du pont.

C7 : Nombre de poutres.

C8 : Service publics.

Wi : Coefficient qui représente la pondération de chaque élément (i). Les valeurs de ces coefficients sont $W1=0.22$, $W2= 0.22$, $W3= 0.15$, $W4=0.13$, $W5=0.07$, $W6=0.02$, $W7=0.07$, $W8=0.12$.

Type De Caractéristiques	Description
générales	Type de pont selon le matériau, la configuration structurale et la classification du MTQ(MTQ2007a)
	Présence de services publics (éclairage, gaz,etc...)
Reliées au tablier	Présence de discontinuités structurales
	Présence d'un biais s.
	Rigidité du tablier (nombre de poutres, présence d'une dalle).
Reliées au système d'appuis	Complexité structurale (piles à hauteur variable).
	Type de pile: à colonne unique, multiples, fut ou caisson.
	Type d'appareil d'appui.

Tableau III.6: Caractéristique Général Des Ponts Et Viaducs Servant A L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique [35].

Les valeurs attribuées aux différents facteurs et coefficients d'influence sismique servant à calculer l'indice de vulnérabilité sismique dépendent de leur contribution relative à la vulnérabilité sismique générale de l'ouvrage. Le facteur de risque sismique *FS* représente un élément clé pour le calcul de la vulnérabilité sismique des ponts puisqu'il représente la probabilité d'occurrence d'un évènement sismique majeur en un lieu donné, pour une intensité donnée.

Cependant, lorsqu'on considère les ouvrages situés sur un même territoire, par exemple sur le territoire de la ville de Québec, l'aléa sismique régional est le même et ne constitue donc pas un facteur discriminant. La prise en compte des conditions du sol local par le biais du facteur FF permet d'évaluer la vulnérabilité sismique des ponts en relation avec l'effet d'amplification des mouvements sismiques (aléa sismique local) [35].

III.3.4. La méthode de New York Departement of Transportation "NYS DOT"

La méthode « *NYS DOT* » a été développée par le New York Departement of Transportation (NYDOT 1995, version 2004). Cette méthode ne considère pas l'aléa sismique régional ou local dans l'évaluation de la vulnérabilité, et utilise un algorithme de classification des ponts et viaducs pour regrouper les ouvrages selon leurs caractéristiques structurales (travées simples ou multiples, appuis à rotules, biais du pont, nombre de poutres, et fondations.) [35].

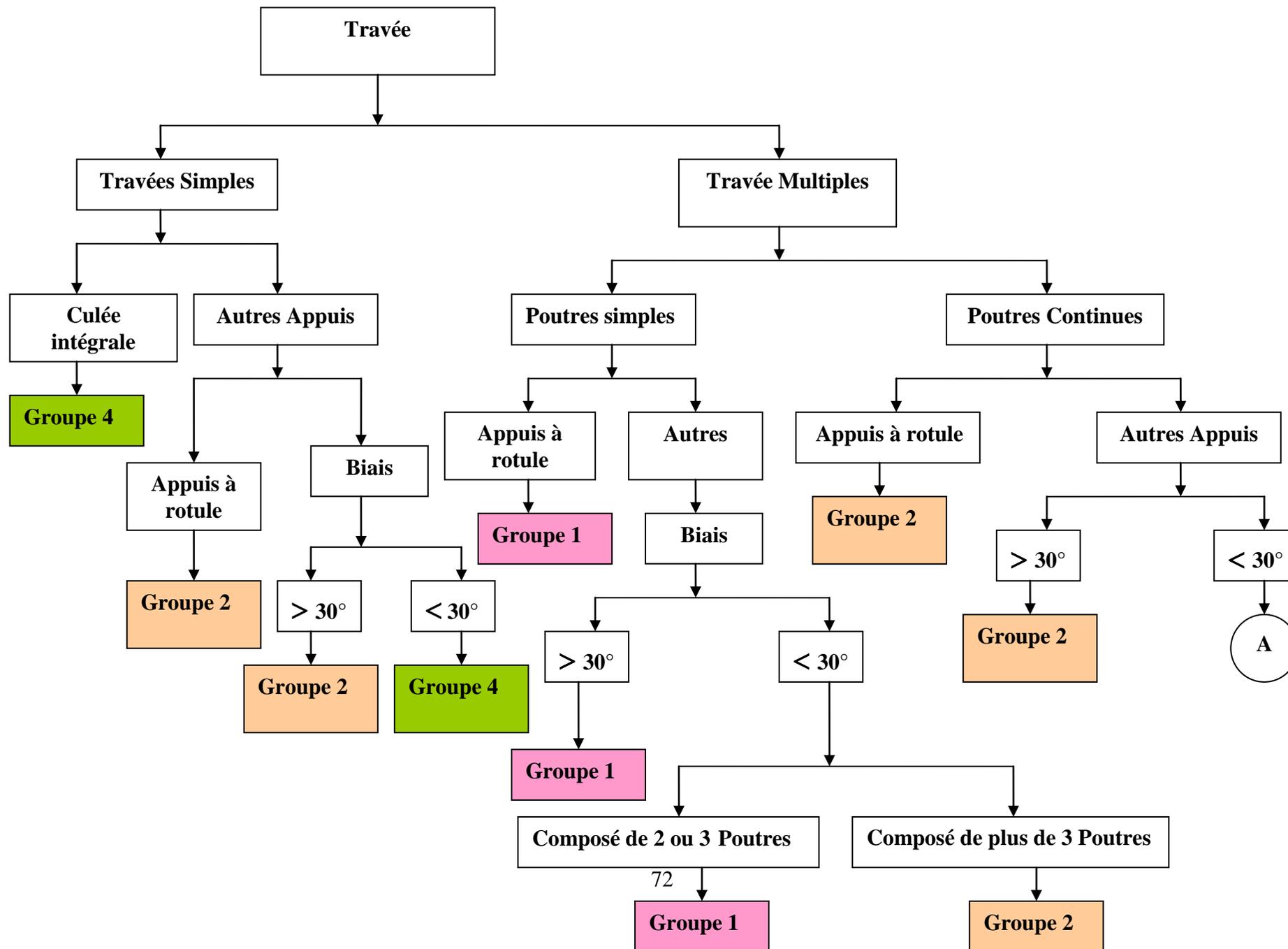
Par contre, l'aléa sismique local est considéré dans le calcul du score de classification du pont. Il s'agit d'une méthode probabiliste basée sur le concept de jugement d'expert. L'évaluation de la vulnérabilité du pont passe par une estimation de la vulnérabilité de la superstructure ensuite par celle de l'infrastructure. La simplicité de cette méthode offre l'opportunité de son utilisation dans d'autres sites, même différents de celui pour lequel elle a été développée initialement.

A chaque groupe d'ouvrage, la méthode associe une classe de vulnérabilité sismique à laquelle correspond un niveau de priorité d'intervention, tel que présenté au tableau III.8

Groupe de ponts	Classe de vulnérabilité	Niveau de priorité d'intervention
Groupe1	Classe 1	Très élevé
Groupe2	Classe 2	Modérée à élevée
Groupe3	Classe 3	Faible à modéré
Groupe4	Classe 4	faible

Tableau III.7: Classement De La Vulnérabilité Sismique Selon La NYDOT [35].

L'algorithme de classification des ponts est illustré par la figure III.5



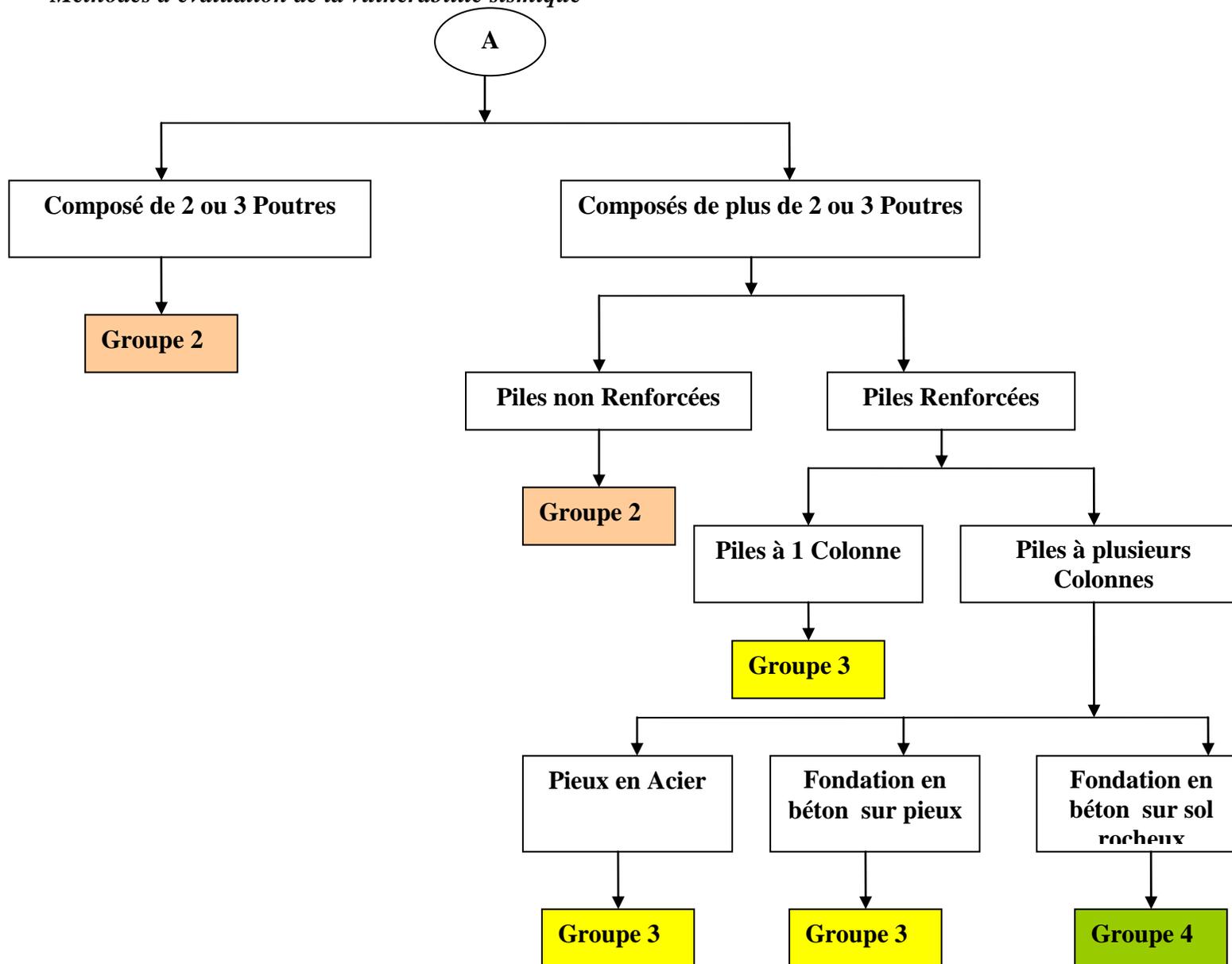


Figure III.5: Algorithme de classification de la méthode NYDOT 2004 [35]

III.3.5. La méthode VdQ-2007

La méthode développée pour le projet de la ville de Québec (*VDQ-2007*) est basée sur des notions de probabilité de déficience. Elle permet de classer les ponts selon le nombre et l'importance des déficiences observées à partir d'un indice de vulnérabilité sismique (*IVS VdQ-2007*). La notion de la probabilité appliquée dans cette démarche consiste à formuler l'indice de vulnérabilité sismique sous forme d'une probabilité d'effondrement. La rupture probable des composants de la structure sera directement liée à l'effondrement partiel ou total de l'ouvrage. L'effondrement d'un pont est considéré probable par la rupture du système de tablier, des appuis ou des fondations.

Par ailleurs, le risque d'effondrement est amplifié par les effets de site ou par l'état d'endommagement de l'ouvrage. La procédure de calcul de l'*IVS VdQ-2007* est illustrée à la figure III.6.

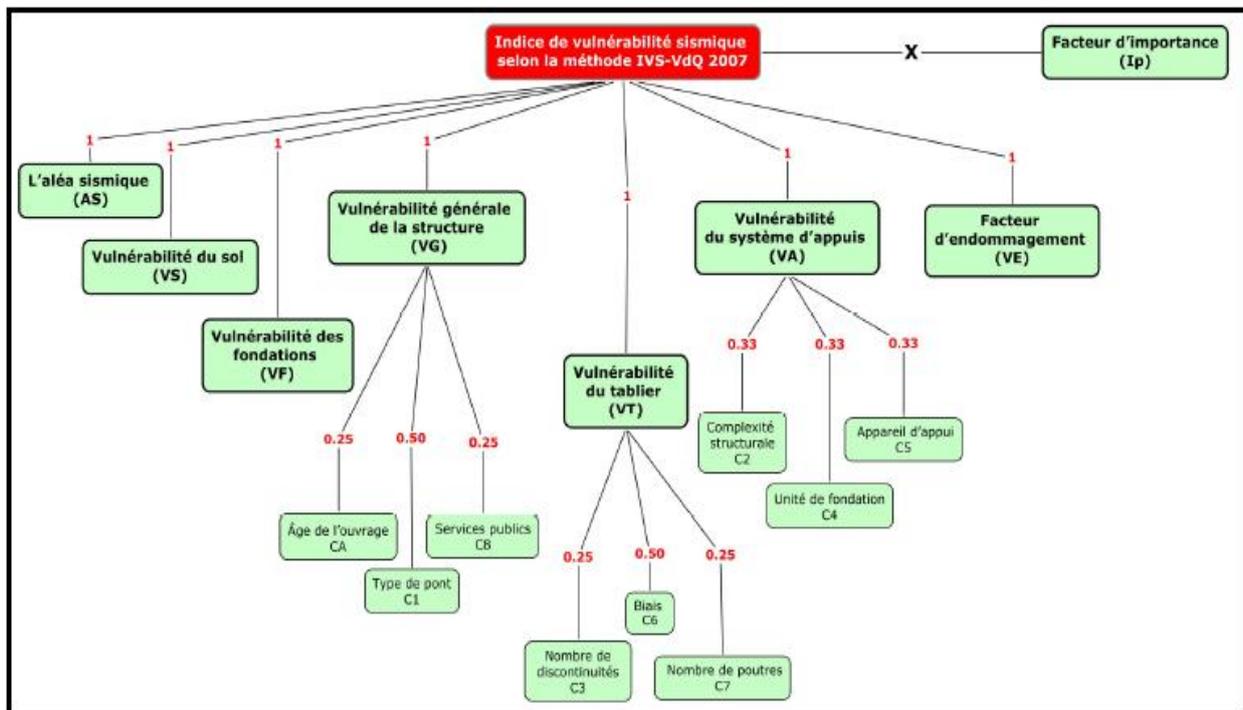


Figure III.6: Procédure De Calcul De L'indice De Vulnérabilité Sismique, Méthode VdQ-2007 [37].

L'indice de vulnérabilité sismique *IVS VdQ-2007* a une valeur maximale de 10 pour un pont très vulnérable et tend vers 0 pour un pont de faible vulnérabilité. Il est fonction de quatre facteurs directs de vulnérabilité et de trois facteurs composés de vulnérabilité. Les

facteurs directs sont: (i) l'aléa sismique **AS** , (ii) le type de sol **VS**, (iii) le type de fondation **VF** , et (iv) l'état d'endommagement de la structure **VE** .

L'IVS **VdQ-2007** est donné par l'équation suivante:

$$IVS \text{ VdQ-2007} = [10 - (AS \times VS \times VG \times VT \times VA \times VF \times VE)] \times IP \quad \text{[III.3]}$$

Le tableau **III.9** présente les valeurs attribuées à chaque facteur direct de vulnérabilité et la description des paramètres reliés à chacun de ces facteurs. Le facteur de vulnérabilité d'aléa sismique **AS** est associé au niveau de sismicité établi à partir des accélérations spectrales à 0.2 et 1 s conformément au CNBC 2005. Trois niveau de sismicité sont définis selon les critères proposés par le FEMA 310 (ASCE, 1998): élevé, modéré et faible. Le facteur de vulnérabilité du sol **VS** est établi selon la catégorie sismique des sites du CNBC 2005. Dans le cas d'un sol de catégorie F, une étude géotechnique est requise et aucun indice n'est calculé. Le facteur de vulnérabilité des fondations **VF** distingue trois types de fondations prenant en compte la conception parasismique des fondations. Le facteur de vulnérabilité relié à l'état d'endommagement du pont **VE** est relié aux conditions générales et à l'état de fonctionnalité de la structure tels que définis par l'échelle d'évaluation d'endommagement utilisée par les gestionnaires de la ville du Québec.

	facteur	Description Des Paramètres	Valeur Attribuée
AS	Facteur D'aléa Sismique	Sismicité faible	1
		Sismicité modérée	0,6
		Sismicité élevée	0,2
VS	Facteur de vulnérabilité du sol	A- Roc sain	10
		B- Roc	7,0
		C- Sol très compacte ou roc fracturé	5,0
		D- Sol raide	3,0
		E- Sol argileux ou argile molle	2,5
		F- Etude géotechnique requise	0
VF	Facteur de vulnérabilité des fondations	Fondations superficielles sur roc ou conçues pour actions sismiques.	1,0
		Fondations superficielles non conçues pour actions sismiques.	0,8

		Fondations profondes non conçues pour actions sismiques.	0,5
VE	Facteur de l'état d'endommagement	Bon à très bon	1,0
		Acceptable	0,7
		Mauvais à très mauvais.	0,5

Tableau III.8: Facteur Et Paramètres De Vulnérabilité Sismique Pour Le Calcul De l'IVS, Méthode VdQ -2007 [37]

Par ailleurs, les facteurs composés de la vulnérabilité de l'équation [III.3] sont définis par la combinaison de coefficients sismiques C_i dont la plupart sont issus de la méthode **MTQ-95**. Lorsque la vulnérabilité reliée à l'élément considéré est élevée le facteur composé tend vers 0. On définit ces facteurs par:

Facteur de vulnérabilité général **VG**

$$VG = 1 - [\alpha_A CA + \alpha_1 C1 + \alpha_8 C8] \quad [III.3.1]$$

Où **CA** est associé à l'age de la structure, **C1** au type de pont tel que défini par le **MTQ** et **C8** aux services publics.

Facteur de vulnérabilité du tablier **VT**

$$VT = 1 - [\alpha_3 C3 + \alpha_6 C6 + \alpha_7 C7] \quad [III.3.2]$$

Où **C3** est associé au nombre de discontinuités structurales du pont, **C6** au biais du pont et **C7** au nombre de poutres du tablier.

Facteur de vulnérabilité des appuis **VA**

$$VA = 1 - [\alpha_2 C2 + \alpha_4 C4 + \alpha_5 C5] \quad [III.3.3]$$

Où **C2** est associé à la complexité structurale du pont, **C4** au type de pile et **C5** aux conditions d'appuis.

Dans les équations 7.2 à 7.4, α_i représente le poids relatif de chaque coefficient sismique C_i dans le calcul des facteurs de vulnérabilité. Ces coefficients de pondération sont basés sur l'ensemble des résultats obtenus par une analyse statistique.

Facteur d'importance IP

Pour permettre aux gestionnaires d'établir une classification des ponts selon leur rôle dans l'approvisionnement et la desserte des zones les plus urbanisées, un facteur d'importance **IP** a été intégré dans le calcul de l'indice de vulnérabilité. Ce facteur est associé On note ici que l'Eurocode 8 attribue à ce facteur les valeurs suivantes [38]:

IP = 1,3 pour un pont d'importance III. (Importance critique pour le maintien de la circulation en phase post-sismique).

IP = 1 pour un pont d'importance II. (Pont routier ou ferrovier).

IP = 0,85 pour un pont d'importance I. (Pont non essentiel pour la circulation et dont la durée de vie est de 50 ans).

III.3.6. La méthode "SISMOA"

Fondée sur une approche probabiliste, cette méthode est adoptée par le logiciel "SISMOA", développé en France. Sur la base de critères typologiques ou géométriques de nature à accentuer ou à atténuer la vulnérabilité des éléments structurels d'un pont existant, la procédure "SISMOA" détermine empiriquement le risque sismique sur cet ouvrage[9].

A l'échelle d'un itinéraire, les résultats permettent de hiérarchiser les ponts par ordre de sensibilité, en vue d'une analyse socio-économique des risques par rapport aux enjeux.

La méthode aboutit, pour l'ouvrage étudié, au calcul de l'indice de vulnérabilité **V**, représentatif de sa sensibilité propre aux mouvements dynamiques de type sismique. Couplé à l'aléa sismique **A**, l'indice de vulnérabilité permet de calculer le risque sismique **R** qui définit l'espérance mathématique d'endommagement du pont au cours d'une période de référence. Enfin, la combinaison de l'indice de risque **R** avec le critère d'importance **I**, permet d'établir le niveau de priorité **P**. De façon plus synthétique, on peut noter :

$$P = R \times I = (V \times A) \times I \quad \text{[III.4]}$$

Le logiciel "SISMOA" se présente sous la forme d'une feuille Excel sophistiquée. A partir d'un certain nombre de critères géométriques et typologiques, il permet une évaluation qualitative de la vulnérabilité des différents éléments structurels de l'ouvrage. La combinaison de ces indices de vulnérabilité spécifiques conduit au calcul de l'indice de vulnérabilité global, compris entre 0 et 1. On a ainsi :

- Pour un pont courant : $V = V_{\text{général}} \times \text{MAX}(V_{\text{tabliers}}, V_{\text{culée}}, V_{\text{piles}}, V_{\text{fondations}})$

- Pour un pont en maçonnerie : $V = V_{\text{général}} \times V_{\text{rsc}}$

III.3.6.1. L'indice de vulnérabilité générale

L'indice de vulnérabilité générale $V_{\text{général}}$ est une combinaison de trois facteurs d'influence: La date de construction de l'ouvrage, le type de structure, et l'état de l'ouvrage. Dans ce qui suit, on donne une description des étapes d'évaluation de la vulnérabilité des deux cas d'ouvrages types cités plus haut.

III.3.6.1.1. Cas des Ponts en maçonnerie :

La vulnérabilité des voûtes en maçonnerie V_{rsc} est directement liée à la hauteur h_g du tympan au niveau de son centre de gravité. Cette hauteur est calculée à partir des épaisseurs h_1 et h_2 du tablier respectivement à la naissance des voûtes et à la clé.

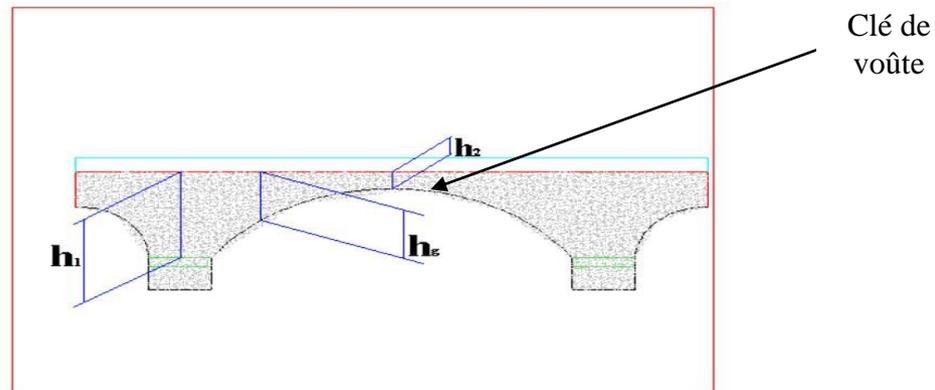


Figure III.7: Voûtes de pont en Maçonnerie.

III.3.6.1.2 Cas des ponts courants

III.3.6.1.2.1. Vulnérabilité du tablier

La vulnérabilité du tablier $V_{tablier}$ est calculée en intégrant un grand nombre de paramètres tels que le biais et la courbure en plan de l'ouvrage, la présence ou non de butées transversales, l'éventuelle dissymétrie des appuis en élévation, et la sensibilité à une éventuelle rupture des appareils d'appui.

III.3.6.1.2.2. Vulnérabilité des culées

La vulnérabilité des culées $V_{culée}$ est liée d'une part à la hauteur du remblai et d'autre part à la typologie propre de la culée. Par ordre de vulnérabilité croissante, on distingue les culées fondées superficiellement en tête de déblai, les culées enterrées et les culées remblayées.

III.3.6.1.2.3. Vulnérabilité des piles

Le calcul de la vulnérabilité des piles V_{piles} s'effectue selon les directions longitudinale et transversale. Il tient compte de la participation de chacune des piles à la reprise des efforts horizontaux en fonction de la régularité des hauteurs et de la liaison entre pile tablier (liaison fixe, élastique ou glissante). La typologie de la pile et la masse du tablier sont aussi prises en considération.

III.3.6.1.2.4. Vulnérabilité des fondations

La vulnérabilité des fondations $V_{fondations}$ est évaluée en fonction du type de fondation et des risques de liquéfaction et de glissement de terrain. En cas d'incertitude, le logiciel préconise d'avoir recours à une expertise géologique. L'outil "*SISMOA*", fait preuve de pertinence et d'efficacité mais la méthode reste insuffisante pour prédire avec précision le niveau d'endommagement que subirait un ouvrage donné au cours d'un séisme.

Il est également à remarquer que la méthode du "*SISMOA*" offre une approche probabiliste intéressante mais non adaptée à l'aléa sismique Algérien.

III.4. Autres méthodes d'évaluation de la vulnérabilité des ponts

Il existe d'autres méthodes pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts, citons par exemple la méthode "*CALTRAN*" qui a été développée par le département de Transport de la Californie (Small, 1999). Plusieurs méthodes nord-américaines s'appuient sur cette méthode. Entre autre, La méthode utilisant le logiciel "*HAZUS*" qui a été employé comme plate-forme pour intégrer le risque et la fiabilité individuelle du pont [34].

"*HAZUS99*", est un logiciel d'évaluation sismique des ouvrages d'art (ponts), développé et financé par la FEMA pour aider les communautés à se préparer, planifier et à construire de manière plus résistante et plus sécuritaire.

Ce logiciel définit quatre états de dommages pour les ponts, en plus d'un état relatif à aucun degré de dommage. Ces états sont liés au rapport de dommage (c.à.d: le rapport coût de réparation au coût de remplacement), qui permet l'évaluation de la perte économique directe. Les quatre états de dommage sont:

√ **Dommmages mineurs à légers:** des fissurations mineures. Le pont reste structurellement sain.

√ **Dommmages modérés:** Certaines colonnes (piles) subissent des fissurations modérées mais restent structurellement saines. Déplacement de la superstructure < 2 pouces (5 cm), endommagement des raccords, déplacement des appareils d'appuis < 6 pouces (15 cm). Nécessité de réparation provisoire et/ou réduction de la capacité et de la fonctionnalité.

√ **Dommmages étendus:** Toutes les colonnes (piles) sont dégradées mais sans effondrement par rupture en cisaillement, déplacement permanent significatif au niveau des connections ≥ 6 pouces (15 cm).

√ **Dommmages complet:** Rupture des colonnes de piles, perte de travée, perte des appuis entraînant l'effondrement imminent de la structure, ou basculement de la structure à cause des ruptures au niveau des fondations.

La figure III.8 décrit qualitativement les états de dommages cités et définis par "HAZUS97".

Description qualitative des états de dommages définis par HAZUS 97

États de Dommages	Description
Aucun Dommage (N)	Aucun dommage sur le pont.
Léger/ Mineur Dommage (S)	Fissuration et éclatement légère à la butée, fissures dans des clés de cisaillement aux butées, éclatement et fissures légères aux rotules, éclatement léger aux piles (les dommages n'exigent pas de réparation importante) ou fissuration légère au tablier.
Dommmage Modéré (M)	Chaque pile éprouvant des fissurations et des éclatements modérés, tout raccordement ayant des clés de cisaillement fissuré ou des boulons pliés, ou des tassements modérés de l'approche.
Dommmage Étendu (E)	Pour pile se dégradant sans effondrement ou ruine (pile moins sécurisée structurellement), tout raccordement perdant quelques appuis, ou tassement majeur de l'approche.
Dommmage Complet (C)	Effondrement/ruine total et raccordement perdant tout appui qui peut mener à l'effondrement/ruine imminente du tablier.

Figure III.8: Description Des Etats De Dommages Définis Par HAZUS 97

Les données nécessaires pour estimer les dommages subis par les ponts étudiés concernent:

- La localisation géographique (longitude et latitude),
- La classe du pont (type de structure),
- L'accélération spectrale du site,
- La déformation permanente du sol (PGD),
- L'accélération du sol (PGA).

Le plus intéressant de "HAZUS99", est qu'il permet l'établissement des courbes de fragilité selon les quatre niveaux de dommages cités. Néanmoins, il ne considère guère les dommages initiaux subis par la structure avant l'évènement sismique. A titre d'exemple, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts sur voies express entre Seattle et Tacoma en utilisant "HAZUS99", a permis le traçage d'un échantillon d'une famille de courbes de fragilité typiques pour ponts courbes en béton armé. Les dites courbes sont fonction de

l'accélération spectrale et du degré de fiabilité de la prédiction des dommages subis par les ponts étudiés [35].

III.5. Conclusion

A partir de ce qui a été cité précédemment, nous pouvons classer les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts, suivant leurs catégories (probabilistes ou déterministes), et suivant la possibilité de leurs applications (soit pour un pont unique soit pour un ensemble de ponts), ainsi que suivant leurs champs d'application (spécifique à un site donné ou applicable à d'autres sites). Le tableau III.9 illustre cette classification.

Méthode D'évaluation	MTQ-95	VdQ-2007	SISMOA	NYSDOT	HAZUS99
Résultat De L'évaluation	déterministe	déterministe	probabiliste	probabiliste	déterministe
Possibilité D'application	Pont unique ou ensemble de ponts				
Champ d'application (site)	Applicable avec modification	Applicable	Limité à un site spécifique	Applicable	Applicable

Tableau III.9: Classification Des Méthodes D'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts

En examinant le tableau III.9, on constate que les méthodes les plus avantageuses dans un contexte de possibilité et champs d'application sont la méthode Canadienne « *VdQ-2007* » et la méthode Américaine « *NYSDOT* » qui sera adoptée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la wilaya de Chlef faisant l'objet de la présente étude.

CHAPITRE VI :

***EVALUATION DU POTENTIEL DE
LIQUEFACTION D'UN ECHANTILLON DE
PONTS***

VI.1. Introduction

Au cours du dernier siècle, les exemples de liquéfaction occasionnée par les tremblements de terre ont été très nombreux. Leurs conséquences sont à l'origine de dégâts importants. Ainsi plusieurs pays se trouvent aujourd'hui confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception des ouvrages vis-à-vis de ce phénomène. De nombreux chercheurs ont mené des investigations dans ce sens, mettant en évidence les conditions dans lesquelles peut se produire la liquéfaction d'un sol. Les dégâts les plus importants, peuvent être causés par ce phénomène, directement induit par le séisme. Les vibrations sismiques peuvent liquéfier des terrains meubles ou gorgés d'eau qui se comportent alors comme des sables mouvants [42].

La liquéfaction est l'un des domaines d'études les plus actifs de la géotechnique depuis plusieurs décennies. Ce phénomène, connu comme une perte de la résistance d'un sol, peut avoir des conséquences désastreuses que ce soit en termes de vies humaines ou de dégâts matériels. Le phénomène de liquéfaction peut, provoquer des glissements de terrain, des tassements de fondations, et, par voie de conséquence, le basculement ou l'enfoncement des ouvrages et constructions qu'elles supportent. Le célèbre séisme d'Izmit (Turquie) en 1999, qui a causé 15 mille morts, 24 mille disparus et plus de 20 milliards de dollars de dégâts matériels, en est un exemple. Les structures avaient résisté au séisme, sauf que leurs fondations reposaient sur des sols sableux qui se sont liquéfiés lors du séisme, ce qui a causé le basculement des superstructures.

La liquéfaction a été une des causes majeures des dégâts survenus lors du séisme de Kobé en 1995. On a pu également constater que les villes européennes n'étaient pas à l'abri de ce type de catastrophe (Italie 1997, Athènes 1999, Izmit 1999). En 1964 le séisme de Nigata au Japon et celui d'Alaska, ont motivé les nombreuses recherches entreprises à cette époque tant aux États-unis qu'au Japon, dans le domaine de la liquéfaction des sables. Plus récemment les séismes de Nihonkai-Chubu (1983) et Kobe (1995) au Japon, Loma Prieta en Californie (1989), Luzon aux Philippines (1990), ont provoqué beaucoup de dégâts par liquéfaction [1].

La prévention du risque de liquéfaction fait maintenant partie intégrante des préoccupations des pouvoirs publics, en matière d'aménagement du territoire. La communauté scientifique quand à elle, ne demeure guère sans efforts d'études et de recherches dans ce domaine. Afin de constater la probabilité d'occurrence du phénomène, la figure VI.1, illustre les cas de liquéfaction produits lors de 225 séismes ayant frappé différents pays dont 149 en USA, 36 au

Taiwan, 34 au Japon, et 6 en Chine. On peut lire sur l'histogramme que sur 225 séismes, 99 ont induit une liquéfaction de sol ce qui représente 44% des cas [43].

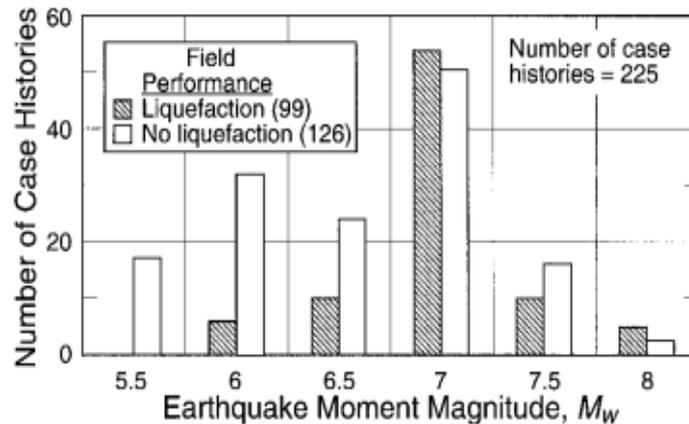


Figure VI.1 : Occurrence de liquéfaction sur 225 cas de séisme [43].

VI.2. Problématique

Le pont est un ouvrage qu'on construit le plus souvent pour franchir une voie ou un cours d'eau. Il s'agit pour ce dernier cas des rivières et plus particulièrement des oueds très nombreux en Algérie. Les lits d'oued étant dans leur majorité des gisements naturels de sable et de tout venant. Cependant, ce type de matériau est susceptible de se liquéfier en raison de sa granulométrie, et de sa teneur en eau souvent élevée aux berges et dans les lits de Oueds. Ce sont donc deux conditions déjà favorables pour déclencher le phénomène, lorsque une sollicitation cyclique ou monotone se manifeste.

Les résultats de l'étude de la vulnérabilité sismique des ponts de la wilaya de Chlef, trouvés dans le chapitre, montrent que **9%** uniquement de ces ponts présentent une faible vulnérabilité sismique et que **67%** ont une moyenne vulnérabilité sismique.

Cependant, une faible ou moyenne vulnérabilité structurale ne met nullement l'ouvrage à l'abri d'un endommagement d'appui, d'une chute de travée, ou même d'un effondrement total, que peut engendrer une liquéfaction du sol de fondation. En effet, pendant un évènement sismique, un pont peut se comporter très bien du point de vu structure, mais une déstabilisation du sol lui serait fatale. A titre d'exemple, Le pont du " Cypress Bridge " aux Etats-Unis, qui fut construit en 1955 était à l'origine de la majorité des cinquante victimes lors d'un séisme et ce en raison d'un problème de liquéfaction. C'est certainement, pour cette raison, que le potentiel de liquéfaction des sols doit être évalué et vérifier afin de mettre nos ouvrages à l'abri d'une éventuelle défaillance engendrant des pertes inévitables.

La vulnérabilité des ponts au phénomène de liquéfaction des sols, est la problématique que nous exposons et traitons dans ce dernier chapitre de notre étude.

Etant donné que cette dernière nécessite la disponibilité des données géotechniques relatives au sol, nous avons choisi un échantillon de cinq ponts dont les rapports géotechniques, disponibles à la DTP Chlef, nous ont été accessibles.

VI.3. Evaluation Du Potentiel De Liquéfaction

Le potentiel de liquéfaction est évalué en comparant la sollicitation sismique et la résistance à la liquéfaction du sol. Il existe trois procédés pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction d'un site :

Par identification du sol, par des essais in-situ, ou par des essais au laboratoire. Le dernier procédé s'appuie principalement sur les caractéristiques du sol mesurées in situ à l'aide d'essais de pénétration (SPT, CPT, Vs...)

La procédure de réalisation d'essais de reconnaissance géotechniques en vue de déterminer le potentiel de liquéfaction d'un sol contient trois informations quelle que soit la méthode utilisée. Il s'agit d'identifier la nature géologique, la nature géotechnique et l'état de compacité au travers d'un paramètre mécanique [47].

La méthode générale proposée par Seed et Idriss comporte les étapes suivantes :

- 1- Estimation des contraintes induites par le séisme: **CSR (τ_a)**
- 2- Estimation de la résistance à la liquéfaction: **CRR (τ_1)** à partir de l'essai SPT, CPT, vitesse de l'onde de cisaillement,...

Détermination de la zone de liquéfaction en comparant les contraintes de cisaillement induites par le séisme avec celle nécessaires pour provoquer une liquéfaction (contraintes induites supérieures à celles provoquant la rupture).

$$\mathbf{CSR < CRR}$$

- 3-Le coefficient de sécurité est donné par : $F_s = \mathbf{CRR / CSR = \tau_1 / \tau_a}$

VI.3.1. Evaluation Du Potentiel De Liquéfaction Par Identification Du Sol

Ce procédé permet par le biais d'essais conventionnels de mécanique des sols, d'identifier le sol du site concerné. Les données réunies seront comparées à ceux relatifs à des sites ayant subi une liquéfaction lors de secousse tellurique.

Cette comparaison conduit à l'établissement d'un diagnostic permettant de définir, comme une première approche, le potentiel de liquéfaction.

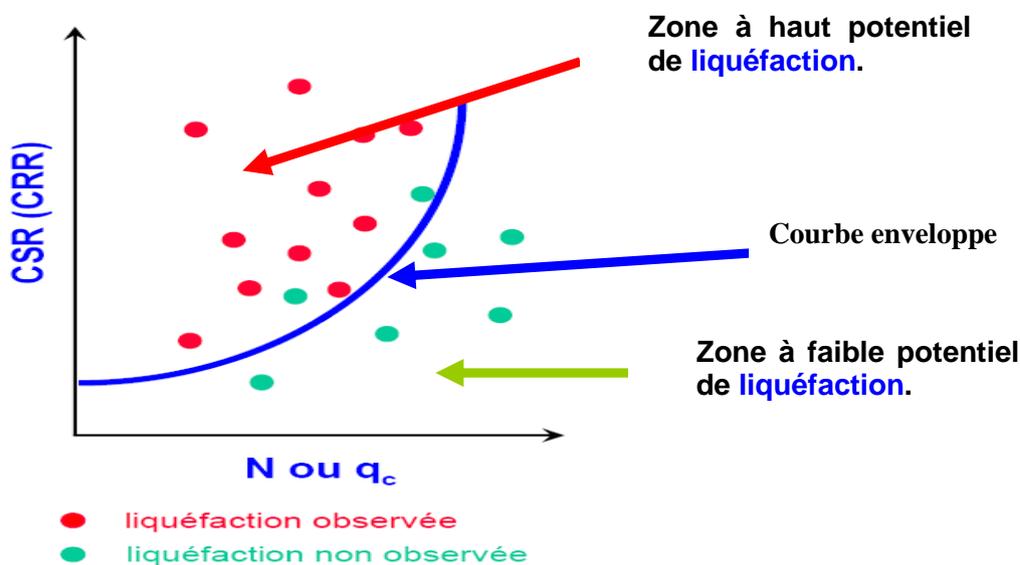
VI.3.2. Evaluation Du Potentiel De Liquéfaction Par Des Essais In Situ

Ce procédé consiste à comparer les conditions du site considéré, obtenu par essais SPT, CPT ou Vs, avec les observations compilées relevées sur d'autres.

La figure VI.2 fait ressortir une courbe enveloppe délimitant l'ensemble des sites où il s'est produit une liquéfaction. Ainsi, nous avons deux zones :

La première au dessus de la courbe enveloppe est dite à haut potentiel de liquéfaction.

La deuxième en dessous de la courbe enveloppe est dite à faible potentiel de liquéfaction.



**Figure VI.2 : Evaluation du potentiel de liquéfaction Par des essais in-situ
(D'après Seed et Idris)**

Les figures VI.4, VI.5 et VI.6 montrent des exemples de compilation des observations faites sur différents sites pour un séisme de magnitude ($M=7,5$), à partir des essais SPT, CPT et VS. Dans la figure VI.4, cette compilation fait apparaître l'existence d'une corrélation entre le terme τ_{eq} / σ_v' et le terme $N1 = C_n \cdot N$

Avec:

$$C_n = (1 / \sigma_v')^{0,5}$$

N étant le nombre de coups par 0,30 m d'enfoncement,

σ_v' la contrainte effective calculée à la profondeur de la couche étudiée,

τ_{eq} la contrainte de cisaillement induite par le séisme à la profondeur de la couche étudiée

C_n un coefficient correcteur qui élimine l'effet de la profondeur.

Pour estimer le potentiel de liquéfaction, la méthode proposée se base sur la comparaison de : (τ / σ_v') avec (τ_{eq} / σ_v') induit par le séisme dans le sol étudié.

Si $(\tau / \sigma_v') < (\tau_{eq} / \sigma_v')$ alors le sol n'est pas liquéfiable.

Si $(\tau / \sigma_v') > (\tau_{eq} / \sigma_v')$ le sol est liquéfiable, mais l'analyse doit être confirmée par des essais au laboratoire.

Dans notre travail, ce procédé d'évaluation du potentiel de liquéfaction sera adopté.

VI.3.3. Evaluation Du Potentiel De Liquéfaction Au Laboratoire

Cette approche suppose que le site à étudier présente une faible dissipation des pressions interstitielles. La compréhension des mécanismes qui conduisent au phénomène de liquéfaction s'effectue d'abord au laboratoire à partir d'essais triaxiaux cycliques non drainés. On élabore ainsi des courbes de résistance cyclique du sable, selon sa densité et le niveau de contrainte cyclique appliquée. Ceci implique de pouvoir reconstituer en laboratoire des échantillons de sable ayant une compacité voisine de celle en place, ce qui n'est pas toujours aisé. D'un point de vue pratique, il est en général préférable de pouvoir estimer directement la capacité d'un sol à se liquéfier, ce qu'on appelle son potentiel de liquéfaction, à partir des données des essais de reconnaissances en place couramment utilisés en géotechnique :

La méthode consiste à faire la comparaison entre la résistance à la liquéfaction (τ_1), obtenue par des essais au laboratoire sur des échantillons de sol prélevés sur le site, et la contrainte de cisaillement (τ_{eq}) induite par le séisme [52].

Ainsi un coefficient FS de sécurité est déterminé, tel que : $FS = \tau_1 / \tau_{eq}$

Si $FS > 1$, le site présente un faible potentiel de liquéfaction.

Si $FS < 1$, le site présente un haut potentiel de liquéfaction.

Contrainte De Cisaillement Induite Par Le Séisme

Seed et Idriss [50], ont proposé la formule simplifiée suivante pour la détermination de la contrainte de cisaillement induite par un séisme.

$$\tau_{eq} = R \cdot \tau_{max} = 0.65 (\gamma \cdot h) \cdot a_{max} \cdot r_d$$

γ : poids volumique apparent du sol.

h : hauteur de la colonne.

a_{max} : accélération max à la surface, tirée à partir d'accélérogramme.

r_d : paramètre de flexibilité du sol.

Seed a introduit le rapport CSR_{7,5} (Cyclic Stress Ratio) de la contrainte de cisaillement cyclique normalisée par la contrainte verticale effective, pour une magnitude de référence choisie à 7,5.

$$CSR_{7,5} = \frac{\tau}{\sigma_{v0}'} = 0,65 MSF \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} r_d$$

τ : La contrainte de cisaillement,

σ_{v0} et σ_{v0}' : les contraintes verticales et effective à la profondeur visée,

MSF : un facteur d'adaptation de la magnitude,

a_{max} : l'accélération maximale à la surface du sol,

g : l'accélération de la pesanteur

rd : paramètre de flexibilité du sol.

L'abaque établie par Seed et Idriss [19], utilise une formule empirique pour représenter rd.

$$rd = 1 - 0,00765.Z \quad \text{pour } Z \leq 9,15 \text{ m} \quad \text{et} \quad rd = 1,174 - 0,0267.Z \quad \text{pour } 9,15 < Z \leq 23 \text{ m}$$

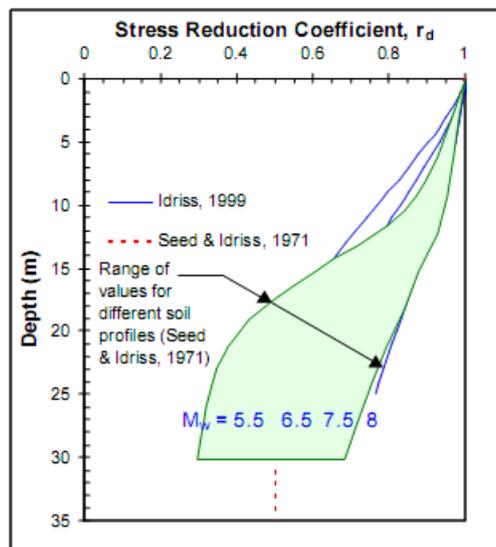


Figure 4.1. Stress reduction Coefficients for Simplified Procedures

**Figure VI.3: Valeur du coefficient r_d en fonction de la profondeur
(Approche simplifiée) [53]**

Le rapport de résistance cyclique **CRR_{7,5}** (Cyclic Resistance Ratio), est défini à partir de l'interprétation des résultats d'essais in situ : **SPT** (figure VI.4), **CPT** (figure VI.5), vitesse de propagation d'ondes de cisaillement **V_s** (figure VI.5). Seed propose la détermination de **CRR** à partir du paramètre **N** de l'essai SPT et du % de fines. Il nécessite l'introduction de facteurs correcteurs afin de normaliser la valeur de N. ces facteurs sont donnés par le tableau VI.1:

$$(N_1)_{60} = N \cdot c_n \cdot c_e \cdot c_b \cdot c_r \cdot c_s$$

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Overburden Pressure		C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$ $C_N \leq 2$
Energy ratio	Donut Hammer Safety Hammer Automatic-Trip Donut-Type Hammer	C_E	0.5 to 1.0 0.7 to 1.2 0.8 to 1.3
Borehole diameter	65 mm to 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1.0 1.05 1.15
Rod length	3 m to 4 m 4 m to 6 m 6 m to 10 m 10 m to 30 m > 30 m	C_R	0.75 0.85 0.95 1.0 <1.0
Sampling method	Standard sampler Sampler without liners	C_S	1.0 1.1 to 1.3

Tableau VI.1 : Valeurs des facteurs correcteurs de N [51].

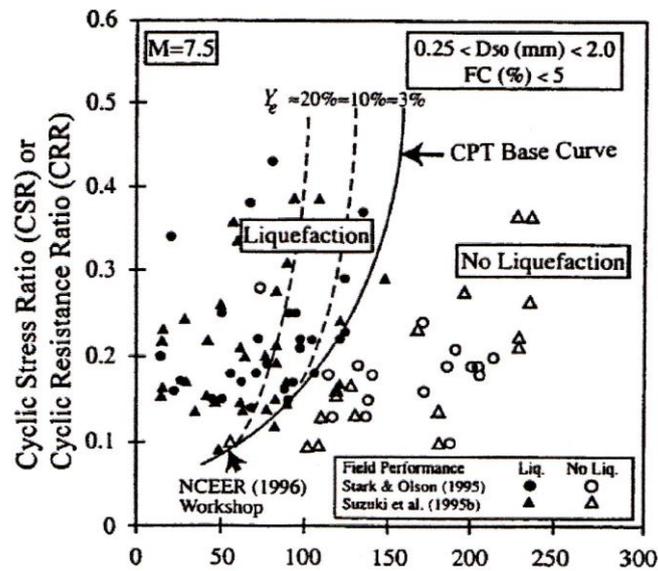


Figure VI.4 : Courbes de base simplifiée pour le calcul de CRR_{7,5} en fonction du SPT et du % de fines d'après Seed [51]

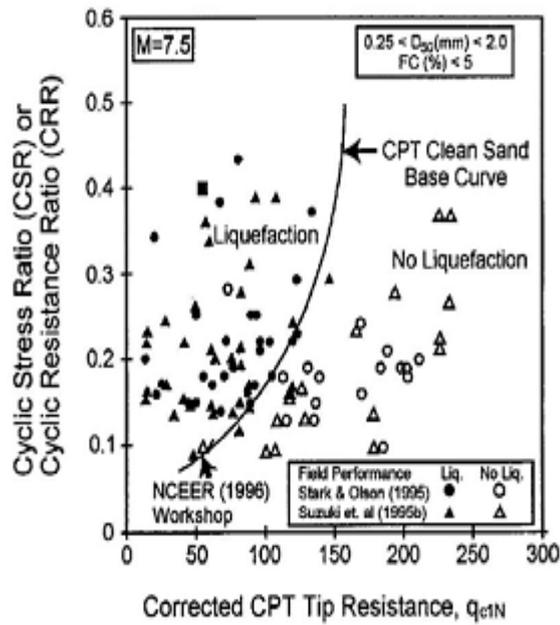


Figure VI.5: Courbes simplifiée pour le calcul de $CRR_{7.5}$ en fonction du CPT établies par Yood et al (2001) [47]

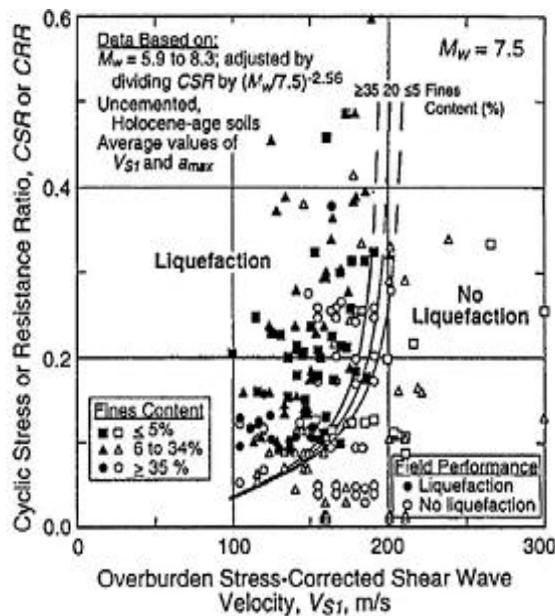


Figure VI.6 : Courbes recommandées pour le calcul de $CRR_{7.5}$ en fonction de la vitesse de l'onde de cisaillement V_s [47]

VI.4. Présentation Des Ouvrages choisis pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction

L'échantillon des ouvrages étudiés est constitué de cinq ponts, dont le choix a été subordonné à la disponibilité des données géotechniques y afférentes.

Ces ouvrages sont situés pour le premier, sur l'axe RN-19 et franchissant oued *Chlef* au niveau de l'intersection centre ville- Hay El Houria.

Le second et le troisième sont les deux ponts mitoyens (dédoublément) de l'Evitement Est de la ville de Chlef permettant le franchissement du même oued, et sont en cours de réalisation.

Le quatrième pont, franchit oued *Meroui* sur le C.W 101 dans la commune de Herranfa au Nord Ouest de *Chlef*.

Enfin, le cinquième fait partie de la RN11 et franchit oued *Ouattar* situé à la sortie Est de Beni-haoua au nord Est de la wilaya.

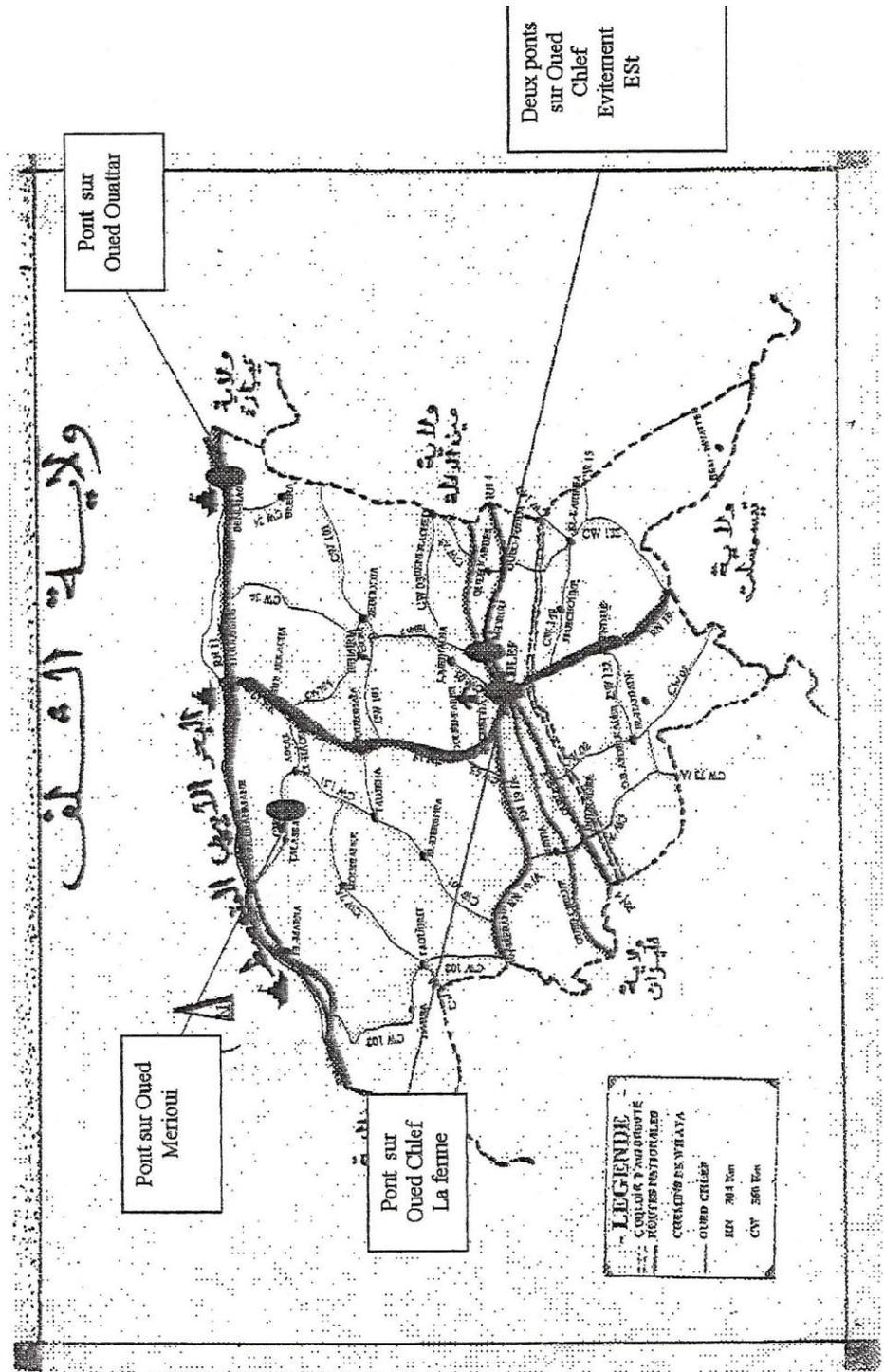
Les caractéristiques géométriques et structurales de chacun des ces cinq ouvrages sont données par le tableau VI.2. La figure VI.7 montre la situation des cinq ouvrages.

Désignation	Longueur (m)	Largeur (m)	Nombre Travées	Type de Fondation	Matériaux	Système
Pont sur oued Chlef "la ferme"	162,00	10,00	2	Profonde (pieux)	B-A / B-P	Hyperstatique
Deux ponts Evitement Est	185.00	10,50	4	Profonde (pieux)	B-A/Mixte	Hyperstatique
Pont sur oued GHAZLIA	90.00	10,50	3	Profonde (pieux)	B-A/Mixte	Isostatique
Pont sur oued Ouattar	120.00	12.00	5	Superficielles Profonde	B-A	Isostatique

Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques et structurales des ouvrages choisis.

Dans ce qui suit, nous présentons en détail les données relatives à chacun des cinq ouvrages tels que résumé dans les rapports d'études géotechniques établies par le L.N.T.P.B, et le L.C.T.P.

Figure VI.7 :
Situation des
Cinq Ouvrages.



Légende:

● Pont

— Autoroute E/O

— Oued Chlef

- - - RN

..... CW

LEGENDE
 - Couloir d'autoroute
 - Routes nationales
 - Cours d'eau
 - Oued Chlef
 - RN 204 Km
 - CN 500 Km

VI.4.1. Pont sur Oued CHELIF (La ferme)**VI.4.1.1. Situation**

Le pont franchit oued *Chlef* et relie la RN4 à la RN 19 au nord de la ville de *Chlef*

VI.4.1.2. Date de l'étude

L'étude géotechnique a été effectuée par le L.N.T.P.B en Novembre 1982 suite à la demande établie par la D I B de la Wilaya de *Chlef*. [54].

VI.4.1.3. Morphologie et géomorphologie du terrain

Du point de vue morphologique, le terrain prévu pour la réalisation de l'ouvrage est situé sur la surface de la terrasse alluviale d'âge holocène dont l'altitude atteint 119.20 à 120.00m. Cette terrasse domine de plus de 20.00m le lit mineur de l'oued *CHELIF*.

VI.4.1.4. Géologie locale

D'après les couches géologiques rencontrées, le terrain semble être homogène, formé dans l'ensemble par des alluvions récentes de l'oued *CHELIF*.

VI.4.1.5. Programme de reconnaissance effectuée par le L.N.T.P.B

Le laboratoire a procédé à la réalisation de trois sondages carottés poussés jusqu'à une profondeur de 25.00m. Il est à mentionner que l'implantation des sondages est localisée au niveau de trois points destinés à recevoir les appuis de l'ouvrage (culées et pile intermédiaire). Des échantillons de sol ont été prélevés pour identification au laboratoire afin de déterminer les paramètres relatifs aux caractéristiques mécaniques du sol. Un seul essai S.P.T, a été effectué sur la couche de sable rencontré.

Citons brièvement ici à titre de rappel le principe de l'essai SPT.

L'essai uniquement utilisé pour les sols pulvérulents, consiste en l'enfoncement d'un carottier standard dans le sol par battage sur une hauteur de 45 cm.. Le mouton de battage pèse 63,5 Kg et la hauteur de chute est de 76 cm. On compte le nombre de coups nécessaires pour un enfoncement de 15, 30 et 45cm, soit: N1, N2, N2. Le nombre de coups N (SPT) pris est :

$N_2 + N_3$. L'essai est arrêté pour $N=50$ et on note l'enfoncement correspondant [54].

Le nombre N nous renseigne sur l'état de compacité du sol et est employé après correction dans le calcul de la résistance du sol étudié à la liquéfaction.

VI.4.1.6. Résultats obtenues suite au programme de reconnaissance

Le résultat de l'analyse granulométrique a montré une granulométrie uniforme riche en éléments fins. L'étroitesse du fuseau granulométrique confirme l'homogénéité du sable. Le degré de saturation de la couche de sable fin n'a pas été déterminé, mais nous supposons qu'il est de l'ordre

de **90%** à cause de la présence de la nappe d'eau à une basse profondeur. Le résultats de l'unique essai S.P.T effectué au sondage S1 implanté au niveau de la pile médiane du pont, donne un nombre de coups N, nécessaire pour un enfoncement de 30 cm, est de : **35**.

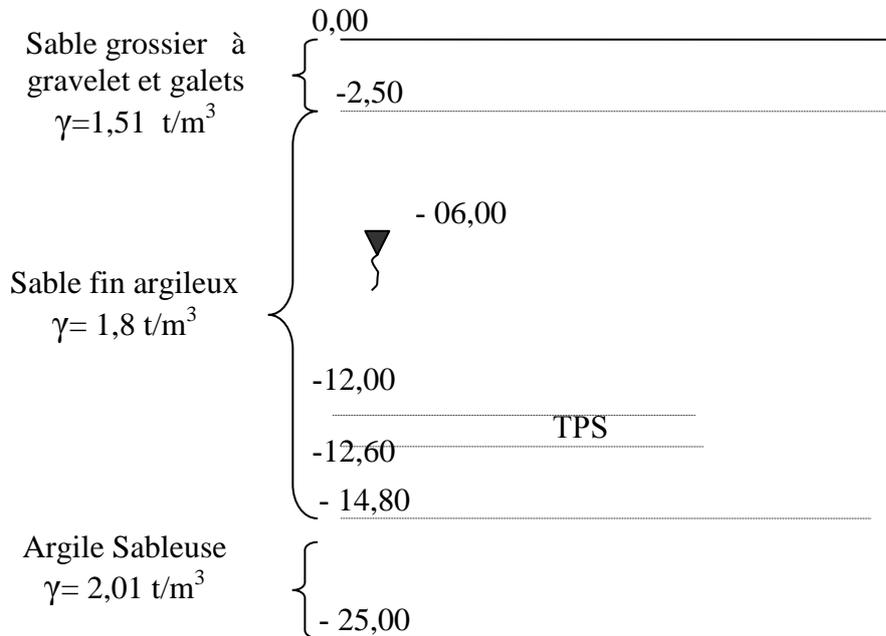


Figure VI.8 : Coupes géologiques au niveau du lit d'oued (Pont de la ferme)

VI.4.2. Ponts Sur Oued CHELIF (Evitement Est De La Ville De Chlef)

VI.4.2.1. Situation

L'emplacement des deux ponts est à environ 800m au Nord ouest de la RN-4, à partir du marché de gros situé à la sortie Est de la ville de *Chlef*. Ils permettent de relier la RN-4 à l'aéroport "*ABOU BAKR BELKAID*" en passant par la localité dite "*HAY CHEGGA*", et font partie intégrante de l'évitement Est de la ville. Les deux ponts franchissent oued *CHELIF*.

VI.4.2.2. Date de l'étude

L'étude géotechnique a été effectuée par le L.C.T.P en May 2005 suite à la demande établie par la DTP Chlef [55].

VI.4.2.3. Morphologie et géomorphologie du terrain

S'agissant du même oued, la morphologie et la géomorphologie du terrain sont identiques à celle mentionnée précédemment.

VI.4.2.4. Géologie locale

D'après la carte de microzonation sismique de la région de *Chlef*, élaborée en 1984 par le C.T.C en collaboration avec le bureau d'étude Américain WCC, le terrain étudié est constitué d'une

couche de 2.00 à 4.00 m de remblais hétérogène surmontant les alluvions pléistocènes argileux contenant quelques graviers et nodules carbonatés.

VI.4.2.5. Programme de reconnaissance effectuée par le L.C.T.P

Le laboratoire a procédé à la réalisation de huit essais au pénétromètre dynamique et à huit autres sondages carottés poussés jusqu'à une profondeur de 20.00m. Ces sondages sont implantés en deux files espacées de 15 m et distantes d'environ 30 m. l'implantation des sondages et des essais au pénétromètre est localisée au niveau de trois points destinés à recevoir les appuis des deux ouvrages. Des échantillons de sol ont été prélevés pour identification au laboratoire afin de déterminer les paramètres relatifs aux caractéristiques mécaniques du sol. Des essais S.P.T, ont été effectués sur les couches de sable. Dans ce cadre, six échantillons prélevés ont permis d'estimer la compacité et l'angle de frottement interne de ces couches de sable.

VI.4.2.6. Résultats obtenues suite au programme de reconnaissance

Hormis les nombreux résultats issus de cette campagne de reconnaissance, telle que les formations rencontrées représentant les coupes lithologiques formant le terrain étudié, les résultats qui nous intéressent dans notre étude sont :

- La granulométrie des grains du sol,
- La profondeur et l'épaisseur des différentes couches de sable traversé,
- Le degré de saturation de ces couches, et
- Le nombre de coups **N**, nécessaire pour un enfoncement de 30 cm, dont nous avons pris la plus faible valeur donnée par le rapport : **64**.

Dans les couches sableuses finement limoneuses rencontrées à différentes profondeurs, les échantillons remaniés prélevés par le carottier SPT, ont été soumis à l'analyse granulométrique.

Le résultat de cette analyse a montré une granulométrie uniforme contenant un pourcentage élevé de particules fines.

- Le degré de saturation maximal du sol atteint la valeur de **97.84%**.

La figure VI.9 donne la description visuelle des formations géologiques rencontrées lors du forage.

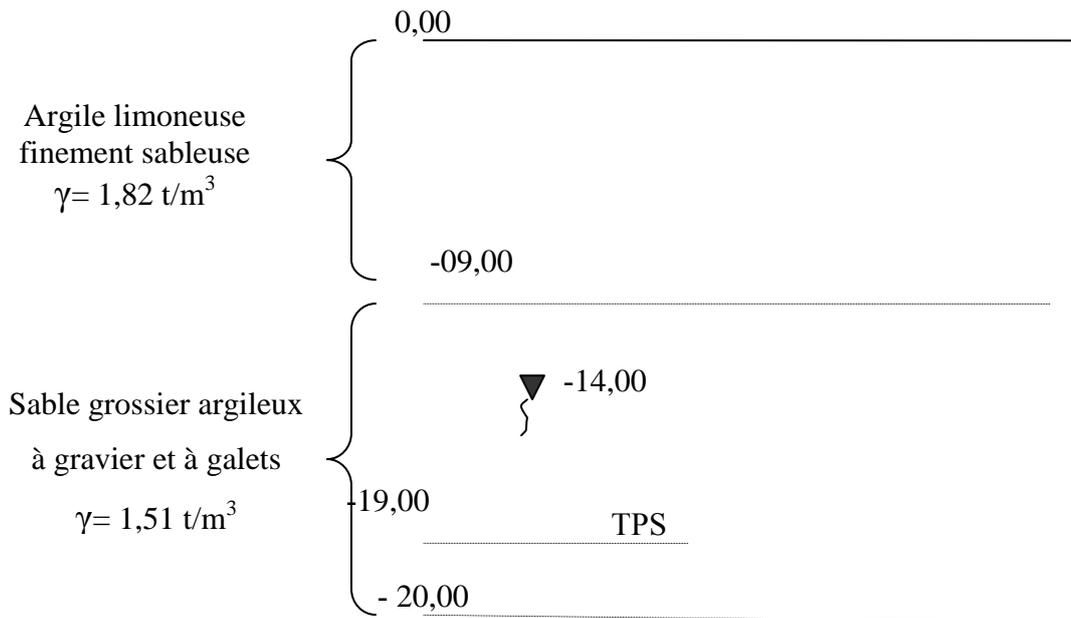


Figure VI.9 : Coupes géologiques au niveau du lit d'oued (Deux ponts Evitement Est)

VI.4.3. Pont Sur Oued *GHAZLIA* "EL HERANFA"

VI.4.3.1. Situation

Le pont est situé sur le chemin de wilaya n°101, à EL HARENFA à 60 Km au Nord Ouest de la ville de *Chlef*. Il permet le franchissement de l'oued *GHAZLIA*.

VI.4.3.2. Date de l'étude

L'étude géotechnique a été effectuée par le L.C.T.P en Janvier 2001 suite à la demande établie par la DTP Chlef [56].

VI.4.3.3. Morphologie et géomorphologie du terrain et Géologie locale

Aucune information n'est donnée par le rapport du laboratoire.

VI.4.3.4. Programme de reconnaissance effectuée par le L.C.T.P

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée a comporté:
03 sondages carottés par rotation, 03 sondages de pénétration statique.
Une série d'essais au laboratoire sur les échantillons prélevés.

VI.4.3.5. Résultats obtenues suite au programme de reconnaissance

Les sondages carottés ont été poussés 20,00m. Ils ont traversé les mêmes formations. La description visuelle des formations rencontrées lors du forage est représentée par la figure VI.10.

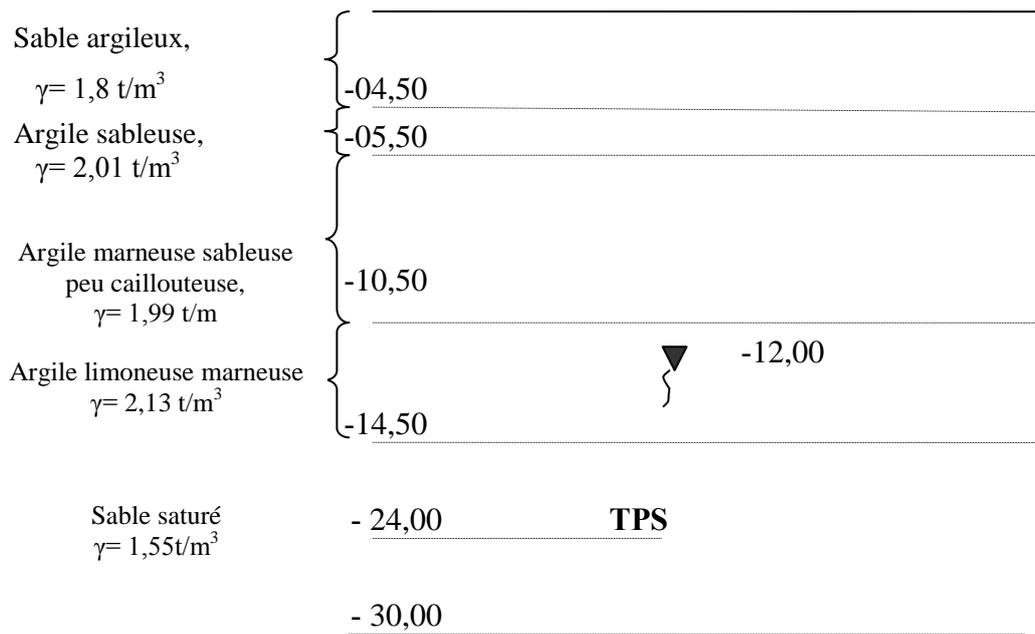


Figure VI.10 : Coupes géologiques au niveau du lit d'oued (Pont sur oued GHAZZIA)

Dans la couche de sable, les échantillons prélevés par le carottier SPT, ont été soumis à l'analyse granulométrique. Le résultat a montré une granulométrie uniforme riche en éléments fins. L'étroitesse du fuseau granulométrique confirme l'homogénéité de ce sable.

- Le degré de saturation de la couche de sable fin est de **92,99%**.
- Le nombre de coups **N**, nécessaire pour un enfoncement de 30 cm, est de 48.

VI.4.4. Pont Sur Oued «Ouatar (RN11 PK 13+100)

VI.4.4.1. Situation

Le Pont sur oued oued *Ouattar* est situé à la sortie Est de Beni-haoua au nord Est de la wilaya.

VI.4.4.2. Date de l'étude

L'étude géophysique a été effectuée par le L.C.T.P en 2004 suite à la demande établie par la D T P Chlef. [57]

VI.4.4.3. Morphologie et géologie du site

Du point de vue morphologique, le terrain prévu pour la réalisation du pont est caractérisé par un lit très large à remplissage alluvionnaire. Les rives de l'oued sont de nature rocheuses à base d'alternance de banc de grès et de schiste de dimensions métriques à décimétriques. De manière générale, ce site est caractérisé par une forte tectonique qui se manifeste par de nombreux plissements.

VI.4.4.4. Programme de reconnaissance effectuée par le L.C.T.P

Outre les sondages carottés, une reconnaissance géophysique par sismique réfraction dans le lit d'oued a été entamée.

On donne ici un bref aperçu sur le principe de la méthode sismique de réfraction.

La sismique réfraction consiste à étudier la propagation des ondes élastiques émises par un choc (coup de masse ou explosion), à travers les couches du terrain étudié. La vitesse de propagation des ondes longitudinales étant plus rapide que celle des ondes transversales, les premières sont facilement enregistrées et permettent de déterminer les épaisseurs des différentes couches de sol traversé. On outre, la vitesse des ondes longitudinales nous renseignent sur l'état d'altération et de fissuration des couches de sol, puisqu'elles varient en fonction de la nature du sol (porosité, teneur en argile, degré de cimentation, teneur en eau ... etc.)

La procédure consiste en ce qui suit:

Un système de capteurs (géophones) posé à la surface du sol recueille les impulsions correspondant aux trajets directs réfractés de l'onde entre le point d'impact (point où le choc est donné), et les capteurs. Ces impulsions sont ensuite transmises à un enregistreur (sismographe), suivant un pas d'échantillonnage de 10m/s. Les enregistrements, à savoir; durées de propagation des ondes, sont sauvegardées et imprimées.

Sur un graphe, sont portées en abscisse les distances des points de tir et des géophones, et le temps minimum d'arrivée des ondes vers chaque capteur en ordonnées. On obtient ainsi une ligne brisée ou dromochronique (graphique du temps de parcours en fonction de la distance) d'où se déduisent les vitesses de propagation des ondes sismiques dans les différentes couches et les épaisseurs respectives de ces dernières. La forme des dromochroniques permet également d'avoir une idée sur l'allure du substratum (pentes, décrochement) ainsi que de la présence éventuelle de failles [57].

VI.4.4.5. Résultats obtenues suite au programme de reconnaissance

Les enregistrements obtenus permettent de tirer les conclusions qui suivent:

- La première couche du terrain est d'une épaisseur moyenne comprise entre 3,50 et 6,00m avec une vitesse moyenne de propagation des ondes égale à $V_s = 360 \text{ m/s}$.
- En dessous de cette couche, le terrain est rocheux avec une vitesse moyenne de propagation des ondes égale à $V_s = 1850 \text{ m/s}$. (catégorie S1 VS > 800m/s).

Les sondages carottés ont été poussés 32.00m. La description visuelle des formations rencontrées lors du forage est représentée par la figure VI.11.

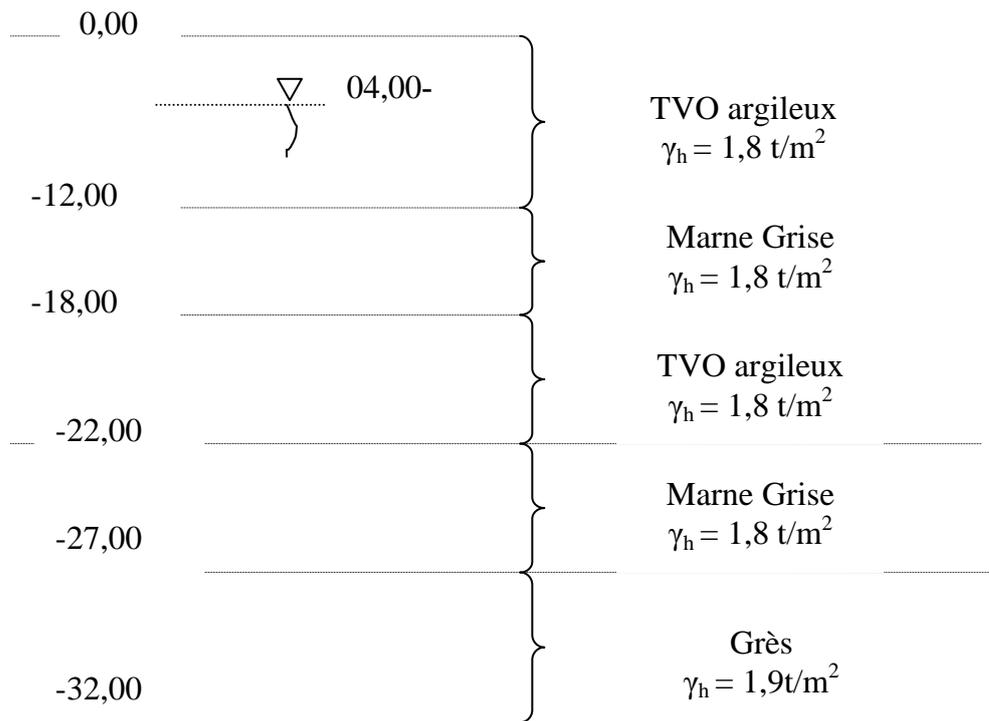


Figure VI.11 : Description visuelle des couches rencontrées.(Pont sur Oued Ouatar)

VI.5. Evaluation Du Potentiel De Liquéfaction Du Sol Des Ponts Etudiés

Afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction des sols d'assise des cinq ponts choisis, on suivra les étapes suivantes :

VI.5.1. Procédure D'évaluation Du Potentiel De Liquéfaction A Partir Des Résultats SPT (Quatre Premiers Ponts)

√ Calcul de la contrainte de cisaillement induite par le séisme CSR (τ_a)

La contrainte de cisaillement dans le sol induite par le séisme est égale à:

$$\tau_a = 0,65 (\sigma_v / \sigma'_{eff}) (a_{max}/g) r_d$$

$$r_d = 1 - 0,00765.Z \quad \text{pour } Z \leq 9,15m$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267.Z \quad \text{pour } 9,15 < Z \leq 23m$$

$$r_d = 0,744 - 0,008.Z \quad \text{pour } 23m \leq Z < 30m$$

$$r_d = 0,5 \quad \text{pour } Z > 30m$$

Les valeurs calculées par ces équations peuvent directement être lues sur la figure VI.3.

La valeur de l'accélération maximale du sol est prise égale selon les recommandations du RPA à **0,35 g** [27].

VI.5.1.1. Calcul De La Résistance Du Sol A La Liquéfaction Crr (T1)

La résistance du sol à la liquéfaction est donnée par la formule suivante:

$$\text{CRR} = \frac{1}{34 - (N1)_{60}} + \frac{(N1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

En consultant le tableau 1, on obtient les valeurs des différents coefficients correcteurs de N. d'où :

$$(N1)_{60} = 0,5625 N$$

VI.5.1.2. Calcul Du Facteur MSF

La figure VI.4 est uniquement valable pour une magnitude de 7,5. afin d'ajuster les courbes de la figure pour qu'elles soient appropriées à des magnitudes supérieures ou inférieures à 7,5, Seed et Idriss ont introduit un facteur correcteur appelé Facteur d'Adaptation de la Magnitude «MSF» [52].

Notons ici que dès le début de ce travail, nous avons supposé faire une évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la wilaya de Chlef vis-à-vis un séisme de magnitude supérieure ou égale à celle du séisme du 10 Octobre 1980, qui, rappelons le, fût de 7,3. On retrouve dans la littérature la formule donnée par (Idriss, 1999) :

$$\text{MSF} = 31,9 (M_w)^{-1,72}$$

Ce qui nous donne la valeur de **1,04** pour une magnitude de 7,3.

VI.5.1.3. Calcul Du Coefficient De Sécurité FS

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante:

$$\text{FS} = \text{MSF} \cdot \text{CRR} / \text{CSR}$$

Soit : $\text{FS} = 1,04 \text{ CRR} / \text{CSR}$

Selon le règlement parasismique Algérien, le risque de liquéfaction est présent si **FS** est inférieur à 1,25. Dans le cas contraire aucun risque n'est à craindre.

VI.5.2. Procédure D'évaluation Du Potentiel De Liquéfaction A Partir De La Vitesse De Propagation Des Ondes Vs (Cinquième Pont)

L'évaluation du potentiel de liquéfaction à partir de la vitesse de propagation des ondes Vs est faite en suivant les étapes ci-dessous [43]:

VI.5.2.1. Calcul De La Contrainte De Cisaillement Induite Par Le Séisme

On utilise la même formule que celle utilisée pour le calcul de CSR dans les cas des ponts précédents.

$$CSR = 0,65 (\sigma_v / \sigma'_{eff}) (a_{max}/g) rd$$

VI.5.2. 2. Calcul De La Résistance Du Sol A La Liquéfaction

$$CRR = MSF \left\{ a (V_{s1}/100)^2 + b (1/(V_{s1}^* - V_{s1}) - (1/V_{s1})) \right\} \quad \text{Avec:}$$

MSF: facteur de correction de la magnitude = $(M_w/7,5)^{-2,56} = 1,07$.

M_w = 7,3 (magnitude de calcul pour un séisme similaire à celui du 10/10/1980).

a = 0,022, **b** = 2,8,

V_{s1}: Vitesse d'onde corrigée: = $V_s (p_a/\sigma'_v)^{0,25}$

p_a étant une contrainte de référence prise égale à la pression atmosphérique ≈ 100 KPa.

σ_v': contrainte effective en KPa à la profondeur considérée.

V_{s1}* : limitation de la valeur supérieure de V_{s1} pour l'occurrence de liquéfaction

V_{s1}* = 200m/s pour FC \geq 35%

V_{s1}* = 208 pour FC = 20%

V_{s1}* = 215 pour FC < 5%

V_{s1}* = 215 - 0,5 (FC-5) pour 5% \leq FC < 35%

VI.5.2. 3. Calcul Du Coefficient De Sécurité FS

$$FS = MSF. (CRR/CSR)$$

N.B: Pour plus de sécurité, nous avons faits le calcul pour deux points. Le premier à une profondeur de **6,00m**, et le second à **20,00m**. Les deux points situés dans des couches de TVO argileux. Le pourcent des fines n'étant pas donné par le rapport du laboratoire, on considère qu'il est de l'ordre de **20%**.

VI.5.3. Présentation Et Dis Des Résultats**VI.5.3.1. Présentation Des Résultats**

Afin de rendre la lecture des résultats plus claire, ces derniers sont, après tout calcul fait, résumés dans les tableaux VI.3 et VI.4.

Ouvrage	N	(N1) ₆₀	rd	H _{SPT}	σ_v	σ'_{eff}	CRR	CSR	FS
Pont La ferme	35	19,7	0,85	12,00	2,08	1,54	0,21	0,26	0,89
Evitement Est 1 et 2	64	36	0,66	19,00	3,15	2,65	/	0,18	>1,25
Pont O/Ghezlia	48	27	0,55	24,00	4,33	3,13	0,34	0,17	2,02

Tableau VI.3 : Résultats De L'évaluation Du Potentiel De Liquéfaction Des Quatre Ponts.

Valeurs des paramètres	H (m)	V _s (m/s)	V _{s1} (m/s)	V _{s1} * (m/s)	σ_v (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	rd	CRR	CSR	FS
Pont sur oued	06,00	360	66,10	208	10,80	8,80	0,95	0,017	0,266	0,07
Quattar	20,00	1850	276,64	208	36	20	0,64	0,122	0,262	0,50

Tableau VI.4 : Résultats De L'évaluation Du Potentiel De Liquéfaction, Pont Sur Oued
« Quattar ».

VI.5.3.2. Discussion Des Résultats

L'analyse du tableau VI.3 ci-dessus, nous permet de faire les constatations suivantes :

√ pour le pont de la ferme, le coefficient de sécurité est égal à **0,89** qui est une valeur inférieure à **1,25**. Par conséquent le risque de liquéfaction est existant. Néanmoins, une analyse plus approfondie doit être effectuée pour s'assurer que ce risque menace la stabilité de l'ouvrage. Il faut signaler ici que cet ouvrage repose sur des fondations profondes (pieux) qui descendent jusqu'à 20 m, dépassant ainsi la couche de sable fin argileux liquéfiable qui se trouve à une profondeur comprise entre 2,50 et 14,80. Par conséquent, l'ancrage des pieux à cette profondeur met l'ouvrage à l'abri du risque de liquéfaction existant.

√ Pour les deux ponts de l'évitement *Est*, la valeur de (N1)₆₀ est supérieure à **30**. Ce qui signifie qu'il n'y a aucun risque de liquéfaction des sols d'assise s'agissant de sol granulaire dense non liquéfiable.

√ pour ce qui est du pont sur oued *Ghezlia* à EL HARRENFA, le coefficient de sécurité est égal à **2,01** > **1,25**. Par conséquent aucun risque de liquéfaction n'est à craindre.

Afin de rendre ces résultats plus exploitables, nous les avons reportés sur la figure VI.4, ce qui permet de lire pour chacun des quatre ponts, l'existence ou non du risque de liquéfaction du sol d'assise.

Comme on peut le constater sur la figure VI.12, pour le pont de la ferme, les valeurs de $(N)_{60}$ et de CRR, reportées la première sur l'axe des abscisses et la deuxième sur l'axe des ordonnées, se croisent au niveau (au-dessus) de la courbe enveloppe, c'est-à-dire sur la limite de la zone à haut risque de liquéfaction.

Pour les deux ponts de l'évitement *Est*, la valeur de $(N)_{60}$ est supérieure à 30, ce qui implique qu'il s'agit d'un sol dense non liquéfiable d'après les résultats d'études effectuées par plusieurs chercheurs[52].

En fin, et pour le cas du dernier pont, celui sur oued *GHEZLIA* à EL HERRANFA, pour lequel l'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol a été faite, la zone de croisement de la valeur de $(N)_{60}$ reportée sur l'axe des abscisses et celle de CRR reportée sur l'axe des ordonnées, se fait dans la zone située en dessous de la courbe enveloppe, c'est-à-dire dans la zone à bas risque de liquéfaction.

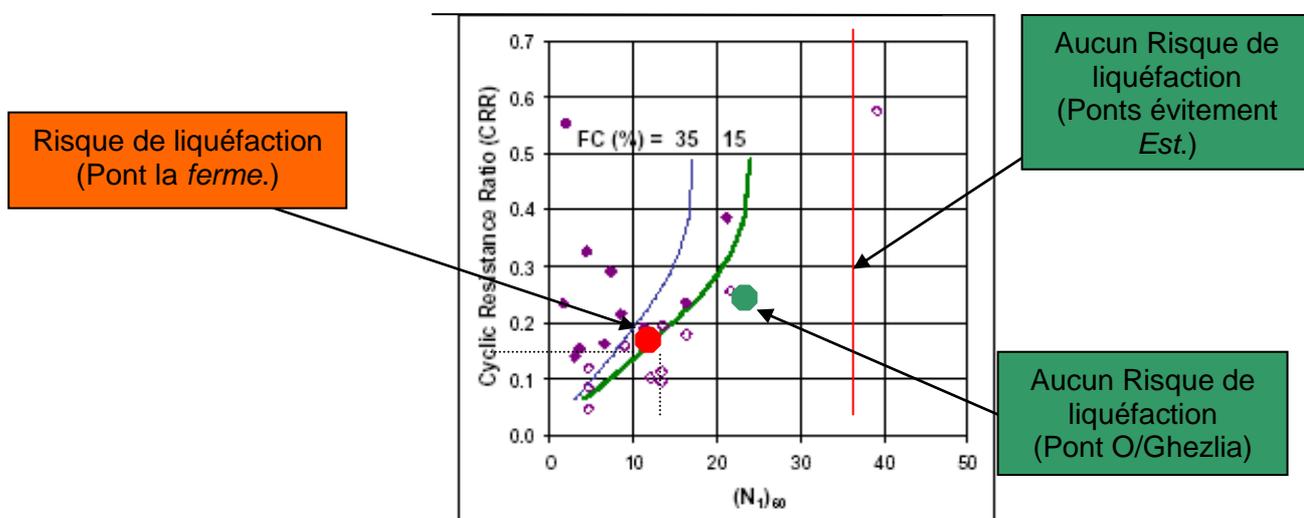


Figure VI.12: Résultats de l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols d'assise des quatre ponts reportés sur la figure VI.4

L'analyse du tableau VI.4 ci-dessus, nous permet également de faire les constatations suivantes :

√ La première constatation est que le résultat de l'évaluation du potentiel de liquéfaction à une profondeur de 20m issu de la présente étude, ne confirme pas celui de l'essai par sismique réfraction effectué par le laboratoire LCTP. En effet, ce dernier met en évidence l'existence d'un terrain rocheux à partir de 6,00m de profondeur. Ce qui n'est pas confirmé par le résultat ici trouvé,

puisque une faible résistance du sol à la liquéfaction est obtenue à cette profondeur. Ce qui explique le faible coefficient de sécurité trouvé.

Ces résultats contradictoires trouvent leur explication par le fait que la lithologie des couches géologiques du terrain étudié peut être oblique et non uniforme dans le sens horizontal. L'entretien avec les responsables du chantier de ce pont nous a confirmé cette hypothèse. Les sondages au niveau de l'une des deux culées de l'ouvrage (coté *Ténès*), sont en conformité avec les résultats de l'essai par sismique réfraction, d'où une semelle superficielle ancrée à 6,00m a été réalisée pour supporter l'appui en question. Par contre, pour la seconde culée (coté *Damous*), les travaux de forage d'un pieu d'essai démontent l'existence d'un terrain rocheux à une profondeur supérieure à 24 mètres. D'où une semelle de liaison fondée sur pieux ancrés à 25,00m de profondeur est réalisée pour supporter cette culée. Ce qui confirme le résultat de l'évaluation faite dans le cadre de ce travail.

√ Les coefficients de sécurité calculés sont égaux à **0,07** et **0,5** dans les deux points choisis pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, situés à une profondeur de 6,00 et 20,00 m successivement. Ces valeurs sont nettement inférieures à la valeur fixée par le RPA, soit 1,25.

Par conséquent, il existe un risque de liquéfaction du sol d'assise des appuis de ce pont.

Afin de rendre le résultat trouvé plus exploitable, on l'a représenté sur la figure VI.6.

√ Pour le premier point (profondeur de 6,00m), l'intersection de la valeur de V_{s1} , reportée sur l'axe des abscisses et de celle de CSR, reportée sur l'axe des ordonnées, se fait dans la zone à haut risque de liquéfaction.

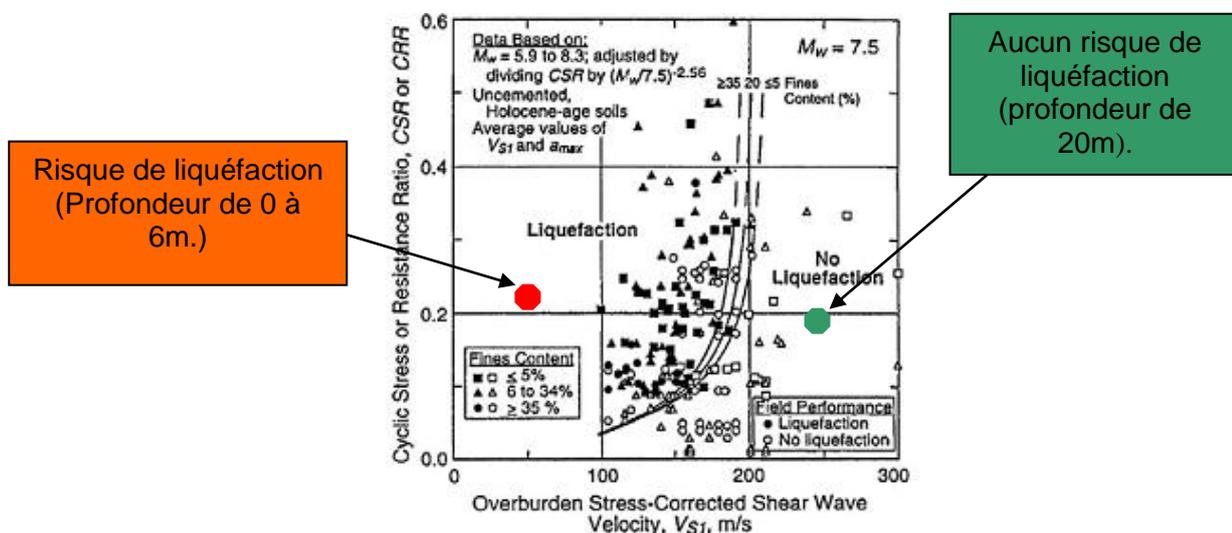


Figure VI.13: Résultats de l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols d'assise du cinquième pont reportés sur la figure VI.6

√ Pour le deuxième point (profondeur de 20,00m), bien que le coefficient de sécurité soit inférieur à 1.25, l'intersection de la valeur de V_{s1} , reportée sur l'axe des abscisses et de celle de CSR, reportée sur l'axe des ordonnées, se fait dans la zone à bas risque de liquéfaction.

Ceci pourrait être expliqué par l'augmentation de la résistance à la liquéfaction du sol avec la profondeur. En effet, on voit bien sur le tableau que cette résistance passe de **0,017** à une profondeur de **6,00m** à **0,122** à une profondeur de **20,00m**.

VI.6. Conclusion et recommandations

Dans ce dernier chapitre, nous avons essayé de mettre en évidence le risque de liquéfaction de sol qui, comme nous l'avons démontré, menace la stabilité d'un ouvrage parmi les cinq ayant constitué l'échantillon considéré par notre étude. Les résultats de l'évaluation montrent que :

√ Le premier ouvrage (pont sur Oued *Chelif*), est à l'abri du risque de liquéfaction qui est existant dans la couche de sable fin argileux située à une profondeur comprise entre 2,50 et 14,80, grâce à l'ancrage de ses fondations profondes à une profondeur de 20m.

√ Les deux ponts de l'évitement Est, fondés sur un sol granulaire dense non liquéfiable, ne courent aucun risque de liquéfaction.

√ Le pont sur oued *Ghezlia* a un coefficient de sécurité égal à **2,01 > 1,25**. Par conséquent aucun risque de liquéfaction n'est à craindre.

√ Pour le pont sur oued *Ouattar*, le risque de liquéfaction du sol n'est pas à craindre dans la couche de TVO argileux située à une profondeur de 18,00 m. Cependant, l'unique risque existant est la liquéfaction de la première couche de TVO argileux située dans les premiers **6** mètres.

Par conséquent, nous recommandons de procéder à un système de drainage des eaux au niveau de cette couche pour éliminer le risque de liquéfaction en cas de secousse tellurique.

CHAPITRE V
PRESENTATION ET DISCUSSION
DES RESULTATS

V.1. Introduction:

Une fois l'inventaire des ponts est établi, lequel inventaire est donné en annexe A, on procède à la sélection des ponts, qui consiste en leur classification dans l'un des quatre groupes de vulnérabilité sismique défini par la méthode, et cela sur la base de leurs configurations structurales. Le tableau V.1 donne la classification des **112** ponts recensés dans les quatre groupes de vulnérabilité sismique.

Pour effectuer la dernière étape de la méthode, qui consiste en l'évaluation de la vulnérabilité sismique et d'y attribuer une note, le programme « *PROGVUL* » établi pour cette fin est mis en exécution. Ce programme permet, à partir d'un fichier de données, de calculer la vulnérabilité sismique dans le sens transversal, longitudinal, celle de la superstructure, de l'infrastructure, des piles et le score de classification "Cs" pour chaque pont. Ces résultats sont regroupés dans un fichier de résultat donné en annexe E.

Le score de classification attribué au pont permet de le classer dans une classe spécifique: Grande vulnérabilité sismique, moyenne vulnérabilité sismique ou faible vulnérabilité sismique. Enfin, sur la base de ce score, une recommandation relative à l'état du pont et au type d'intervention qu'il nécessite est donnée: entretien régulier, réparation, renforcement ou remplacement. Ces recommandations servent d'outil de gestion rationnelle du patrimoine de ponts existants. En effet, à partir de ces recommandations, les gestionnaires de ce patrimoine peuvent dresser la liste des priorités d'interventions qu'ils doivent entreprendre. D'autre part, l'exploitation de l'inventaire établi nous a permis de classer les ponts recensés dans sept classes typologiques, d'établir leur distribution selon les matériaux de construction, la distribution des ponts mixtes selon le matériau de construction de l'infrastructure et de la superstructure, l'évolution du parc de pont dans la wilaya de Clef ainsi que la moyenne d'âge des ponts recensés.

V.2. Sélection des ponts recensés:

Selon les spécifications de la méthode, les ponts recensés sont sélectionnés en fonction de leurs configurations structurales, et sont par la suite affectés à l'un des quatre groupes suivants:

- **Groupe 1:** haute vulnérabilité sismique,
- **Groupe 2:** vulnérabilité sismique forte à modérée,

- **Groupe 3:** vulnérabilité sismique faible à modérée,
- **Groupe 4:** faible vulnérabilité sismique.

La méthode "*NYS DOT*" classe les ponts cadres et les ponts en maçonnerie dans la quatrième classe sismique (groupe 4). Dans ce groupe sont assignés également les ponts à travée unique dont le biais est inférieur à 20° . Ces ponts sont considérés comme ayant une faible vulnérabilité sismique.

√ Au total **39** ponts sont affectés au **groupe 4**.

√ Tous les ponts à poutres continues se situent dans le groupe 3, sauf s'ils sont soutenus par des piles non renforcées; c'est-à-dire non conçues pour résister aux actions sismiques. Dans ce dernier cas, ils seront affectés au groupe 2. Pour ce type, on recense 12 ponts hyperstatiques avec piles non renforcées qui seront affectés au **groupe 3**.

√ On recense également **9** ponts hyperstatiques avec piles renforcées; réalisés après 1983, donc conçus pour résister au séisme, qui seront affectés au **groupe 2**. La méthode assigne à ce groupe également les ponts poutres à travée indépendante avec des appuis fixes (cas des ponts mixtes: infrastructure en maçonnerie, superstructure en béton ou en treillis) qui représentent une vulnérabilité sismique forte à modérée (**groupe 2**). On obtient au total **48** ponts qui seront affectés au **groupe 2**.

√ Les ponts à poutres (isostatiques) sont affectés au premier groupe, si le pont à un angle biais important (compris entre 30° et 70°) ou que le tablier est constitué d'un nombre de poutre inférieur ou égal à trois . Dans ce type, on compte trois ponts sur RN11 avec un biais de 45° et trois poutres simplement appuyées, quatre ponts sans biais important mais avec trois poutres et trois autres sur CW. Ils seront donc affectés au **groupe 1**. Le pont sur oued Chlef (CW-73), bien qu'ayant les caractéristiques du groupe 3, nous le classons en **groupe 1**, en raison des fortes dégradations qu'il présente. Des photos prises sur ce pont, sont données en annexe C.

On obtient au total **11** ponts qui seront affectés au **groupe 1**.

√ Les autres types, dont un pont arc et un pont rail sur route nationale seront exclus de la sélection, puisque le champ d'application de la méthode ne les enveloppe pas.

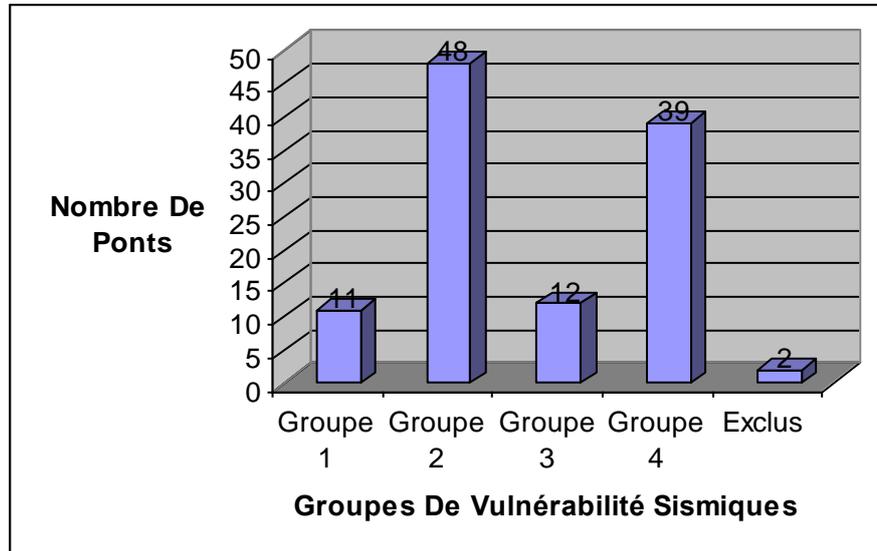
Le tableau V.1 donne la classification des **112** ponts recensés.

Groupe De Vulnérabilité	Groupe 1	Groupe 2	Groupe 3	Groupe 4	Exclus de l'envergure de la méthode
Nombre De	11	48	12	39	2

Ponts					
--------------	--	--	--	--	--

Tableau V.1: Sélection Des Ponts Recensés

La distribution des ponts recensés sur les quatre groupes de vulnérabilité, peut être représentée par l'histogramme donné en figure V.1 ci-dessous.

**Figure V.1: Distribution Des Ponts Recensés Sur Les Quatre Groupes De Vulnérabilité**

V.3. Classes typologiques des ponts recensés:

Après établissement de l'inventaire des ponts existants sur RN et CW, il en ressort que les ponts recensés peuvent être classés en sept (07) classes typologiques.

- √ Pont à travée unique (indépendante),
- √ Pont à poutres continues (hyperstatiques),
- √ Pont à travées multiples simplement appuyées (isostatiques),
- √ Pont rail,
- √ Pont arc,
- √ Pont cadre,
- √ Et pont en maçonnerie.

Suivant l'annexe B, donnant la typologie de chaque pont, la figure V.2, illustre la distribution en nombre des ponts recensés selon les différentes typologies rencontrées. Cette figure fait apparaître que:

- √ Le nombre de ponts à travée indépendante constituant la première classe typologique est de vingt deux (22) ponts. Ce qui représente **19,64 %** de l'ensemble des ponts recensés.

CHAPITRE V : Présentation Et Discussion Des Résultats

√ Le nombre de ponts à poutre continue constituant la seconde classe typologique est de vingt quatre (24) ponts. Ce qui représente **21,43 %** de l'ensemble des ponts recensés.

√ Le nombre de ponts à travée multiples simplement appuyées, constituant la troisième classe typologique est de vingt cinq (25) ponts. Ce qui représente **22,32 %** également de l'ensemble des ponts recensés.

√ Le nombre de pont rail, constituant la quatrième classe typologique est de un (01) seul pont. Ceci représente **0,90%** de l'ensemble des ponts recensés.

√ Le nombre de pont arc, constituant la cinquième classe typologique est de un (01) seul pont. Ceci représente **0,90%** également de l'ensemble des ponts recensés.

√ Le nombre de ponts cadres constituant la sixième classe typologique est de dix sept (17) ponts. Ce qui représente **15,17 %** de l'ensemble des ponts recensés.

√ Le nombre de ponts en maçonnerie constituant la septième classe typologique est de vingt deux (22) ponts. Ce qui représente **19,64 %** de l'ensemble des ponts recensés.

Classe Typologique	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Nombre	22	24	25	1	1	17	22
Pourcentage %	19,64	21,43	22,32	0,90	0,90	15,17	19,64

Tableau V.2: Distribution Des Ponts Recensés Sur Les Sept Classes Typologiques

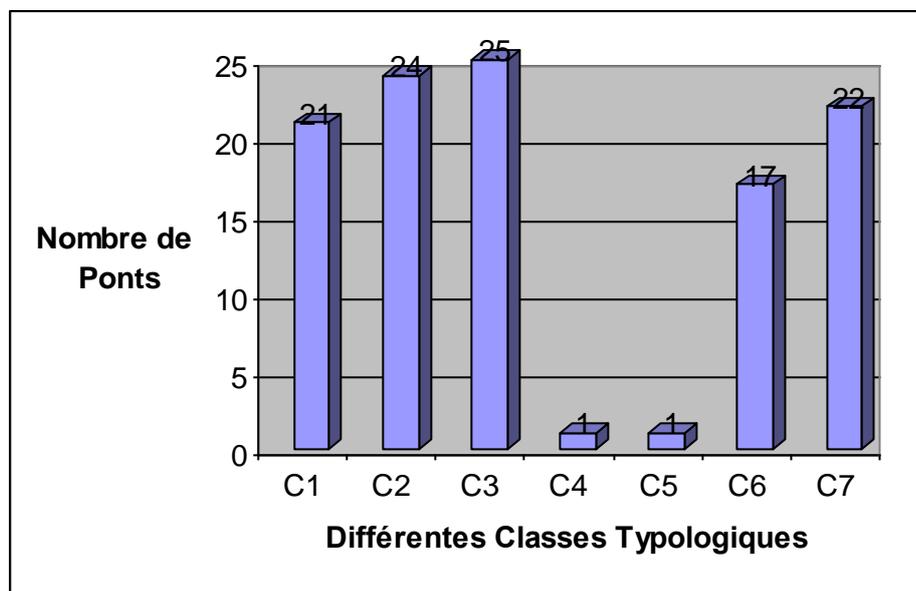


Figure V.2: Distribution Des Ponts Recensés Sur Les Sept Classes Typologiques**V.4. Distribution des ponts selon les matériaux de construction:**

Une étude statistique des ponts recensés permet également d'établir une distribution de ces ponts selon les différents matériaux de construction.

On recense:

√ Cinquante et un (**51**) ponts construits en béton Armé, ce qui représente **45,53 %** de l'ensemble des ponts recensés.

√ Trente neuf (**39**) construits en matériaux mixtes, ce qui représente **34,82 %** de l'ensemble des ponts recensés.

√ Et vingt deux (**22**) ponts en Maçonnerie. Ce qui représente **19,65 %** de l'ensemble des ponts recensés.

Le tableau V.3 résume ces résultats.

Matériaux de Construction	Béton Armé	Matériaux mixtes	Maçonnerie
Nombre de Ponts	51	39	22

Tableau V3: Sélection Des Ponts Recensés

La figure V.3 donne la distribution des **112** ponts recensés selon les matériaux de construction.

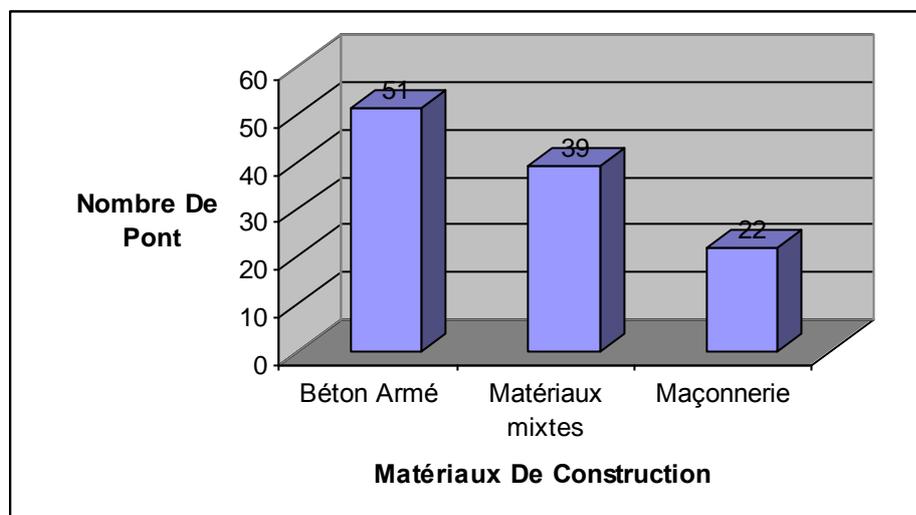


Figure V.3: Distribution Des Ponts Recensés Selon Le Matériau De Construction

D'autre part, les ponts "*Mixte*", se distribuent eux même sur quatre sous groupes:

√ On recense treize (13) ponts mixtes dont l'infrastructure est construite en Béton Armé et la superstructure en Charpente Métallique.

Nonobstant qu'il s'agit là de trois types de pont largement réalisés lors de l'époque coloniale, la construction de certains de ces treize ponts est très récente.

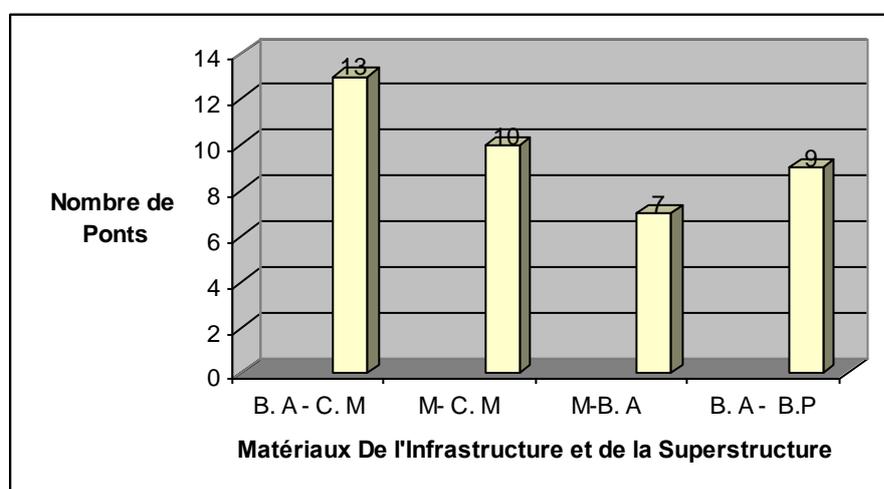
√ Dix (10) ponts mixtes dont l'infrastructure est construite en Maçonnerie et la superstructure en Charpente Métallique,

√ sept (07) ponts mixtes dont l'infrastructure est construite en Maçonnerie et la superstructure en Béton Armé. On recense également, neuf (09) ponts mixtes dont l'infrastructure est construite en Béton Armé et la superstructure en Béton Précontraint. La construction de ce dernier type remonte à la fin des années quatre-vingt lorsque le B-P a fait preuve de la possibilité d'augmenter la longueur des travées ce qui permettait de réduire le nombre d'appuis.

Matériaux	B.A – C.M	Maç. – C. M	Maç. –B.A	B.A – B.P
Nombre de Ponts	13	10	7	9

Tableau V.4: Distribution Des Ponts Mixtes

La figure V.4 donne la distribution des trente neuf (39) ponts mixtes selon les matériaux de construction de leurs infrastructures et superstructures.



**Figure V.4: Distribution Des Ponts Mixtes Selon Le Matériau De Construction De
L'infrastructure Et De La Superstructure**

V.5. Evolution du parc de pont dans la wilaya de Chlef:

En observant les années de construction des cent douze (**112**) ponts recensés, on peut tracer la courbe d'évolution du parc de pont dans la wilaya. Comme le montre la figure V.5, cette courbe est une ligne légèrement droite et progressive qui reflète les progrès concrétisés dans le secteur. En effet, durant l'époque coloniale et jusqu'à l'indépendance on ne pouvait compter que près d'une trentaine d'ouvrage de franchissement sur routes nationales et chemins de wilaya. Ce chiffre saute à plus de cinquante ouvrages quelques années seulement après l'indépendance nationale, pour dépasser les cent douze ponts à nos jours.

La figure V.5 schématise l'évolution du parc de pont dans la wilaya de Chlef durant quatre périodes, chacune correspondant à une année d'évolution de la réglementation parasismique soit en France, soit en Algérie.

En effet, si on considère l'évolution qu'a connue la réglementation parasismique, on peut distinguer quatre périodes se rattachant chacune à l'apparition d'un règlement, ou d'une lois. Ces périodes se distribuent comme suit:

√ D'abord la période qui s'étend entre 1900, et qui précède le séisme du 9 Septembre 1954. Ce dernier avait contraint les autorités de l'époque à préconiser dès 1955 des recommandations techniques afin d'atténuer les effets du séisme sur les constructions. Ces recommandations sont connues par **AS55**. Le parc de pont durant cette période fut de **23** ponts.

√ Ensuite vient la période s'étendant de l'application des **AS55** à l'année d'apparition du règlement parasismique Français en 1968. Le parc de pont à la fin de cette seconde période était de **48** ponts.

√ La troisième période s'étend de 1968 à l'année d'apparition du règlement parasismique Algérien dans sa version 83. Le parc de pont durant cette période s'est élevé à **77** ponts.

√ Et en fin, la dernière période est celle qui succède 1983 et s'étend à ce jour. Le parc de pont jusqu'à la fin de cette période atteint **112** ponts. Le tableau V.5 regroupe ces données.

Année	1900	1955	1968	1983	2010
Nombre	2	23	48	77	112

Tableau V.5: Nombre De Ponts En Fin De Chaque Période

La figure V.5 illustre la courbe d'évolution du parc sur routes nationales et chemins de wilaya.

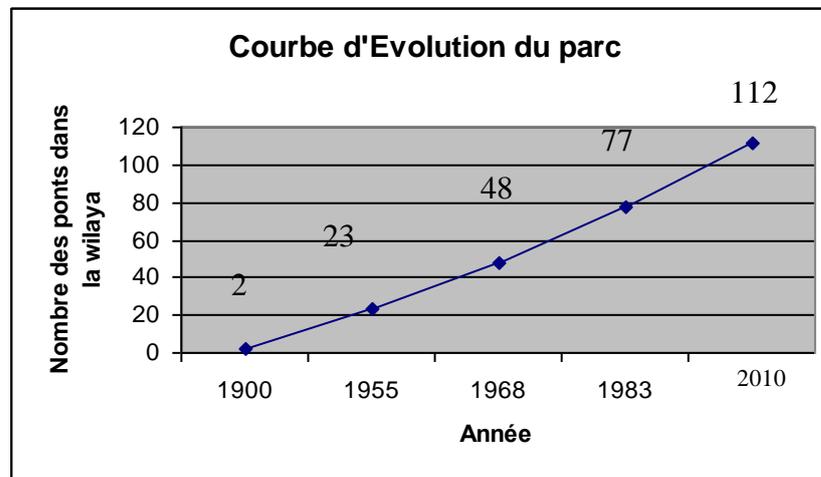


Figure V.5: Evolution du parc des ponts à travers la wilaya de Chlef durant les périodes d'évolution de la réglementation parasismique en Algérie.

V.6. Age moyen des ponts recensés:

L'étude des années de construction de chacun des ponts recensée permet de dresser la moyenne d'âge de ces ponts. On peut constater que:

√ **38** des ponts recensés ont une moyenne d'âge inférieure à 25 ans. Il s'agit là, en majorité, des ponts édifiés après l'apparition et l'application du règlement parasismique Algérien.

√ **25** ont une moyenne d'âge de 35 ans.

√ **23** ont une moyenne d'âge de 50 ans.

√ **24** ont une moyenne d'âge de 80 ans. La totalité de ces ponts ayant été construite lors de l'époque coloniale, certains, fortement dégradés, ont été remplacés ou sont en cours de remplacement.

√ **2** ponts ont une moyenne d'âge supérieure à 150 ans. Il s'agit de deux ponts en maçonnerie franchissant Oued *ALLALA*, sur la RN-19 et qui sont toujours exploitables.

On remarque ici que plus de **50%** des ponts existants ont relativement un âge moyen de **30** ans. Ces statistiques sont résumées dans le tableau V.6.

Moyenne d'âge (ans)	25	35	50	80	> 150
Nombre de ponts	38	25	23	24	2

--	--	--	--	--	--

Tableau V.6: Moyenne D'age Des Ponts Recensés

La figure V.6, schématise ces données.

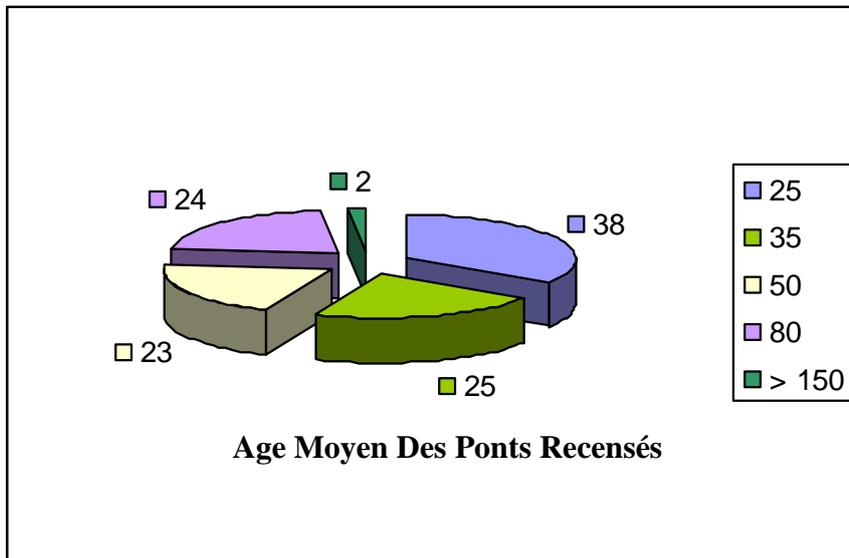


Figure V.6: Age Moyen Des Ponts Recenses

V.7. Evaluation de la vulnérabilité sismique des ponts :

Après exécution du programme *PROGVUL* sur l'ensemble des **59** ponts concernés par l'évaluation de la vulnérabilité sismique, on a abouti aux résultats donnés en annexe E.

V.7.1. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité transversale des ponts:

V.7. 1.1. Présentation Des Résultats:

Les résultats de l'évaluation de la vulnérabilité transversale des **59** ponts, montrent que tous les ponts étudiés ont une vulnérabilité sismique dans le sens transversal égale à **10**, qui est la valeur maximale. La figure V.7 illustre ces résultats.

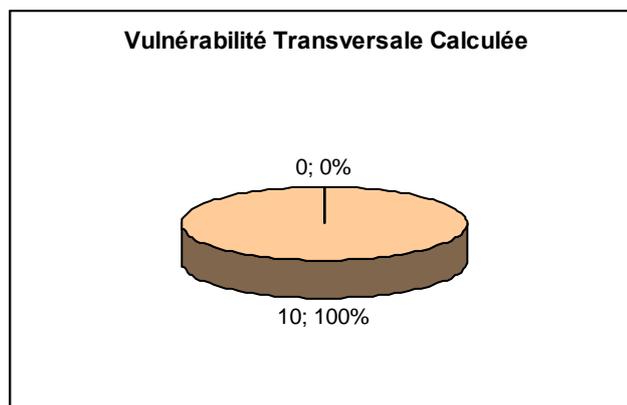


Figure V.7: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Transversale Des Ponts**V.7.1.2. Discussion Des Résultats Trouvés:**

Ces résultats peuvent être expliqués par:

√ L'insuffisance des largeurs d'assise des poutres par rapport aux résultats des calculs de la méthode.

La méthode "NYS DOT", et tel que expliqué dans le chapitre précédant, considère que cette largeur joue un rôle prépondérant dans le comportement du pont lors de l'action sismique, et par conséquent dans l'évaluation de la vulnérabilité aussi bien longitudinale que transversale.

En effet, si on compare les résultats obtenus avec les largeurs réelles mesurées pour les ponts qu'on a eu l'occasion de visiter et d'expertiser ou ceux dont nous avons eu l'opportunité de consulter les plans d'exécution, on constate clairement que ces largeurs sur le site sont nettement inférieures à celles calculées. A titre d'exemple, la largeur d'assise des poutres calculées pour les deux ponts: sur oued *Mellah* et sur oued *Rib El Hamra*, sont de **124,15cm** et **103,94cm** respectivement. Alors que sur site, on mesure moins de **85 cm** de largeur pour chacun des deux ponts.

√ La majorité des ponts évalués présentent des tabliers constitués par un nombre de poutres inférieur ou égal à trois (≤ 3).

45/59 ponts présentent cette caractéristique. La méthode, dans ce genre de cas, attribue directement une note de 10 à la vulnérabilité transversale du pont.

A titre indicatif, et même dans les ponts hyperstatiques, sensés être moins vulnérables au séisme que ceux isostatiques, on rencontre un tablier constitué de deux poutres; cas des tabliers type "*Matière*" qu'on retrouve dans les deux ponts de l'évitement Est, le pont sur rail à "*Ouled Abbas*" et les cinq pont récents à "*Bennihaoua*" (année de construction 2010). La méthode attribue également dans ce cas une note de 10 à la vulnérabilité transversale du pont.

√ En fin, pour les ponts dont le tablier est constitué de plus de trois poutres, la hauteur des dèd d'appuis est le plus souvent inférieure à 305 millimètres, avec un avis d'expert jugeant le basculement des appareils d'appuis comme étant possible, (cas où les butées parasismiques sont inexistantes). On rencontre parmi les 59 ponts, deux ponts sur "*oued Chlef*" (ceux de l'évitement Est), et un pont sur RN11, (celui de "*Souk el khedim*", qui ont une hauteur des dèd d'appuis supérieure à 305 mm. Mais selon le principe de la méthode et vu l'existence des

appareils d'appuis, le basculement des appareils d'appuis est possible. Par conséquent, la note attribuée est 10.

V.7.2. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité longitudinale des ponts:

V.7.2.1. Présentation Des Résultats:

Les résultats de l'évaluation de la vulnérabilité longitudinale des 59 ponts, montrent que:

√ **69,5%** soit **41** ponts ont une vulnérabilité sismique dans le sens longitudinal égale à **10**.

√ **8,48%** soit **5** ponts ont une vulnérabilité sismique dans le sens longitudinal égale à **5**.

√ Et **22%** soit **13** ponts ont une vulnérabilité sismique dans le sens longitudinal nulle (=0).

Le tableau V.7 résume ces résultats.

Valeur calculée de la vulnérabilité	VL = 0	VL = 5	VL = 10
Nombre de ponts	13	5	41
Pourcentage %	22	8,48	69,5

Tableau V.7: Valeurs Calculées De La Vulnérabilité Longitudinale Des 59 Ponts

Les résultats de cette évaluation sont schématisés par la figure V.8.

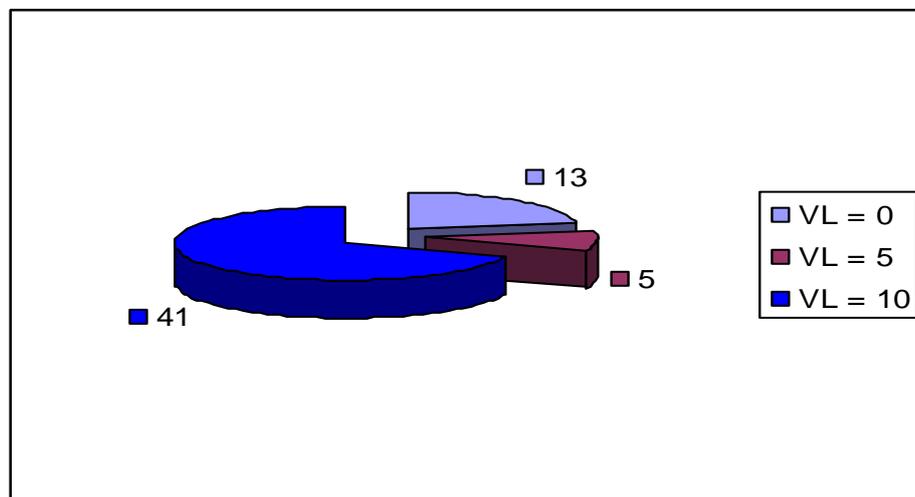


Figure V.8: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Longitudinale Des Ponts

V.7.2.2. Discussion Des Résultats Trouvés:

Ces résultats peuvent être argumentés, selon le principe adopté par la méthode "NYS DOT" pour le calcul de la vulnérabilité longitudinale des ponts, par le fait que:

√ Pour le premier résultat, la vulnérabilité sismique dans le sens longitudinal est égale à la valeur maximale de 10. Car pour ces 41 ponts, si on suit méthodologiquement le raisonnement à partir duquel la méthode établie le calcul de la vulnérabilité dans le sens longitudinal du pont, on est confronté aux deux cas suivants:

* Soit la largeur d'assise des poutres prise en millimètre, est supérieure à la longueur de la poutre prise en centimètre, Ceci signifie que tout comme pour la vulnérabilité transversale, la largeur d'assise est insuffisante ce qui rend le risque de chute de travée, pendant l'action sismique préjudiciable. En effet, en consultant le fichier de résultat donné en annexe E, on remarque que pour certains ponts, la largeur d'assise calculée dépasse 100cm. Alors que sur les ponts qu'on a eu l'occasion d'expertiser ou de consulter le dossier d'exécution, cette largeur ne dépasse pas les **85 cm**.

* Soit le risque de basculement des appareils d'appuis pendant l'action sismique est jugé fort possible, ce qui engendrait un déplacement excessif du tablier entraînant sa rupture.

√ Pour le second résultat, la vulnérabilité sismique dans le sens longitudinal est égale à 5, car il s'agit là des de l'un des deux cas suivants:

* Soit l'appareil d'appui n'existe pas; cas des ponts mixtes (infrastructure en maçonnerie- superstructure en béton armé encastrée au niveau des culées et des piles) et des ponts hyperstatiques à poutres en arc encastrées au niveau des appuis (culées et piles),

* Soit l'appareil d'appui existe mais son basculement n'est pas jugé probable pendant l'action sismique. A raison d'une faible hauteur du dès d'appui, ou de l'utilisation d'un système empêchant le mouvement de l'appareil d'appui.

√ Pour le troisième résultat, la vulnérabilité sismique dans le sens longitudinal est nulle. Ceci signifie que pour ces 13 ponts, cette largeur d'assise réelle est largement suffisante pour qu'aucun risque de chute de travée, pendant l'action sismique, ne soit à craindre. Ce risque faut-il le rappeler serait la conséquence d'un déplacement excessif du tablier dans le sens longitudinal du pont, ce qui entraînerait la rupture de ce dernier.

V.7.3. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles:

V.7.3.1. Présentation Des Résultats:

Les Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles montrent que:

√ **22,42%** soit **13** ponts ont une vulnérabilité sismique de leurs piles égale à **10**.

√ **5,09%** soit **3** ponts ont une vulnérabilité sismique de leurs piles égale à **9**.

√ **1,70%** soit **1** pont a une vulnérabilité sismique de ses piles inférieure à zéro (**-1**).

√ Et **71,00%** soit **42** ponts ont une vulnérabilité sismique de leurs piles nulle (**=0**).

V.7.3.2. Discussion Des Résultats Trouvés:

√ Le premier résultat peut être justifié par le fait que, les **13** ponts ayant une vulnérabilité sismique des piles égale à **10**, sont des ponts isostatiques dont le biais est inférieur à **20°**, ou hyperstatiques mais dont le rapport longueur sur largeur du tablier est supérieur à **4**. La méthode et selon l'organigramme de calcul donné en figure IV.8, attribue dans ce cas une valeur de la vulnérabilité aux piles égale à: **VPIL=TYP**

Ce type de pont, étant à travées multiples, la valeur de la variable "**TYP**" introduite dans le fichier de données est de **10**, selon les prescriptions de la méthode. Ce qui conduit au résultat obtenu.

√ Le second résultat trouve sa justification dans le fait que, les **3** ponts ayant une vulnérabilité sismique des piles égale à **9**, sont des ponts hyperstatiques dont le biais est inférieur à **20°**, et dont le rapport longueur du pont à la largeur du tablier est inférieur à **4**. Ces ponts sont les n° 7,42, et 44; correspondant à: l'échangeur (passage supérieur sur RN4), pont sur "*oued Mildou*" sur RN11, et le pont sur "*oued Souk El Khedim*". La méthode attribue une valeur de la vulnérabilité des piles, dans ce cas, égale à : **VPIL=TYP-1 (10-1= 9)**

√ Concernant le troisième résultat obtenu pour le pont n° 110; pont sur "*Oued Boukhansous*" sur le chemin de wilaya n° 151, la valeur de la vulnérabilité des piles calculée par le programme est inférieure à zéro. Ce résultat n'a aucun sens physique bien entendu, mais trouve sa justification dans le fait que ce pont a une seule travée donc pas d'appui intermédiaire (pile), ce qui implique que la valeur "**TYP**" introduite dans le fichier de données est nulle. Cependant, le rapport longueur du pont (15,00m) largeur du tablier (6,00m) étant inférieur à **4**, la méthode attribue une valeur de la vulnérabilité des piles, dans ce cas, égale à : **VPIL=TYP-1 (0-1= -1)**

Par conséquent, on assigne à la vulnérabilité des piles de ce pont la valeur zéro. Ce qui nous conduit à corriger le pourcentage des ponts ayant une valeur de la vulnérabilité des piles nulle à **72,70%** soit **43** ponts. On peut d'autre part, argumenter ce dernier résultat par la conception des piles elles mêmes. En effet, les piles des ponts édifiés après 1983, c'est-à-dire après apparition du règlement parasismique Algérien et application de ses recommandations (même constructives), sont dimensionnées de manière à résister aux actions sismiques. Par conséquent, leur vulnérabilité sismique est théoriquement nulle.

On rappelle que **38** des **59** ponts (**64,40%**), appartiennent à la génération de moyenne d'age inférieure ou égale à **25** ans. Le tableau V.8 résume ces résultats.

Valeur calculée de la vulnérabilité	$V_{PIL} = 10$	$V_{PIL} = 9$	$V_{PIL} = 0$
Nombre de ponts	13	3	43
Pourcentage	22,42%	5,09%	72,70%

Tableau V.8: Valeurs Calculées De La Vulnérabilité Sismique Des Piles

La figure V.9 ci-dessous, illustre les résultats trouvés.

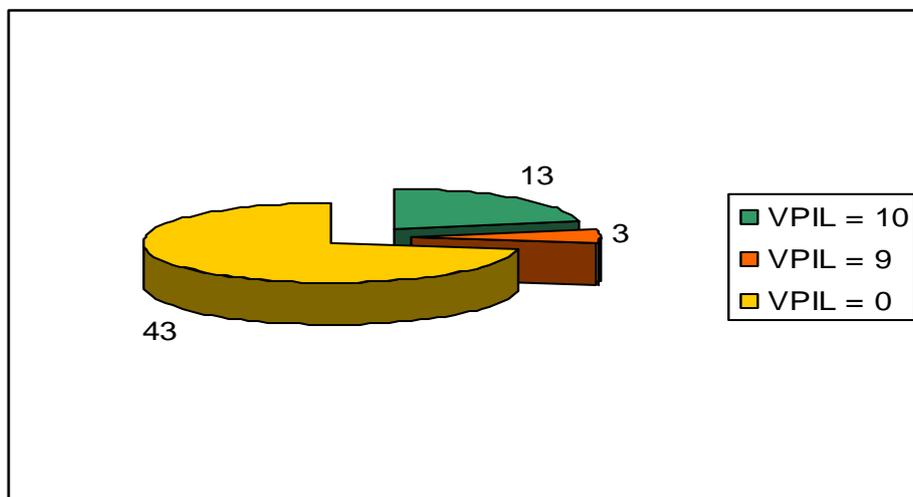


Figure V.9: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Piles

V.7.4. Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique De L'infrastructure Des Ponts:

V.7.4.1. Présentation Des Résultats:

Les Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique de l'infrastructure des 59 ponts, sont résumés dans le tableau V.9.

Vulnérabilité	V=25	V=24	V=20	V=19	V=15	V=14	V=10
Nombre de ponts	12	2	1	1	37	1	5
Pourcentage	20,34%	3,38%	1,71%	1,71%	62,72%	1,71%	8,45%

Tableau V.9: Valeurs Calculées De La Vulnérabilité De L'infrastructure Des 59 Ponts

Ces résultats sont également illustrés par la figure V.10.

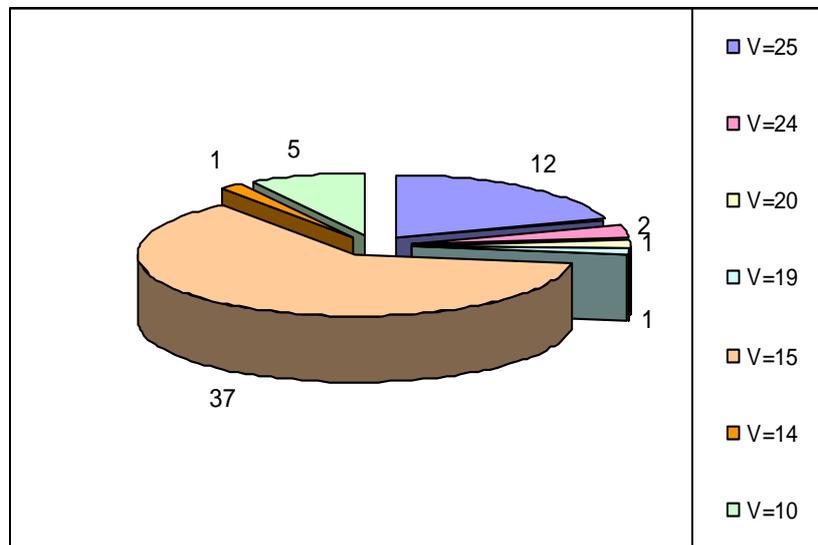


Figure V.10: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique De L'infrastructure Des Ponts

V.7.4.2. Discussion Des Résultats Trouvés:

La variation de la valeur de la vulnérabilité de l'infrastructure entre **25** et **10**, est certainement dûe à:

- √ La diversité de la note attribuée à la vulnérabilité des piles calculée précédemment,
- √ La valeur de la poussée des eaux sur les piles "AV",
- √ Et à la vulnérabilité du sol à la liquéfaction "LV", prise égale à **5** dans l'absence de données relatives à l'aléa liquéfaction.

Tel que donné par la IV.9, la somme de ces trois valeurs nous donne la vulnérabilité sismique de l'infrastructure :

$$V_{inf} = V_{PIL} + AV + LV$$

Afin de faciliter l'exploitation des résultats trouvés, on considère que:

Les ponts qui ont une valeur calculée de la vulnérabilité de l'infrastructure égale à **24** et **25**, sont regroupés dans un même groupe,

Ceux dont la valeur calculée de la vulnérabilité de l'infrastructure est égale à **20** et **19**, sont regroupés dans un deuxième groupe,

Ceux dont la valeur calculée de la vulnérabilité de l'infrastructure est égale à **14** et **15**, sont regroupés dans un troisième groupe,

Enfin, ceux dont la valeur calculée de la vulnérabilité de l'infrastructure est égale à **10**, forment le dernier groupe.

On obtient ainsi les résultats finaux représentés par le tableau V.10.

Groupe de vulnérabilité	24 ÷ 25	19 ÷ 20	14 ÷ 15	10
Nombre de ponts	14	2	38	5
Pourcentage	23,72%	3,42%	64,43%	8,45%

Tableau V.10: Valeurs Simplifiées De La Vulnérabilité De L'infrastructure Des 59 Ponts

Les constatations qu'on peut faire, après cette simplification portée sur les valeurs calculées de la vulnérabilité de l'infrastructure des 59 ponts sont les suivantes:

√ La majorité des **59** ponts **64,43%** ont une vulnérabilité de l'infrastructure moyenne.

En effet, si on considère les deux valeurs, maximale de **25**, et minimale égale à **10**, on peut admettre qu'une vulnérabilité de **14 à 15** est moyenne. Ceci signifie que les dits ponts présentent dans l'ensemble une moyenne vulnérabilité sismique de leurs infrastructures.

Ces résultats semblent d'ailleurs logiques, car tel que cité plus haut, les semelles et les piles des ponts, édifiés après apparition du règlement parasismique Algérien et application de ces recommandations aussi bien en phase de conception que de réalisation, sont dimensionnées de manière à résister aux actions sismiques.

√ **23,72%** des **59** ponts ont une haute vulnérabilité de l'infrastructure.

√ **8,45%** des **59** ponts ont une faible vulnérabilité de l'infrastructure.

√ On peut considérer que les **3,42%** restants ont une moyenne à haute vulnérabilité de l'infrastructure.

La figure V.11 illustre les résultats simplifiés de cette évaluation.

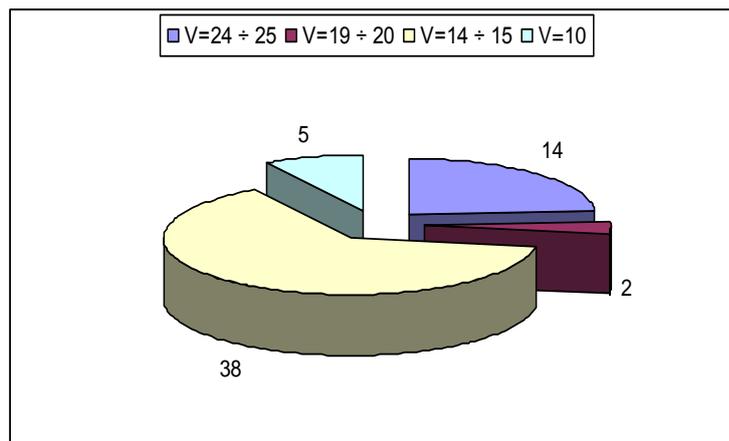


Figure V.11: Résultats Simplifiés De L'évaluation De La V.S De L'infrastructure Des Ponts

V.7.5. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique de la superstructure des ponts:

V.7.5.1. Présentation Des Résultats:

Les Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique de la superstructure des **59** ponts, illustrés par la figure V.12, montrent que **100%** des ponts soit **59/59** ont une vulnérabilité sismique de leurs superstructures égale à **10**.

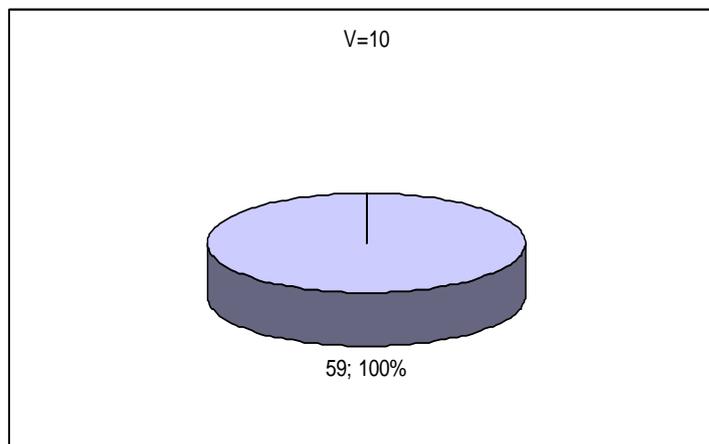


Figure V.12: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique De La Superstructure Des Ponts

V.7.5.2. Discussion Des Résultats Trouvés:

Ce résultat s'explique par le fait que la vulnérabilité de la superstructure du pont est prise égale à la valeur maximale entre celle de la vulnérabilité dans le sens longitudinal et celle dans le sens transversal du pont, tel que montré par l'organigramme de calcul donné en figure IV.9 du chapitre précédent. Etant donné que les **59** ponts considérés par l'évaluation ont une vulnérabilité dans le sens transversal de **10**, qui est la valeur maximale, il en ressort donc, que la vulnérabilité de la superstructure est elle aussi égale à **10**. Comparée donc à la vulnérabilité de leurs infrastructures, qui s'avère moyenne, nos **59** ponts présentent une vulnérabilité de leurs superstructures qu'on pourrait qualifier de "**haute**".

La méthode "*NYSDOT*", se montre dans ce cas plutôt prudente, mais ceci est au profit de la sécurité structurale des ponts évalués.

V.7.6. Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique générale:**V.7.6.1. Présentation Des Résultats:**

Les Résultats de l'évaluation de la vulnérabilité sismique générale des **59** ponts, illustrés par la figure V.13 et regroupés dans le tableau V.11, montrent que:

√ **20,34%** soit **12** ponts/59 leur est attribuée une vulnérabilité sismique de **25**.

√ **3,38%** soit **2** ponts/59 leur est attribuée une vulnérabilité sismique de **24**.

√ **1,71%** soit **1** pont/59 lui est attribuée une vulnérabilité sismique de **20**.

√ **1,71%** également soit **1** pont/59 lui est attribuée une vulnérabilité sismique de **19**.

√ **62,7%** soit **37** ponts/59 leur est attribuée une vulnérabilité sismique de **15**.

√ **1,71%** soit **1** pont/59 lui est attribué une vulnérabilité sismique de **14**.

√ **8,45%** soit **5** ponts/59 leur est attribuée une vulnérabilité sismique de **10**.

Ces résultats sont résumés dans le tableau V.10.

Vulnérabilité Générale	25	24	20	19	15	14	10
Nombre De Ponts	12	2	1	1	37	1	5
Pourcentage	20,34	3,38	1,71	1,71	62,7	1,71	8,45

Tableau V.11: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Générale Des Ponts

V.7.6.2. Observations Et Constatations:

La principale observation qu'on peut faire sur ces résultats, est que ces derniers sont les mêmes que ceux obtenus pour la vulnérabilité de l'infrastructure.

En effet, la vulnérabilité sismique générale du pont, prend en compte aussi bien celle de la superstructure que celle de l'infrastructure. La valeur maximale est considérée comme étant celle du pont. Tout comme nous avons procédé pour la vulnérabilité de l'infrastructure, nous porterons une correction sur ces valeurs calculées de la vulnérabilité sismique générale, et ce dans le but de les rendre plus simples à exploiter.

En prenant en compte la majoration de la vulnérabilité calculée, due à la valeur "AV", correspondant à la successibilité du sol à se liquéfier, qui rappelons le, peut être nulle au lieu de la valeur 5, prise par la méthode dans le cas d'absence d'avis géotechnique sur le potentiel de liquéfaction du sol. On pourra donc considérer que:

CHAPITRE V : Présentation Et Discussion Des Résultats

- √ Les ponts qui ont une valeur calculée de la vulnérabilité sismique générale égale à **24** et **25** sont regroupés dans un même groupe,
- √ Ceux dont la valeur calculée de la vulnérabilité sismique générale est égale à **14, 15, 19** et **20**, sont regroupés dans un deuxième groupe,
- √ Enfin, ceux dont la valeur calculée de la vulnérabilité sismique générale est égale à **10**, forment le dernier groupe. On obtient ainsi les résultats finaux représentés par le tableau V.12

Groupe de vulnérabilité	24, 25	14, 15, 19,20	10
Nombre de ponts	14	40	5
Pourcentage %	23,72	67,85	8,45

Tableau V.12: Valeurs Simplifiées De La Vulnérabilité Sismique Générale Des 59 Ponts

Les constatations qu'on peut faire, après cette simplification apportée sur les valeurs calculées de la vulnérabilité sismique générale des **59** ponts sont les suivantes:

- √ La majorité des ponts, plus de **67%** ont une vulnérabilité **sismique moyenne**,
- √ Près de **20%** peuvent être considérés comme ayant une **grande vulnérabilité sismique**,
- √ Moins de **9%** ont une **faible vulnérabilité sismique**.

Ces constatations sont confirmées par les résultats obtenus lors du calcul du score de classification, ci-dessous présentés. La figure V.13, illustre ces résultats.

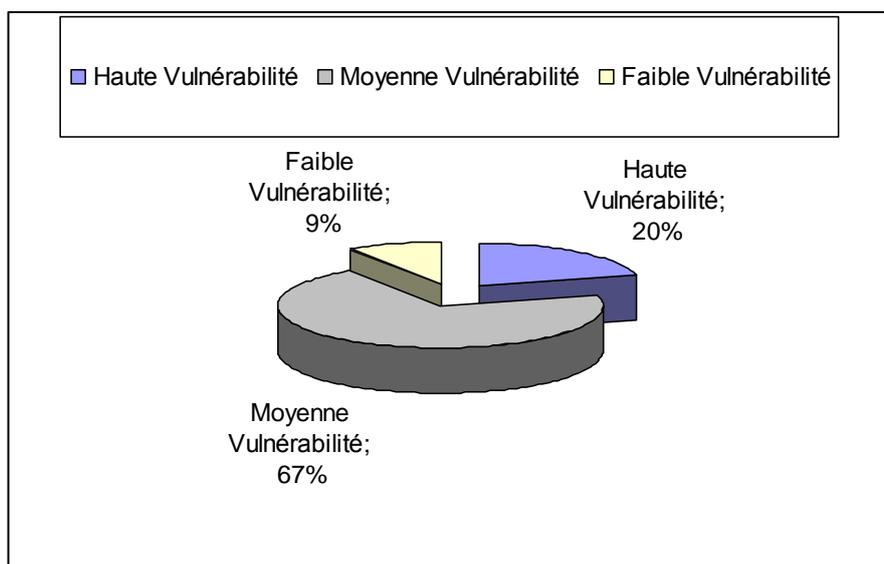


Figure V.13: Résultats De L'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Générale Des Ponts

V.7.7. Résultats Du Calcul Du Score De Classification Des Ponts:

V.7.7.1. Présentation Des Résultats:

Après l'évaluation des vulnérabilités dans le sens transversal, longitudinal, celle des piles, celle de l'infrastructure, celle de la superstructure et de la vulnérabilité générale des 59 ponts, vient la dernière étape dans la méthode "NYSDOT", qui est celle du calcul du score de classification du pont. C'est l'étape la plus importante, puisque c'est à partir du score de classification calculé, qu'on pourra assigner à chaque pont une classe de vulnérabilité spécifique. Tel que expliqué dans le chapitre précédent, ce score est pour chaque pont, égal au produit de sa vulnérabilité (**V**) et de l'aléa sismique (**E**). Ce dernier fait intervenir le coefficient de site considéré.

Suite à l'exécution du programme de calcul, les résultats obtenus pour ce score sont représentés par la figure V.14, qui montre que:

√ **18,63%** soient **11** ponts ont une grande une classe de vulnérabilité: **CS > 70**.

√ **72,88%** soient **43** ponts ont une moyenne une classe de vulnérabilité: **30 CS < 70**.

√ Et **8,47%** soient **5** ponts ont une faible une classe de vulnérabilité: **CS < 30**.

Ces résultats confirment effectivement ceux trouvés pour la vulnérabilité générale des ponts.

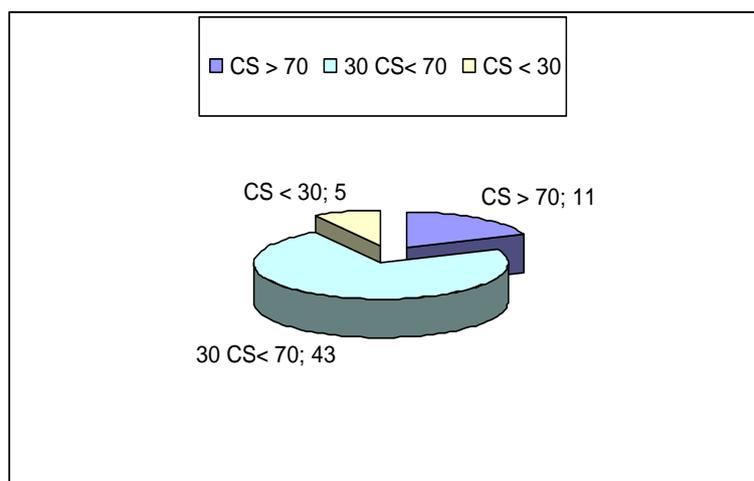


Figure V.14: Résultats Du Calcul Du Score De Classification Des Ponts

V.8. conclusion et recommandations:

CHAPITRE V : Présentation Et Discussion Des Résultats

Ces résultats qui confirment effectivement ceux trouvés dans l'étape précédente, serviront d'outil de gestion des ponts pour les quels la vulnérabilité sismique a été évaluée.

En effet, pour chacun de ces **59** ponts, une recommandation est prescrite selon la classe de vulnérabilité attribuée. Cette recommandation se rattache à l'action d'intervention à entreprendre sur le pont concerné. On distingue trois recommandations selon la classe de vulnérabilité assignée; à savoir:

√ Remplacement total ou partiel envisageable avec renforcement recommandé, pour le cas d'une **haute classe** de vulnérabilité,

√ Entretien régulier nécessaire avec réparation des éléments dégradés de l'ouvrage, pour le cas d'une **moyenne classe** de vulnérabilité,

√ Entretien conseillé, pour le cas d'une **faible classe** de vulnérabilité.

Ces recommandations sont données par le tableau V.13.

Cependant, l'évaluation de la vulnérabilité du sol à un phénomène induit par le séisme, dont la liquéfaction de sol, est d'une importance capitale. En effet, la faible ou la moyenne vulnérabilité structurale des 9% et des 67%, respectivement des ponts étudiés, ne met nullement ces derniers en dehors du danger d'effondrement total ou de perte d'appui engendrés par une liquéfaction de leurs sols d'assise. A cet effet, l'évaluation du potentiel de liquéfaction de sol d'un échantillon de cinq ponts, est traitée dans le chapitre suivant.

N°	DESIGNATION	Classe De Vulnérabilité	RECOMMANDATION
01	PONT SUR OUED-FODDA	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
03	PONT SUR RAIL	Faible	Entretien conseillé
04	PASSAGE SUPERIEUR.	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
06	PONT SUR TSIGHAOUAT	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.
07	PASSAGE INFERIEUR.	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée
11	PONT SUR RAIL	Faible	Entretien conseillé
12	PONT SUR O. SLY	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.
13	PONT SUR O. TAFLOUT	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.

14	PONT SOUS O. TOUCHATT	//	//
15	PONT SUR RAIL	Faible	Entretien conseillé
17	PONT SUR O. MELLAH	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
18	PONT SUR O. RIB EL HAMRA	//	//
20	PONT SUR O. SEFFAH	//	//
21	PONT SUR O. GHOZLANE	//	//
22	PONT SUR O. ZEBOUDJ	//	//
23	PONT SUR O. TARZOULT	//	//
24	PONT SUR O. DESBES	//	//
25	PONT SUR O. SIDI CHEIKH	//	//
28	PONT SUR O. ERRIS	//	//
32	PONT SUR O. BOUKHALFA	//	//
33	PONT SUR O. EL GUELTA	//	//
34	PONT SUR O. AIDANE	//	//
38	PONT SUR O. TARDJILLETTE	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.
40	PONT SUR O. TIGHEZA	//	//
42	PONT SUR O. MILDOU	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
44	PONT SUR O. SOUK EL KHEDEME	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.
46	PONT SUR O. MEGTAH SOUAFEH	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
48	PONT SUR O. OUTAR	//	//
50	PONT SUR O. MENTRACHE	//	//
52	PONT SUR O. GOUSSINE	//	//
53	PONT SUR O. BOUCHERAL	//	//
55	PONT SUR O. ALLALA	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.

58	PONT SUR O.ALLALA	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
60	PONT SUR O. CHEGGA	//	//
61	PONT SUR O.WAHRAN	//	//
62	PONT SUR O.WAHRAN	//	//
63	PONT SUR O.WAHRAN	//	//
66	PONT SUR O. CHELIF	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.
67	PONT SUR RAIL	Faible	Entretien conseillé
68	PONT SUR O.TILERT	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
69	PONT SUR O. TSIGHAOUT	//	//
70	PONT SUR O.WAHRAN	//	//
71	PONT SUR O. RASS	//	//
74	PONT SUR O. CHELIFF	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.
79	PONT SUR O.TARZOULT	//	//
80	PONT SUR O. CHELIFF	//	//
82	PONT SUR O. SLY	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
83	EVITEMENT OUEST	//	//
84	EVITEMENT EST 1	Haute	Remplacement total ou partiel envisageable. Renforcement recommandé.
85	EVITEMENT EST 2	//	//
95	PONT SUR O.HAMLIL	Moyenne	Entretien régulier nécessaire Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage recommandée.
100	PONT SUR O. FODDA	//	//
103	PONT SUR O. ALLALA	//	//
105	PONT SUR O. ALLALA	//	//
108	PONT SUR O. ALLALA	//	//
109	PONT SUR O.BENARIA	//	//

CHAPITRE V : Présentation Et Discussion Des Résultats

110	PONT SUR O.BOUKHANSOUS	//	//
111	PONT SUR O.CHELIF	//A	//
112	PONT SUR RAIL	Faible	Entretien conseillé

Tableau V.13: Recommandations Prescrites Selon La Classe De Vulnérabilité Evaluée.

CHAPITRE IV

METHODOLOGIE D'EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES PONTS

IV.1. Introduction

La méthodologie adoptée dans cette étude pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la wilaya de Chlef, repose sur une démarche hiérarchique, dont les étapes entreprises sont les suivantes :

Recensement des ponts situés sur RN et CW, collecte des données des ponts étudiés, établissement de l'inventaire contenant toutes les données structurales des ponts recensés, leur classement selon les différentes typologies, l'examen des dossiers d'exécution (plans) lorsque existants avec l'inspections visuelle d'un échantillon d'ouvrage et enfin l'évaluation de la vulnérabilité sismique pour chaque pont par application de la méthode « *NYSDOT* » dont nous avons procédé à sa programmation afin de pouvoir évaluer la vulnérabilité sismique d'un nombre important de ponts.

A l'issu des résultats trouvés, des recommandations relatives aux types d'interventions à entreprendre sur les ponts, sont prescrites.

IV.2. Plan de travail entrepris

► Collecte de l'information disponible sur les ponts situés sur RN et CW. Les ponts sur CC ne sont pas considérés par l'étude vue la diversité des accès dans le réseau routier communal. D'autre part, la défaillance, la rupture ou l'effondrement d'un pont sur un C.C, n'a pas de conséquences importantes aussi bien sur la circulation que sur le développement économique de la région frappée par un évènement sismique.

Cette donnée de base est demandée auprès des services de la DTP, les STP, dont chacune couvre le territoire de plusieurs collectivités locales (communes) et assure le suivi, la surveillance et l'entretien des ponts situés sur le territoire lui afférent.

Un itinéraire de **304** Km de route nationales et de **560** Km de chemin de wilaya, ce qui donne en total **864** Km, est traversé. Une carte du réseau routier qui schématise les différentes RN et CW existants, est représentée par la figure IV.2. Au total, 71 ponts sur RN et 41 sur CW ont été recensés. Ce qui fait un total de **112** ponts de différentes configurations structurales, géométriques et typologiques.

► Etablissement de l'inventaire des ponts formant le parc des ouvrages de franchissement de la wilaya de Chlef. L'information concerne la localisation, l'année de construction, le ou les matériaux de construction, les dimensions géométriques...etc. L'exploitation de cet inventaire nous a permis de:

√ Classifier les ponts recensés dans sept classes typologiques (catégories sismiques),

- √ Etablir la distribution de ces ponts selon le matériau de construction,
- √ Etablir la distribution des ponts mixtes selon le matériau de construction de l'infrastructure et de la superstructure; ou chaque catégorie comporte plusieurs sous catégories selon les combinaisons de matériaux existantes,
- √ Voir l'évolution du parc de pont dans la wilaya de Chlef,
- √ Evaluer la moyenne d'age des ponts recensés.

Le recensement et le traitement des données s'appuient sur :

- √ Une approche informatique à partir des bases de données existantes,
- √ Une approche manuelle, à partir des dossiers d'ouvrages quand ils existent, pour les données non accessibles dans les bases de données,
- √ Une visite sur le terrain pour les ouvrages dont les dossiers sont non suffisamment renseignés. L'inventaire établi est donné en annexe A.

► Classement des ponts recensés suivant les différentes typologies existantes.

Selon les spécifications de la méthode "*NYSDOT*", relatives aux classes typologiques traitées par la méthode, on peut classer ce portefeuille de pont en sept typologies:

- √ Ponts à travée unique (indépendante),
- √ Ponts à poutres continues (hyperstatiques),
- √ Ponts à travées multiples simplement appuyées (isostatiques),
- √ Pont rail,
- √ Pont arc,
- √ Pont cadre,
- √ Pont en maçonnerie.

Les quatre dernières typologies ne rentrant guère dans l'envergure de la méthode "*NYSDOT*". L'annexe B donne la typologie de chaque pont recensé.

► Consultation des dossiers d'exécution (plans, note de calcul, cahiers de chantier, procès verbal de réunion et de séances de travail, dossiers géotechniques, rapports d'expertise, fiche de forage des pieux...), lorsque existants. Cette consultation a pour but de réunir le maximum d'informations relatives à l'ouvrage étudié.

► Inspection sommaire de l'ouvrage : Il s'agit d'une visite permettant de détecter sommairement les pathologies et les anomalies majeures que présente le pont, d'avoir un constat de situation actuelle, lorsque possible, d'effectuer certaines mesures telle que la largeur d'assise des poutres, de façon générale de faire un diagnostic à celui-ci. Pour cela, il est pratiquement très difficile et très coûteux d'expertiser individuellement chaque pont. La procédure poursuivie consiste à effectuer un sondage dit statistique, c'est-à-dire réaliser un

échantillonnage des différents types de pont, afin de réduire le nombre des expertises à effectuer. Quelques exemples des photographies rencontrées, sont donnés en annexe C.

► Evaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages par application de la méthode d'évaluation choisie. A cet effet, les résultats de l'application de la méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique pour les 59 ponts sont présentés et commentés dans le chapitre V.

► Choix des ouvrages les plus vulnérables nécessitant une évaluation sismique détaillée. Cette dernière étape ne faisant guère l'objet de notre travail ne sera donc pas effectuée dans la présente étude. Néanmoins, nous donnons des recommandations nécessaires au maintien en état de service des ouvrages en question. Ces recommandations se rattachent à la proposition des solutions adéquates selon le degré de vulnérabilité évalué. Ces solutions peuvent porter sur le:

- Remplacement total ou partiel de la structure,
- Renforcement de l'ouvrage.
- Réparation des éléments dégradés de l'ouvrage.
- Entretien régulier de l'ouvrage.

De manière générale, la procédure de collecte de l'information relative à chaque pont, est illustrée par la figure IV.1.

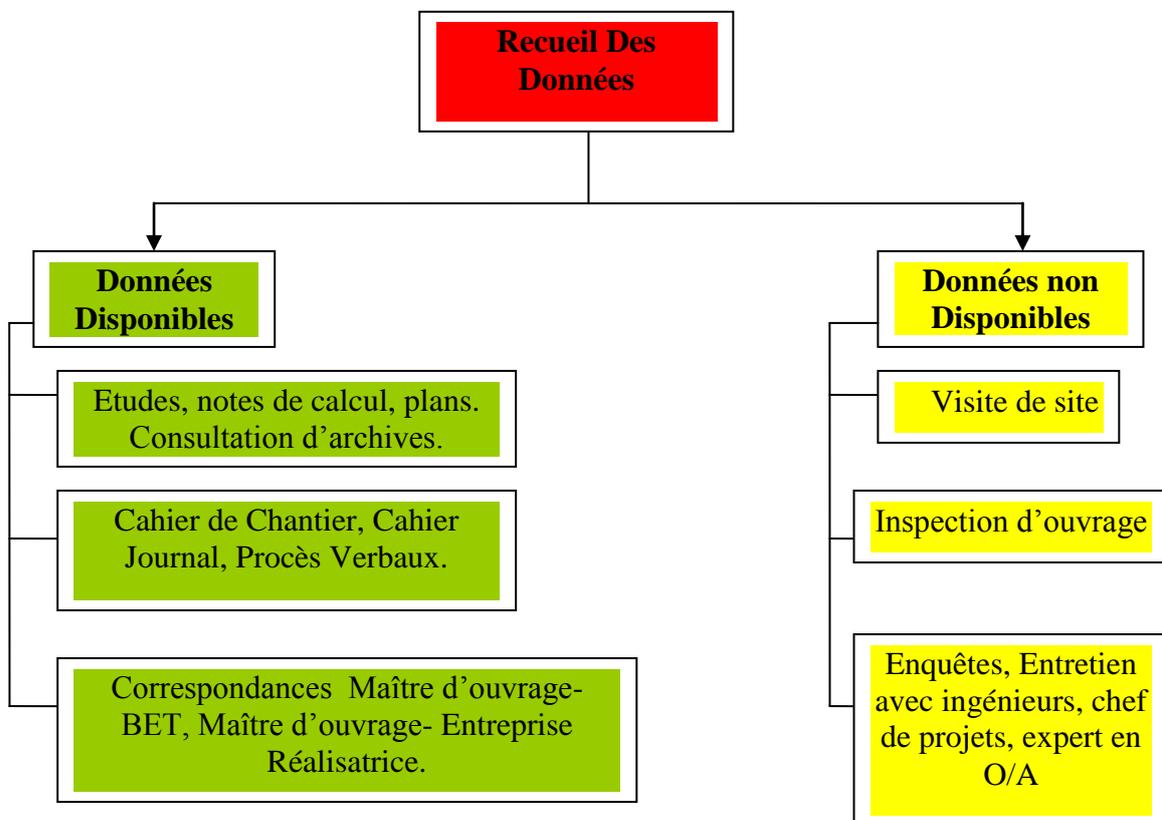
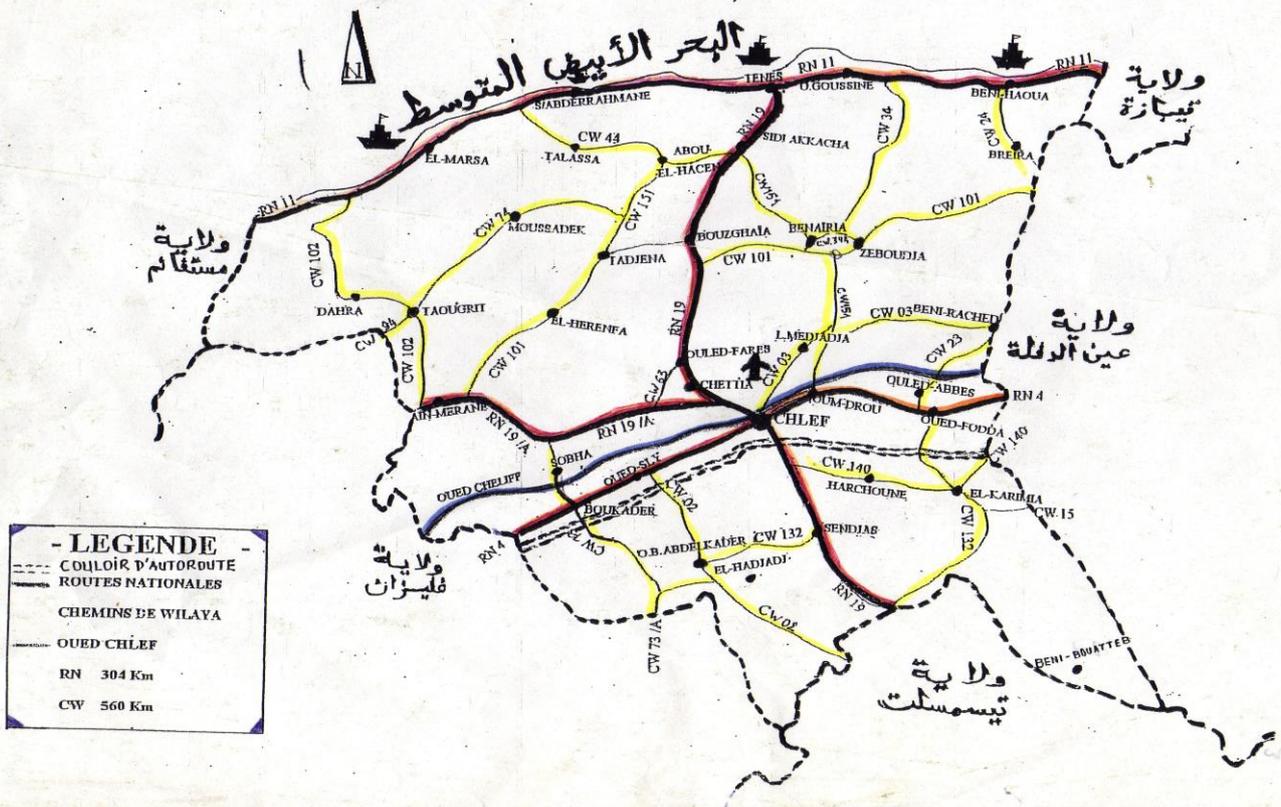


Figure IV.1: Procédure De Collecte De L'information.

ولاية الشلف



FigureIV.2: Réseau Routier (RN-CW) de la wilaya de Chlef

IV.3. Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts Recensés

IV.3.1. Justification Du Choix De La Méthode

La méthode choisie pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts dans la présente étude, est la méthode *NYSDOT-2004*, dont l'algorithme de classification est donné par la figure III.5. Ce choix repose essentiellement sur la simplicité de l'application de cette méthode par rapport aux autres méthodes d'évaluation. En effet, à travers l'étude des méthodes exposées en chapitre III, on peut constater que chacune d'elle nécessite la disponibilité de certains critères et certaines conditions particulières et propres à chacune d'elles.

Notons que les méthodes Canadiennes sont établies en concordances avec les spécifications du CNBC, dont plusieurs paramètres sont différents à ceux considérés par le règlement parasismique Algérien. De même la méthode *SISMOA*, développée en France, offre une approche probabiliste intéressante mais non adaptée à d'autres contextes vu l'aléa sismique Français caractérisé par une sismicité faible à modérée. Pour ce qui est des méthodes basées sur un outil informatique, telle que la méthode *HAZUS99*, leurs application seraient d'un intérêt remarquable en matière de vérification et comparaison des résultats obtenus, ou pour valider une méthode développée. Pour notre cas et vu l'absence des détails, parfois, relatifs à la structure, ou à la géologie des couches du sol d'assise de chacun des ponts recensés, nos seules sources d'information étant l'expertise visuelle et l'examen du dossier d'exécution, lorsque existant, nous renseignant sur les détails nécessaires. Malheureusement, la disponibilité de ce document est souvent rare, ce qui nous conduit à appliquer d'une méthode simple et non exigeante en matière de données, telle que la méthode *NYSDOT-2004*, qui reste, dans un cas pareil, un choix stratégique.

IV.3.2. Contraintes Et Simplifications Apportées

La méthode *NYSDOT-2004*, est une méthode probabiliste, qui s'appuie essentiellement sur le concept de jugement d'expert, à partir des constatations visuelles, de l'état actuel de la structure, des différentes dégradations, des cas pathologiques qu'elle présente, des modes de rupture potentiels et de la susceptibilité du sol à se liquéfier. Elle nécessite donc, le recours aux avis techniques des experts dans l'art de la construction des ponts. Dans cette investigation, nous avons eu la chance de rencontrer et de demander l'avis de certains pratiquants chevronnés du métier, dont des ingénieurs principaux et d'anciens chefs des projets qui ont exercé ce métier pendant plus d'un quart de siècle, des Ingénieurs chefs de mission auprès du CTTTP, chargés du suivi et du contrôle de plusieurs ponts réalisés

et en cours de réalisation à travers le territoire national et des experts Algériens et étrangers qui ont fait l'expertise de plusieurs ponts dans la wilaya de Chlef au cours de l'année 2009, ce qui coïncidait avec la période de notre étude.

Toutefois, durant notre travail, des contraintes ont entravé notre chemin. Ces contraintes se rattachent principalement à:

IV.3.2.1. La Base Des Données

L'accès aux données et à toute autre information nécessaire à ce type d'étude (données relatives à la structure, plans de ferrailage, données géotechniques, code de dimensionnement utilisé lors de l'étude ...) est souvent très difficile.

Il nous a fallu donc chercher dans les archives de l'administration concernée (DTP Chlef), et demander avis aux plus anciens ingénieurs ainsi que ceux déjà retraités de cet organisme.

Notre campagne de collecte des informations s'est étendue jusqu'à d'autres organismes tels que le LCTP, le CTC et le CTTP\Alger. Les données géotechniques recueillies proviennent des archives du bureau des ouvrages d'art du service de développement des infrastructures de base de la DTP. Elles sont de deux types : Celles provenant d'essais effectués sur le terrain et Celles provenant d'essais effectués au laboratoire. Les deux types d'essais sont élaborés par l'organisme chargé de l'étude géotechnique qui est généralement le LCTP.

Pour le premier type, on retrouve les essais les plus fréquemment utilisés dans le domaine, tel que l'essai STP, le CPT, la reconnaissance géophysique par sismique réfraction permettant de calculer la vitesse de propagation de l'onde sismique (V_s).

Les essais effectués en laboratoire sont ceux connus et largement pratiqués en mécanique des sols tels que : granulométrie, mesure de densité (humide, sèche...), degré de saturation, teneur en eau, limites d'Atterberg, indice de plasticité...etc.

Au total, les résultats de plus de 250 essais ont été consultés durant cette étude dont nous avons bénéficié de quelque uns pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols de fondation des cinq ponts choisis afin de pouvoir estimer leur vulnérabilité à la liquéfaction.

Toute fois, il aurait été fort souhaitable d'effectuer des sondages près des appuis des ponts concernés par l'évaluation de la vulnérabilité sismique dans cette étude. Ces sondages nous auraient permis de déterminer les conditions géologiques et géotechniques auxquelles ces ouvrages sont exposés et de ce fait évaluer le potentiel de liquéfaction des sols sur lesquels ils sont fondés. Cependant, de tels essais nécessitent des moyens financiers et matériels importants dont nous ne disposons pas, ce qui nous a contraints de nous contenter d'exploiter les données disponibles.

D'autre part, étudier la vulnérabilité sismique d'un parc de ponts constitué de plus de cents ouvrages, signifie devoir consulter voir étudier les dossiers et documents d'archive d'un nombre important d'ouvrages ainsi qu'une variété de type de structures (maçonnerie, béton armé, béton précontraint, charpente métallique, mixte). Malheureusement les services de la DTP n'ont pu préserver dans leurs archives les documents nécessaires pour chacun des ouvrages existant sur le territoire de la wilaya de Chlef, (dont les années de construction s'étendent de 1829 à nos jours). Notons ici que le séisme de 1980, les évènements de 1988 et les crues de 2001 qu'a connu la wilaya, ont causé la perte d'une importante part de ces archives. Ceci nous a contraint à compléter les données non disponibles par déduction et dans certains cas à en supposer certaines caractéristiques selon le contexte, la typologie, l'année de construction...etc. A titre d'exemple, pour un pont construit avant 1900 et dont les données relatives à l'infrastructure ne sont pas disponibles, on peut admettre selon la nature du sol de fondation que ces dernières sont semi profondes (puits) en béton, armées d'acier rond lisse (puisque l'utilisation de l'acier à haute adhérence n'était pas encore connue à cette époque) pour un sol meuble ou à faible résistance. Dans le cas d'un sol rocheux ou ferme, une déduction logique nous mène à constater qu'il s'agit de fondations superficielles.

IV.3.2.2 Les Moyens Mis En Œuvre

Les visites sur site pour l'inspection, le diagnostique, le constat de situation actuelle et la relève les détails relatifs à la structure du pont, lesquels sont souvent perdus du dossier technique s'il existe, voir inexistant pour les ponts construits avant 1980, sont coûteuses de différents point de vu; dont les plus important:

√ **Moyens matériels:** ces visites nécessitent un moyen de transport, des appareillages et des outils, un appareil photographique ou caméscope, des moyens d'inspection telle qu'une nacelle (positive et négative)...

√ **Moyens humains:** elles nécessitent la présence d'un personnel technique souvent qualifié, d'un collaborateur et d'un chauffeur.

√ **Financement des visites:** elles nécessitent aussi la prise en charge du personnel, leur rémunération ainsi que les frais de location d'appareillage ou d'achat d'outil.

√ **Temps:** l'étendu du réseau routier de la wilaya (**864 Km**), nécessite une campagne de plusieurs semaines, voir même de plusieurs mois, ce qui rend l'investigation coûteuse en terme de temps.

En raison de l'ensemble des points sur cités, nous avons procédé à quelques simplifications dans l'application de la méthode, telle que la réduction du nombre d'ouvrages

expertisés. Cependant, l'unique modification apportée sur la méthode dans un contexte de calcul, concerne les valeurs du coefficient de site, puisque, la méthode adopte les coefficients de site donnés par le règlement parasismique Américain, et propre au site de New York. Afin de permettre son application aux sites de la région de Chlef, nous avons considéré les coefficients donnés par le règlement parasismique Algérien.

Le tableau IV.1 donne les valeurs du coefficient de site adoptés par le règlement parasismique Algérien et ceux adoptés par la méthode.

Règlement Parasismique	Site rocheux S1	Site ferme S2	Site meuble S3	Site très meuble S4	/
Algérien	1	1,1	1,2	1,3	/
Coefficients De Site Adoptés Par La Méthode.	Sol classe A Roc sain	Sol classe B Roc	Sol classe C Sol très compact ou roc fracturé	Sol classe D Sol raid	Sol classe E Sol argileux ou argile molle
	0,8	1	1,67	2,28	3,41

Tableau IV.1: Valeurs adoptées pour le coefficient de site par les règlements Algérien et la méthode « NYSDOT-2004 »

IV.3.3. Principe De La Méthode NYSDOT-2004:

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts par la méthode *NYSDOT-2004* comprend trois étapes: La sélection, le classement et enfin l'attribution d'un score qui renseigne et donne un avis sur le niveau de vulnérabilité sismique du pont.

La sélection d'un pont : Consiste en sa classification dans l'un des quatre groupes de vulnérabilité sismique définis par la méthode, et cela sur la base de sa configuration structurale.

La classification d'un pont : Implique de reconnaître les composants et les éléments vulnérables du pont et le potentiel de dommages relatifs à la liquéfaction du sol qui, en combinaison avec le type de sol, permet d'attribuer un score qui sert à classer le pont dans une faible, moyenne ou haute vulnérabilité.

La dernière étape consiste à identifier un mode de rupture potentiel pour les dommages structurels du pont: effondrement partiel, ou effondrement total et d'y attribuer une note.

Cette identification est implicitement intégrée dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique du pont suivant ses deux sens, transversal et longitudinal [39].

La procédure prévoit une évaluation qualitative, l'analyse détaillée n'est pas à effectuer.

Le but principal est de regrouper les structures par leur vulnérabilité face à un événement sismique pour déterminer si une action supplémentaire (renforcement ou remplacement du pont), est nécessaire.

IV.3.3.1. Etapes A Suivre

IV.3.3.1.1. Sélection Des Ponts

La sélection nécessite l'établissement d'un inventaire à partir du dépistage de l'ensemble du réseau routier de la wilaya. Ce travail constitue donc la première tâche à effectuer dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un portefeuille de pont constitué dans notre cas de l'ensemble des ponts de la wilaya de Chlef situés sur les trois routes nationales la franchissant et sur les CW à l'exception, tel que déjà expliqué, des ponts situés sur les CC, ainsi que des grands ouvrages d'art faisant part de l'autoroute Est-Ouest. Il est à souligner que ces derniers sont conçus pour zones sismiques et calculés suivant des normes et codes récents, ce qui laisse à supposer que leur vulnérabilité sismique est faible. Toutefois, Cela ne nous empêcherait de recommander leur étude, dans de futurs travaux.

Dans cette première étape, on décide si le pont est exclu de l'évaluation et qu'il est considéré comme non vulnérable. Dans le cas contraire, on procède à l'évaluation de sa vulnérabilité selon la procédure suivante:

√ Les ouvrages d'art tels que les ponts arcs, ponts à haubans, ponts suspendus, ponts rails, ponts mobiles et ponts cadres enjambant des voies expressives (RN), sont exclus de l'envergure de la méthode d'évaluation *NYS DOT*, mais nécessitent une évaluation spéciale et détaillée de leur l'intégrité structurelle.

D'une manière générale, l'algorithme de la méthode donné en chapitre III par la figure III.5, peut être interprété de manière pratique comme suit:

√ Au quatrième groupe de vulnérabilité, la méthode affecte les ponts à travée indépendante (travée unique) sans appareils d'appuis et dont le biais est inférieur à 20°. Ce sont des ponts à faible vulnérabilité sismique.

√ Au troisième groupe, sont affectés les ponts à poutres continues sauf si ils sont soutenus par des piles non renforcées. Dans ce dernier cas, ils seront affectés au groupe 2.

√ Au groupe 2, sont affectés les ponts à travées indépendantes ou à poutres continues avec des appuis fixes et avec un biais important, ou dont la superstructure est constituée d'un nombre de poutre inférieur ou égal à trois poutres, ou encore d'un treillis.

A ce même groupe, sont également affectés les ponts avec plusieurs travées et trois poutres ou moins simplement appuyées. Ces ponts représentent une vulnérabilité sismique forte à modérée.

√ Au groupe 1, la méthode affecte les ponts à poutres multiples simplement appuyées, si le pont à un angle biais important (compris entre 30° et 70°), ou que le tablier est constitué d'un nombre de poutre inférieur ou égal à trois ou d'un treillis.

IV.3.3.1.2. Classement Des Ponts

Cette tâche consiste en l'évaluation de la vulnérabilité de chaque pont recensé, en estimant la vulnérabilité de la superstructure et celle de l'infrastructure ainsi que la susceptibilité du sol à se liquéfier. La classe de vulnérabilité d'un pont est établie sur la base des notes d'évaluation de la vulnérabilité attribuées lors de l'étape précédente, qui est la somme des notes de probabilité de rupture et celles des conséquences. Cette dernière est basée sur le type de rupture que le pont peut subir. Le type de défaillance dépend de plusieurs paramètres, dont, le type d'appuis (piles et culées), les conditions aux appuis (fixation / simplement appuyé), la largeur de ces appuis (largeur minimale d'assise, N)...etc

Différents modes de rupture possibles sont pris en considération. La rupture par cisaillement ou par flexion des piles, le tassement de l'infrastructure, l'instabilité de l'ouvrage représentée par une importante déviation verticale résultant d'une perte d'appui, elle-même causée par une insuffisance des largeurs d'appuis.

Le type de liaison entre la superstructure et l'infrastructure, les appareils d'appuis, le type d'appuis, l'infrastructure et le sol sont examinés et un score de vulnérabilité est attribué en fonction de la sensibilité de ces éléments à l'endommagement pendant un événement sismique.

IV.3.3.1.3. Evaluation De La Vulnérabilité Suivant Les Sens Transversal Et Longitudinal

On désigne par (V_1), le taux de vulnérabilité maximal du pont suivant les deux sens transversal et longitudinal. Il prend la valeur de la note maximale attribuée à la vulnérabilité dans ces deux sens. (V_1), est obtenu à partir de la valeur maximale de la vulnérabilité de la structure à l'effondrement, ou à la perte d'appuis causée par le mouvement sismique dans le sens transversal V_T et dans le sens longitudinal V_L .

La méthode *NYS DOT* attribue automatiquement un score de vulnérabilité dans le sens transversal V_t de 5 ou de 10, selon le cas, aux appareils d'appuis, dont l'effondrement de la structure serait certainement dû à leur perte. Pour ce qui est du sens longitudinal, et comme on peut le constater, la longueur minimum requise des largeurs d'assise N des poutres, joue un rôle prépondérant dans le comportement longitudinal des ponts, et par conséquent dans l'évaluation de la vulnérabilité longitudinale V_L .

En effet, pendant le mouvement sismique, si cette largeur est non vérifiée ou insuffisante, une chute de travée pourrait être la conséquence d'un déplacement excessif du tablier, ce qui entraînerait la rupture du pont.

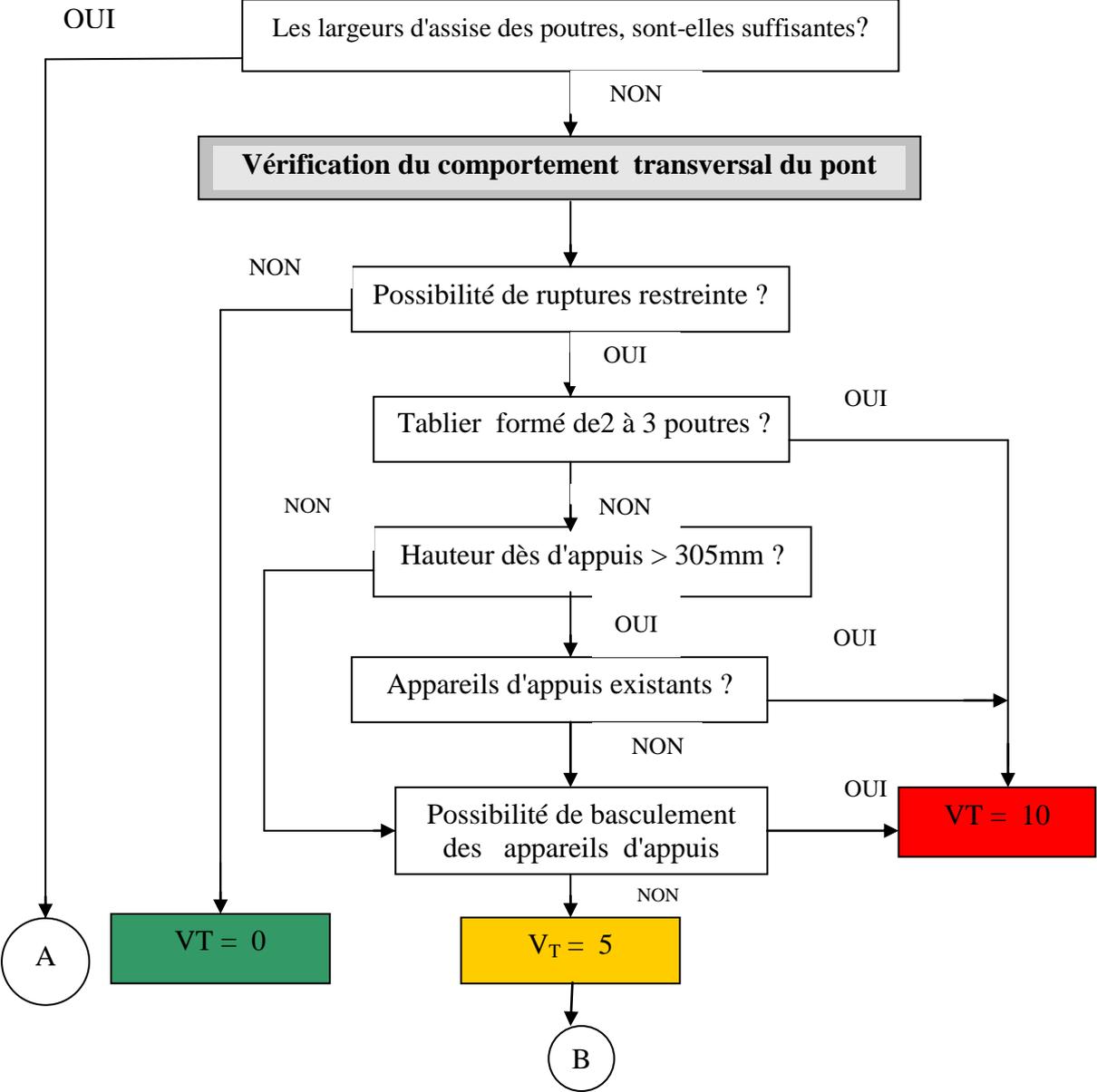
La figure IV.2 donne l'organigramme représentant la procédure d'évaluation de la vulnérabilité sismique du pont à l'effondrement ou à la perte d'appui, causée par le mouvement dans les sens transversal et longitudinal [40].

Comme on peut le constater, la procédure d'évaluation se base principalement sur un concept de jugement d'experts. Toute fois, et afin de pouvoir appliquer la méthode choisie pour l'évaluation d'un nombre important de pont; et d'exploiter ainsi au mieux les données collectées, nous avons procédé à la programmation de la méthode par l'établissement d'un programme de calcul en langage FORTRAN. Nous donnons ci-dessous en figures: IV.4, IV.5, IV.7, IV.9 et IV.10, successivement, les organigrammes des sous programmes de calcul de: La vulnérabilité transversale, longitudinale, de calcul de la largeur d'assise des poutres, la vulnérabilité des piles et le programme principal.

Notons ici, que les questions figurant dans la procédure d'évaluation proposée par la méthode, et dont la réponse relève uniquement de l'appréciation de l'évaluateur, ne sont pas reportées dans le programme, et ce afin d'éviter tout résultat portant des incertitudes sur l'estimation des modes de rupture probables et sur l'opinion formulée.

Les figures IV.3 et IV.4 ; la première représentant les étapes logiques d'évaluation proposée par la méthode, la seconde représentant l'organigramme du sous-programme établi dans cette investigation, illustrent cette simplification.

A titre d'exemple, la première question: Est-t-il possible que le pont subisse une rupture restreinte? Dont la réponse dépend essentiellement de l'appréciation des experts chargés de l'évaluation de la vulnérabilité du pont concerné, n'a pas été intégrée dans le programme de calcul, pour passer directement à la question suivante: Le tablier comporte t-il un nombre de poutres inférieur ou égal à 3.



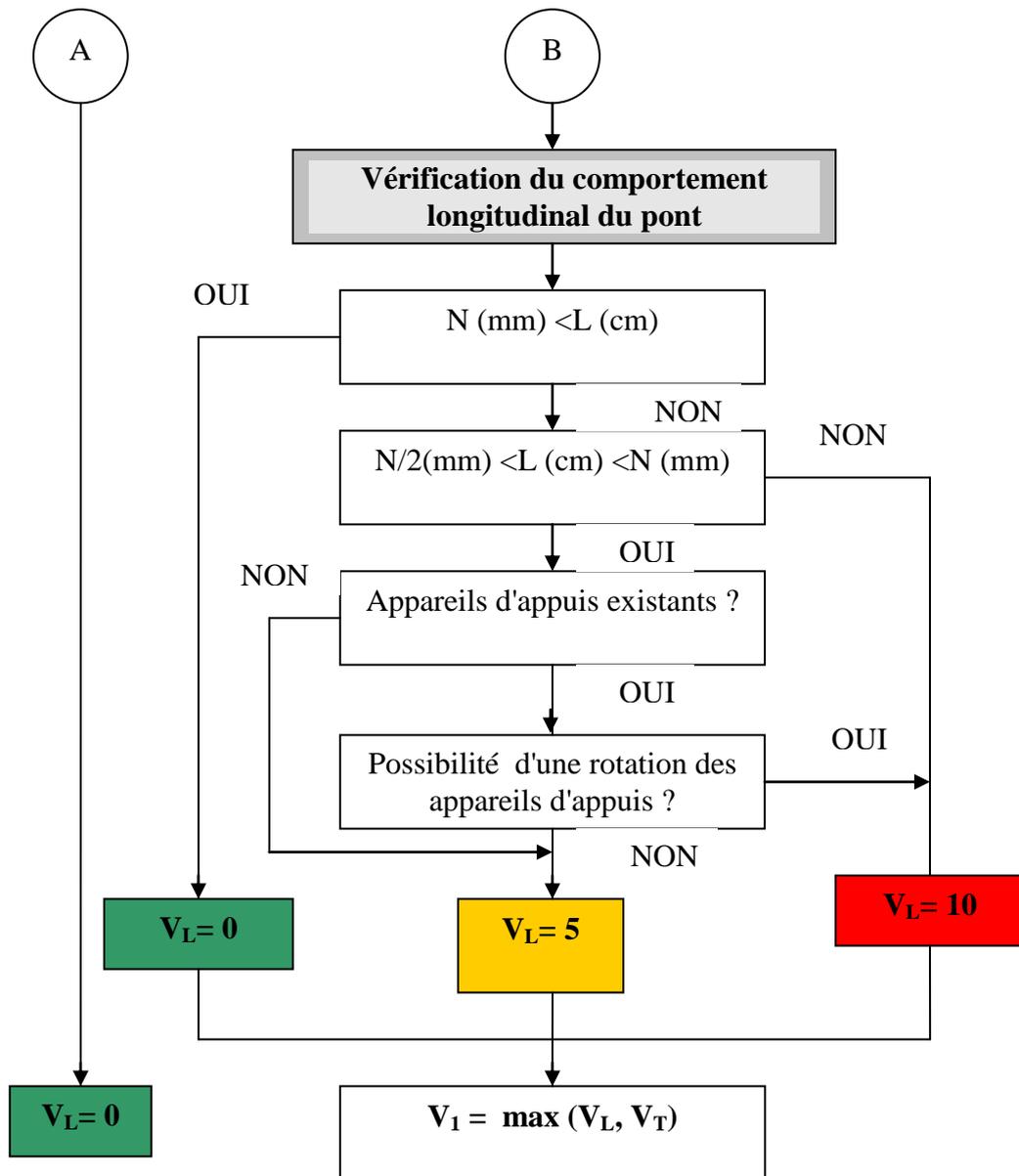


Figure IV.3: Etapes De Calcul De La Vulnérabilité Dans Les Sens Transversal Et Longitudinal [40].

IV.3.3.1.4. Introduction Des Données

Les données nécessaires à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts choisis dont le nombre est de 59 ponts, sont saisies dans un fichier de données, présenté en annexe D. Le nombre 59 des ponts pour lesquels l'évaluation est faite, est dû au fait que :

Les 22 ponts en maçonnerie, 17 ponts cadres, et un pont arc sortent de l'envergure de la méthode *NYS DOT*. De plus 13 ponts sont remplacés. Ce qui réduit le nombre de ponts de 112 à 59 ponts.

Le fichier comporte les données structurales et relatives au sol d'assise, suivantes:

Le numéro du pont désigné par "*N*" (permettant l'identification du pont sur l'annexe A),

La longueur totale du pont désignée par "*L*",

Le nombre de travées désigné par "*NT*",

La hauteur du gabarit désignée par "*H*",

L'angle du biais désigné par "*PHI*",

Le nombre de poutres si existantes désigné par "*NP*",

L'épaisseur des dèd d'appuis désignée par "*HD*",

L'existence des appareils d'appuis désignée par "*AA*" (1 si existants, 0 si non),

La valeur de la vulnérabilité attribuée à la poussée des eaux sur les piles, désignée par "*AV*" (5 si le pont traverse un oued, 0 si non),

La possibilité de torsion des appareils d'appuis désignée par "*PR*" (1 si possible, 0 si non),

La valeur du coefficient de site désignée par "*S*" (fixée selon le mode de fondation ou selon les résultats données par le rapport de sol si existant),

La largeur du tablier désignée par "*B*",

Le type des piles désigné par "*TYP*" (10 si pile gravitaire, 5 si cantilever, 0 si inexistante),

Et le système du pont (1 si hyperstatique, 0 si isostatique).

A titre d'exemple, on consultant le fichier des données (annexe D), on lit sur la première colonne le chiffre "1", qui correspond au pont " n°1 : Pont sur Oued Fodda " dans l'annexe A.

Dans la deuxième colonne on lit la valeur "54,70" correspondant à la longueur totale du pont.

Dans la troisième colonne la valeur "2" correspond au nombre de travées,

Celle de "3,20" lue dans la quatrième colonne correspond à la hauteur du gabarit,

La valeur "90" lue dans la cinquième colonne correspond au biais du pont (unité: degré),

La valeur "3" sur la sixième colonne correspond au nombre de poutres,

Celle de "260" sur la septième colonne correspond à l'épaisseur des dèd d'appuis (en mm),

Celle de "1" lue dans la huitième colonne correspond à l'existence d'appareils d'appuis,

La valeur "5" lue dans la neuvième colonne indique que le pont traverse un oued,

Celle de "1" lue dans la dixième colonne correspond à possibilité de rotation des appareils d'appuis; (1 donc possible),

Celle de "1,2" lue dans la onzième colonne correspond à la valeur du coefficient de site,

Celle de "7,50" lue sur la douzième colonne correspond à la largeur du tablier,

Celle de "10" lue sur la treizième colonne correspond au type de la pile; (10 donc gravitaire),
 Enfin, la valeur "0" lue sur la quatorzième colonne correspond au système du pont.

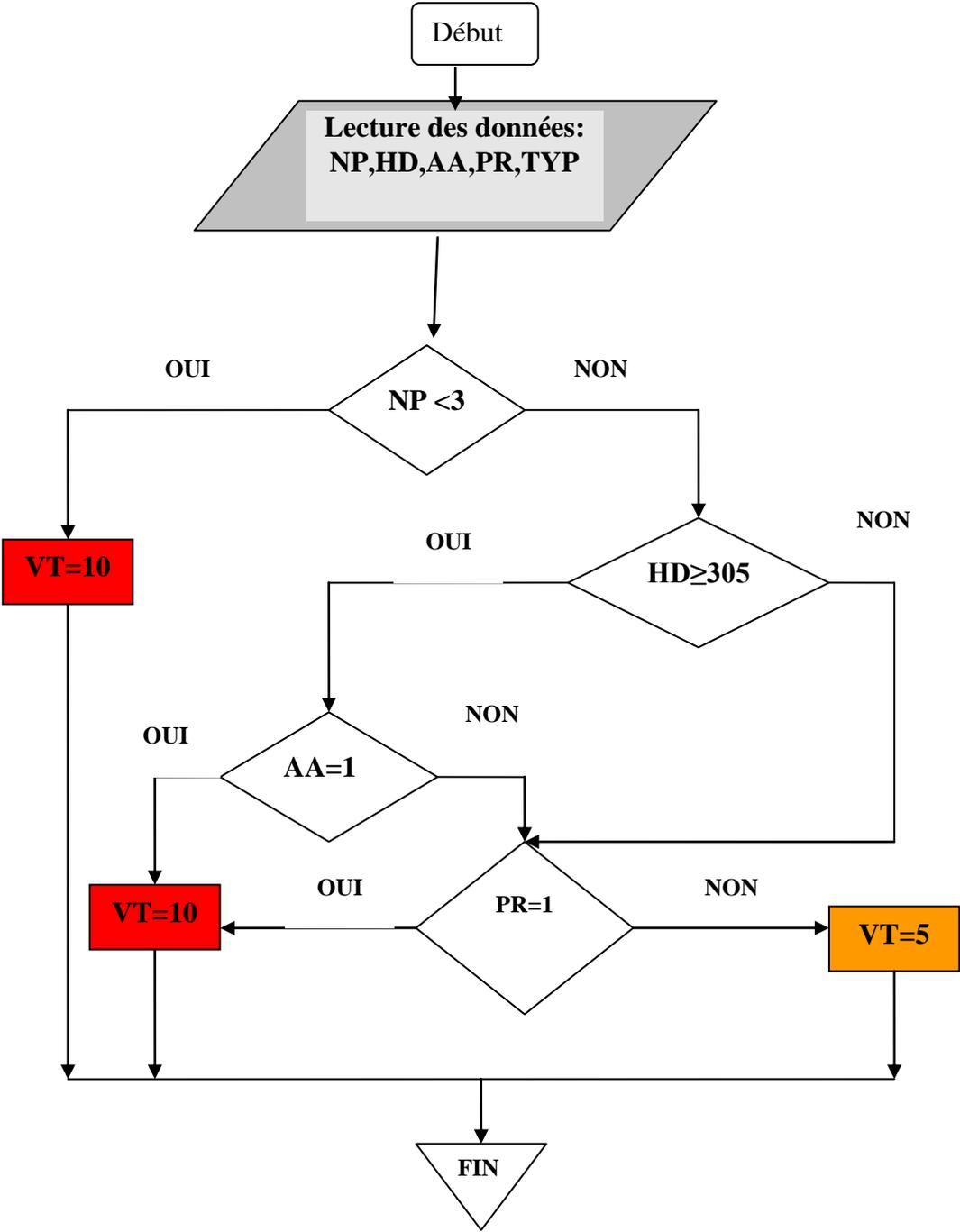


Figure IV.4: Organigramme Du Sous Programme De Calcul De La Vulnérabilité Transversale Du Pont « VULTRAN »

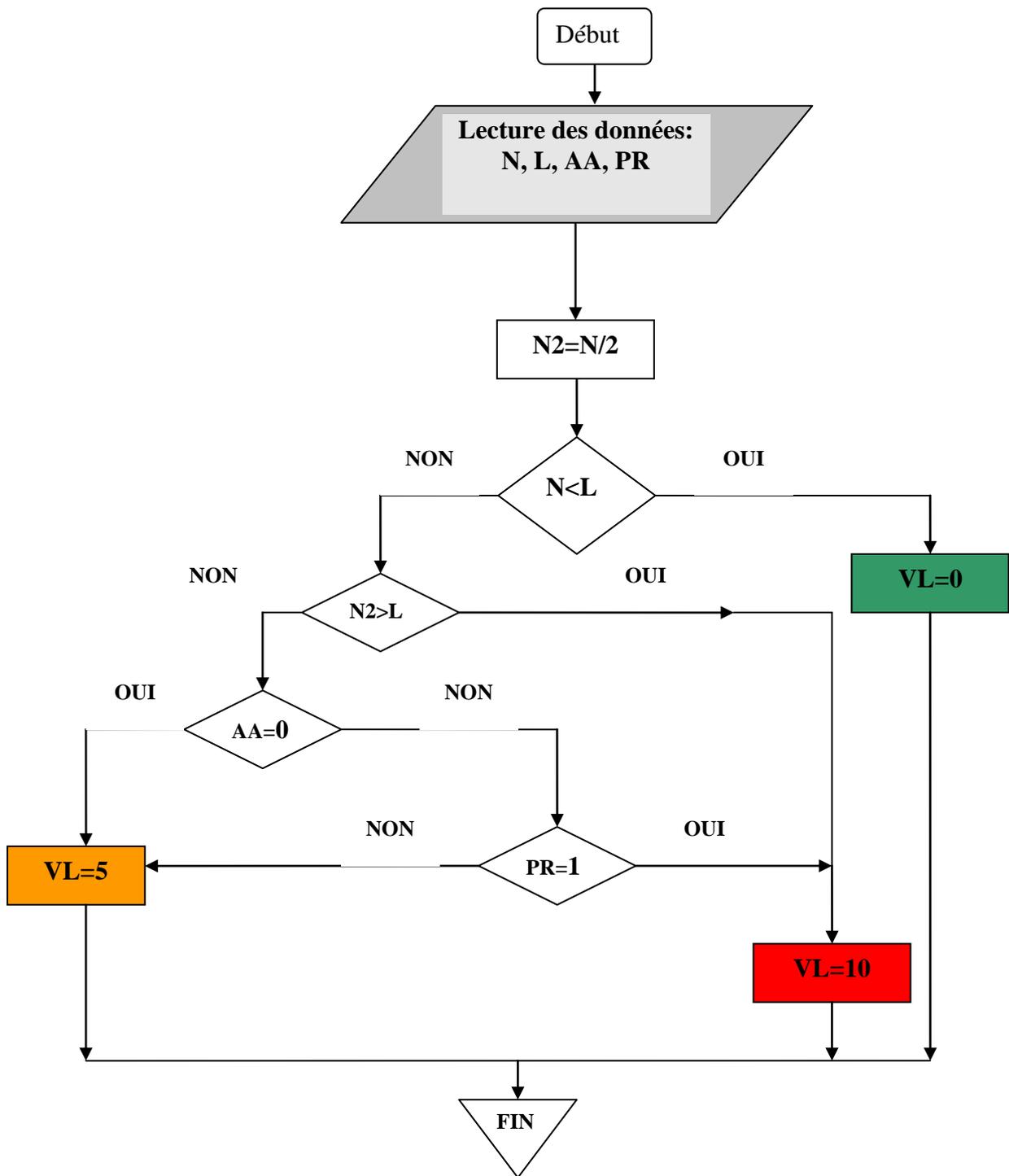


Figure IV.5: Organigramme Du Sous Programme De Calcul De La Vulnérabilité Longitudinale Du Pont « VULLONG »

IV.3.3.1.5. Evaluation De La Largeur D'assise Minimale N

La largeur d'assise minimum N, imposée par les spécifications standard de l'Etat de New York pour les Ponts identiques à celles de l'AASHTO [41], est donnée par la relation suivante:

$$N = (200 + 1,67 L + 6,67 H) \times (1 + 125 S^2 \cdot 10^{-6}) \dots \dots \dots (1)$$

Où:

N: est la largeur d'assise minimum des poutres, mesurée parallèlement à l'axe central de l'appareil d'appui (mm).

L: est la longueur de la poutre ou adjacente à l'appui (m).

H: est la hauteur de l'appui concernée (m).

S: est l'angle de biais du tablier (degré).

Les codes cités font intervenir un coefficient de majoration de 1,5 sur la largeur N en zone de sismicité 3 et 4 (correspondant à la zone III dans le code parasismique Algérien).

La figure IV.6 schématise les différentes dimensions considérées dans le calcul de la largeur d'assise des appuis N.

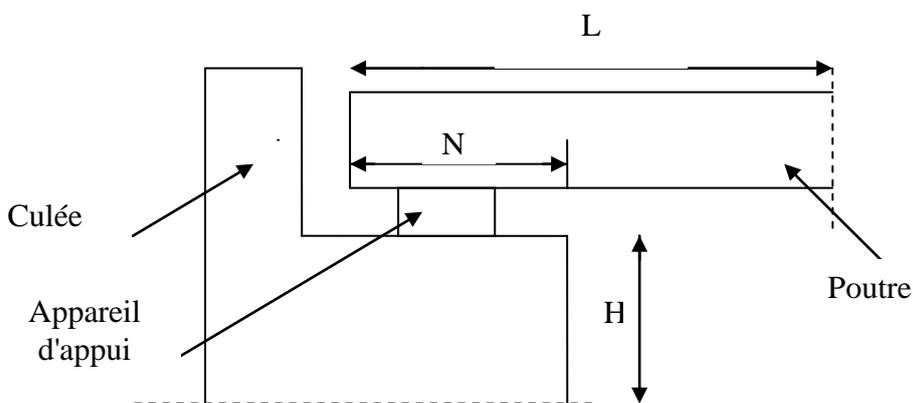


Figure IV.6: Largeur d'assise d'une poutre

A titre d'exemple, pour un pont d'une travée $L = 27,35$ m, d'une hauteur de Gabarit $H = 7,50$ m et d'un angle de biais nul, on obtient: $N = (200 + 1,67 \times 27,35 + 6,67 \times 7,5) \times (1 + 125 \times 0^2 \cdot 10^{-6})$ soit: $N = 30$ cm. En prenant en compte la majoration de **50%** dû à la zone sismique, on prendra $N = 45$ cm. Cette largeur est augmentée par les règlements Américains et Canadiens à 50 cm [41]. L'organigramme du sous programme de calcul de la largeur d'assise minimale d'une poutre est donné par la figure IV.7 ci-dessous.

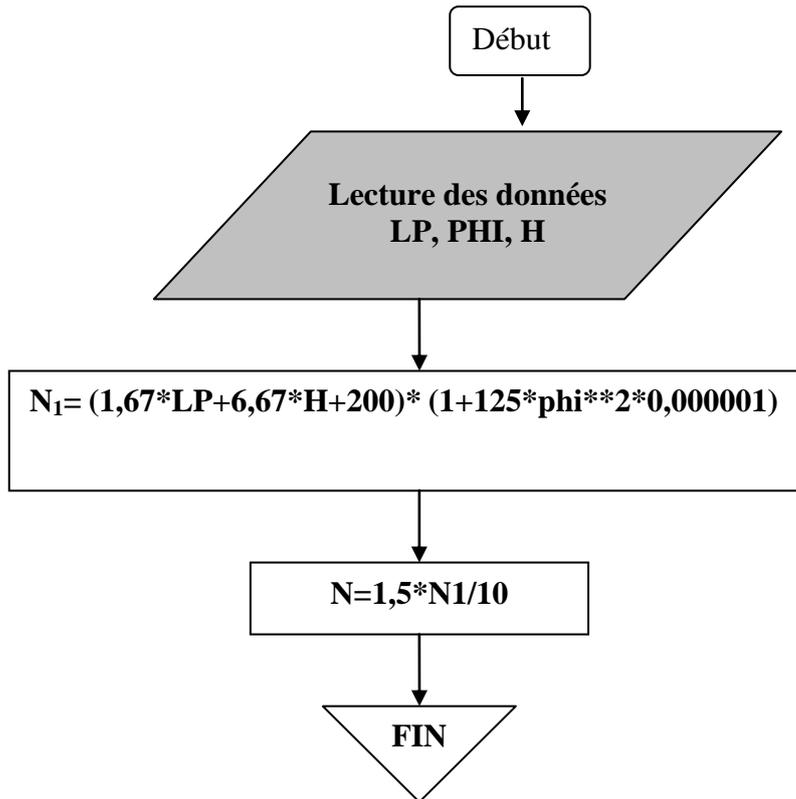


Figure IV.7: Organigramme du Sous Programme De Calcul De La Largeur D'assise Minimale Des Poutres

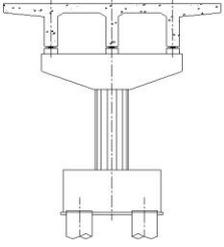
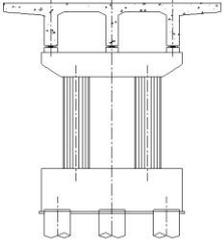
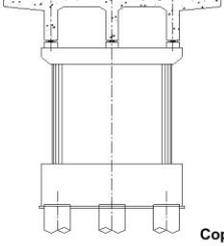
IV.3.3.1.6. Evaluation De La Vulnérabilité De L'infrastructure Du Pont

On désigne par (V_2), Le taux de vulnérabilité de l'infrastructure du pont et de la susceptibilité du sol à se liquéfier. Il est égal à la somme des notes de vulnérabilité attribuées aux piles (P_v), à la butée (A_v), et à la liquéfaction (L_v).

√ Aux piles, un score de vulnérabilité égal à 10 est attribué, en raison de leur potentiel excessif de fissuration au cours d'un évènement sismique à défaut d'un manque de renforcement en armature. Notons que ce score concerne les piles de type gravitaire, car celles de type cantilever, qui sont généralement plus renforcées d'armature, prennent un score maximum de 6. Les piles à colonnes multiples, sont sujettes à une rupture par cisaillement ou par flexion, principalement due à l'insuffisance de renforcement en armature transversale dans les colonnes de béton, à des détails structuraux inadéquats; tels que l'épissage du renforcement en armature dans une zone de rotule plastique potentielle, ou à un mauvais ancrage des armatures de renforcement dans les semelles. Une fois le type de pile est connu, le score P_v , attribué aux cantilevers ou à celles à colonnes multiples est modifié par un facteur R. en effet, le P_v évalué est réduit de 2 points pour les ponts biais dont l'angle est inférieur à 20° et d'un

point pour les superstructures continues avec des contreforts de rigidité identique et dont le rapport longueur / largeur est inférieur à 4.

Les types de pile les plus fréquemment utilisées, sont représentés par la figure IV.8.

S. NO	DESCRIPTION	SKETCH
1.	SINGLE PIER CANTILEVER TYPE	
2.	MULTI COLUMNS PIER	
2.	PLATE TYPE PIER	

Copyright © BridgeEngineering.info

Figure IV.8: Types De Piles Fréquemment Utilisées Dans Les Ponts.

L'organigramme du sous programme de calcul de la vulnérabilité sismique des piles est donné en figure IV.9 ci-dessous.

Dans la méthode, le potentiel de liquéfaction est fourni par le bureau géotechnique *NYSDOT*. Dans notre cas, cette donnée n'est pas disponible. Nous admettrons qu'aucun pont ne court un risque important de liquéfaction de son sol de fondation, et que ce potentiel est plutôt modéré. La méthode attribue dans ce cas un score minimum de 5 à la vulnérabilité du pont à la liquéfaction (LV). Cette valeur est prise égale à 10 si la vulnérabilité de la superstructure est supérieure ou égale à 5. Toutefois, dans le chapitre VI de cette investigation, nous nous proposons d'évaluer le potentiel de liquéfaction d'un échantillon de cinq ponts en exploitant les rapports géotechniques existants.

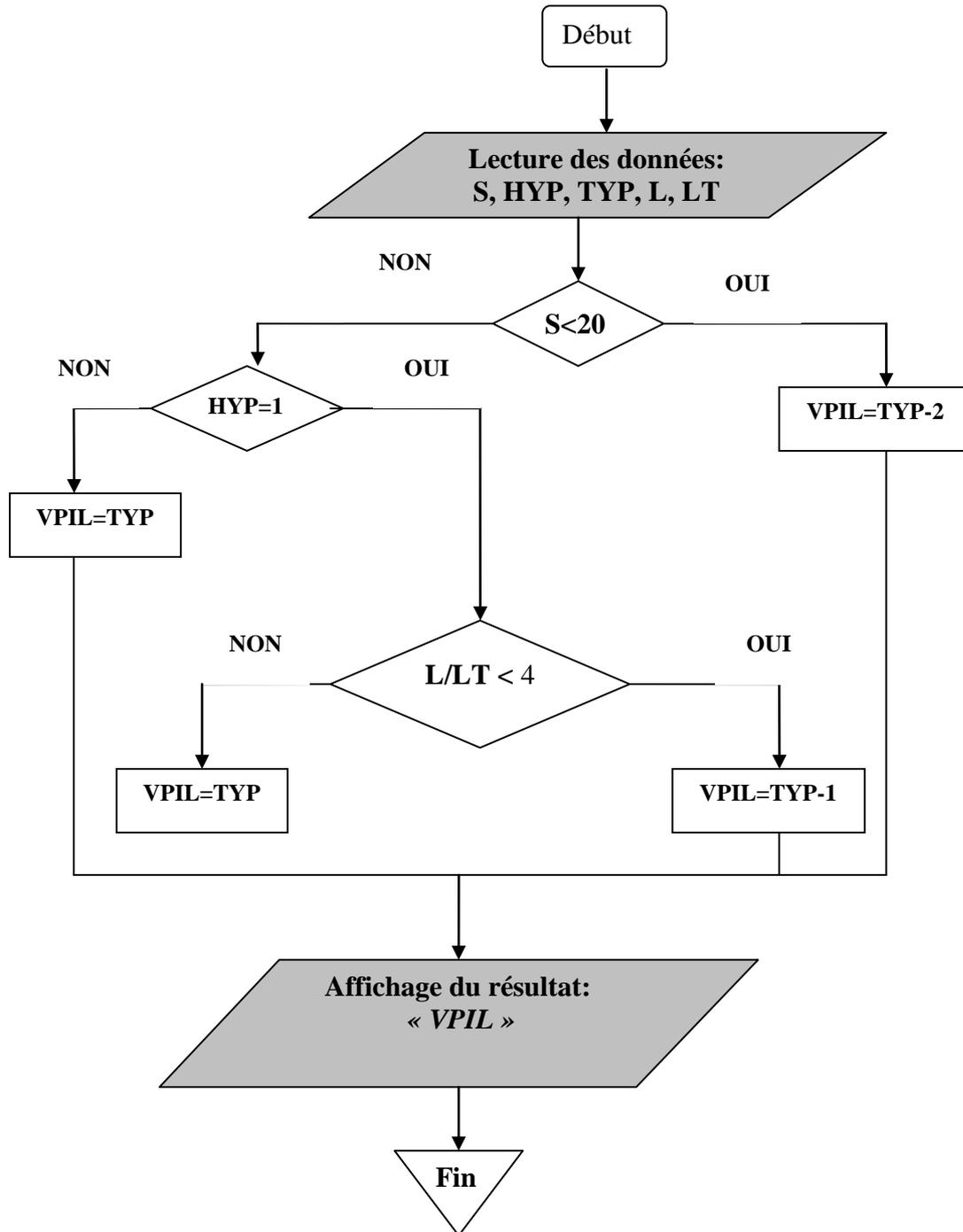


Figure IV.9: Organigramme du Sous Programme De Calcul De La Vulnérabilité Des Piles (Organigramme)

IV.3.3.1.7. L'attribution Du Score De Classification

La dernière étape est l'attribution d'un score de classification, **CS**, aux ponts.

Ce score est pour chaque pont, égal au produit de sa vulnérabilité (**V**) et de l'aléa sismique **E**.

CS= V x E avec : $V = \max(V1, V2)$ $E = 2,4 S$. **S** étant le coefficient de site.

Pour des sols des classes **A** à **E**, les valeurs du coefficient **S**, données par l'*AASHTO* sont:

Pour un sol de classe **A** (Roc sain), **S** = 0,8

Pour un sol de classe **B** (Roc), **S** = 1,0

Pour un sol de classe **C** (Sol très compact ou roc fracturé), **S** = 1,67

Pour un sol de classe **D** (Sol raid), **S** = 2,28

Pour un sol de classe **E** (Sol argileux ou argile molle), **S**= 3,41

Le règlement parasismique Algérien spécifique aux ouvrages d'art **RPO** donne les mêmes valeurs que le **RPA** au coefficient de site **S**. (Tableau IV.1). Alors que ce règlement classe les sols en quatre groupes et non cinq, on peut remarquer que les valeurs attribuées au coefficient de site sont inférieures à celles de *l'AASHTO*, ce qui donnerait des scores inférieurs à ceux qu'on obtiendrait par application directe de la méthode *NYSDOT-2004* (sans modification de ces coefficients). Ceci implique que les valeurs des scores de classification obtenues seront moins importantes.

A partir du score de classification évalué, une classe de vulnérabilité, faible, moyenne ou grande, est attribuée au pont considéré.

Un score CS < 30 correspond à une faible classe de vulnérabilité.

Un score CS < 70 et >30 correspond à une classe de vulnérabilité moyenne.

Un score CS >70 correspond à une grande classe de vulnérabilité.

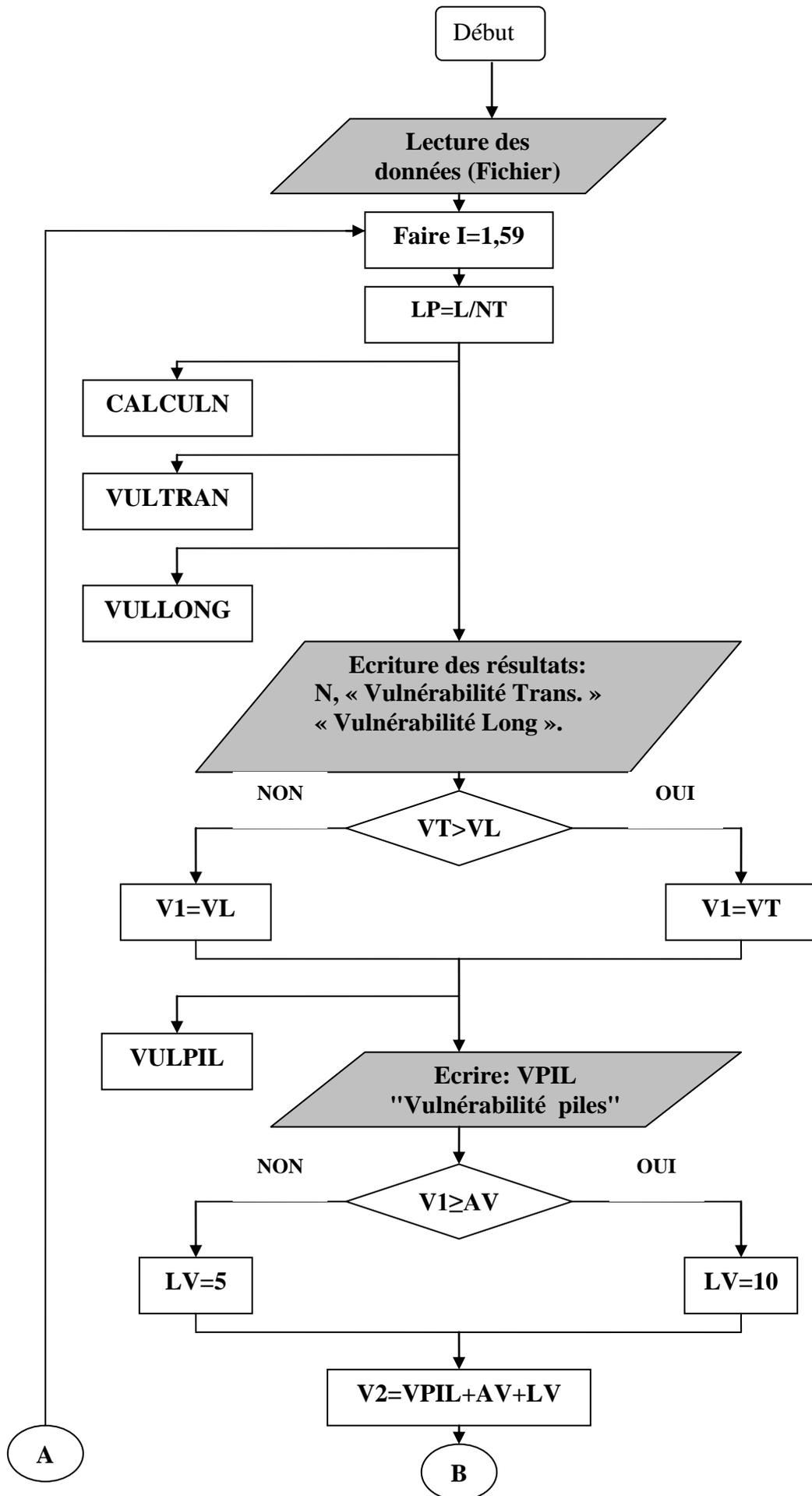
La méthode laisse à l'évaluateur une certaine latitude dans le choix de la classe de vulnérabilité. Une classe supérieure serait choisie pour les ponts à appuis mobiles, de grand angle biais et de mauvais états, selon l'avis de cet évaluateur, fondé sur son inspection ou son expertise de l'ouvrage. Pour effectuer la dernière étape de la méthode, à savoir; l'identifier d'un mode de rupture potentiel pour les dommages structurels du pont: effondrement partiel, ou effondrement total et d'y attribuer une note. Cette identification est implicitement intégrée dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique du pont suivant ses deux sens, transversal et longitudinal le programme de calcul établi pour cette fin, « **PROGVUL** » est mis en exécution. L'organigramme du programme principal « **PROGVUL** » est représenté par la figure IV.10. Ce programme permet, à partir d'un fichier de données qui réunit toutes les données nécessaires à l'application de la méthode, relatives à chacun des 59 ponts, de calculer la vulnérabilité sismique dans le sens transversal, longitudinal, celle de la superstructure **V**, de l'infrastructure, des piles et le score de classification **Cs** pour chaque pont.

IV.4. Conclusion :

Une fois la valeur de la vulnérabilité sismique du pont est évaluée, un score de classification est attribué au pont ce qui permet de le classer dans une classe spécifique.

Enfin, sur la base de ce score de classification, une recommandation est donnée relative à l'état du pont et au type d'intervention (réparation, renforcement ou remplacement) qu'il nécessite. Ces recommandations servent d'outil de gestion rationnelle du patrimoine de pont existant. En effet, à partir de ces recommandations, les gestionnaires de ce patrimoine (Autorités publics, MTP, DTP, STP), peuvent dresser la liste des priorités d'interventions qu'ils doivent entreprendre. Après introduction des données et exécution du programme, les résultats obtenus sont donnés dans un fichier de résultats donné en annexe E.

La présentation sous forme graphique de ces résultats ainsi que leur discussion, sont données dans le chapitre suivant.



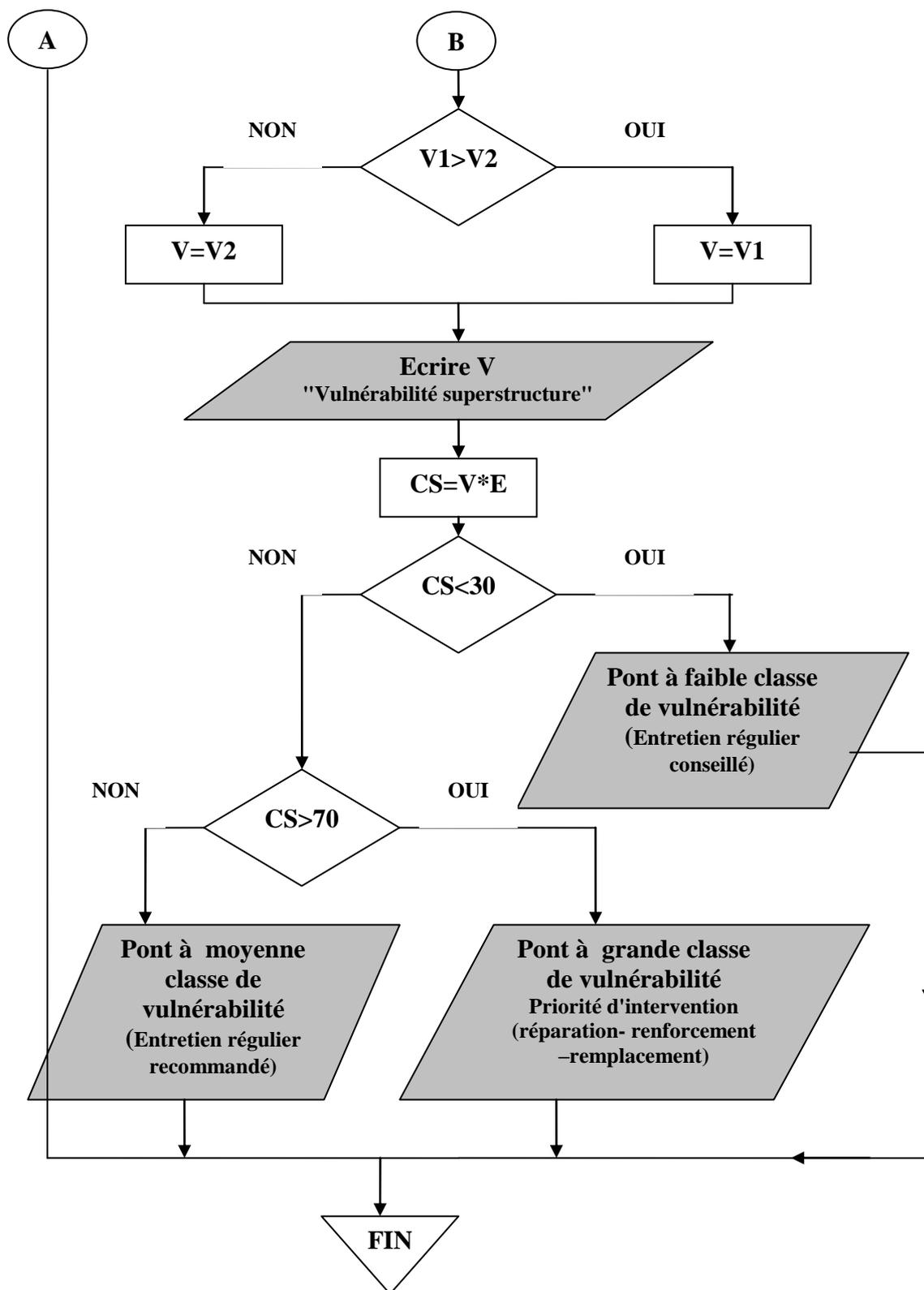


Figure IV.10: Organigramme du Programme Principal de calcul de la vulnérabilité sismique des ponts par la méthode NYSDOT « *PROGVUL* ».

CONCLUSION GENERALE

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un parc d'ouvrage de franchissement est une étude essentielle dans le procédé de gestion du risque sismique. En utilisant la méthode Américaine "NYS DOT", nous avons pu évaluer la vulnérabilité sismique des **112** ponts recensés constituant le parc de ponts de la wilaya de *Chlef*.

Le travail effectué dans cette investigation, nous a mené aux principales conclusions suivantes:

- **20%** des ponts recensés ont une **grande vulnérabilité sismique**,
- **67%** ont une **moyenne vulnérabilité sismique**,
- **9%** ont une **faible vulnérabilité sismique**.

La majorité donc de ces ponts, possède une moyenne vulnérabilité sismique.

Ceci ne signifie guère qu'ils ne peuvent pas mettre la sécurité de leurs usagers et des biens matériels, en cas d'évènement sismique, en danger. Chose pour laquelle, une évaluation structurale détaillée et spécifique pour chacun de ces ouvrages serait souhaitable. Cette évaluation est même très recommandée pour les **20%** caractérisés par une haute vulnérabilité sismique. Ce travail, coûteux aussi bien en durée qu'en volume important des calculs à entreprendre, pourrait faire l'objet de futures recherches se rattachant à ce sujet.

Des recommandations sont prescrites à l'issue de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts concernés. Lesquelles, sont relatives aux différentes interventions de renforcement ou de réparation, voir même les subjections de remplacement total des ouvrages les plus vulnérables. Elles représentent un précieux outil de gestion offert aux gestionnaires de ce patrimoine. D'autant plus que cet outil permettrait de dresser l'ordre des priorités d'intervention à entreprendre.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol d'assise de cinq ponts, a fait l'objet du dernier chapitre. Le danger que représente ce phénomène directement induit par le séisme sur un pont n'est pas négligeable.

En effet, l'expérience des séismes passés à travers le monde entier, a démontré que même si du point de vue structurel, un pont pourrait ne subir aucun dommage suite à une action sismique, la liquéfaction de son sol d'assise, lui serait fatale.

Les résultats obtenus suite à l'évaluation du potentiel de liquéfaction du sol des cinq ponts sont les suivants:

√ Le premier ouvrage (pont sur Oued *Chelif*), est à l'abri du risque de liquéfaction existant, grâce à l'ancrage de ses fondations profondes jusqu'à une profondeur de 20m.

√ Les deux ponts de l'évitement Est, fondés sur un sol granulaire dense non liquéfiable, ne courent aucun risque de liquéfaction.

√ Le pont sur oued *Ghezlia* ayant un coefficient de sécurité supérieur à **1,25** ne court aucun risque de liquéfaction.

√ Pour le pont sur oued *Ouattar*, le risque de liquéfaction du sol n'est pas à craindre dans la couche de TVO argileux située à une profondeur comprise entre **18** et **20 m**. l'unique risque existant est la liquéfaction de la première couche de TVO argileux située à une profondeur comprise entre **0** et **6 m**. Cependant, un simple processus de drainage des eaux au niveau de cette couche suffirait pour éliminer ce risque en cas de secousse tellurique.

Nonobstant les résultats trouvés, il est recommandé de les confirmer par des essais plus approfondis aussi bien au laboratoire qu'in situ, car tel que mentionné au début, nous avons exploité les résultats d'essais effectués par d'autres organismes en différentes périodes et par différents opérateurs, chose qui ne nous permet pas de confirmer la fiabilité de ces essais.

Des perspectives de recherches prometteuses apparaissent à l'horizon et attendent d'être entamées par les chercheurs qui pourraient s'investir dans de nouvelles études d'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions existantes y compris l'évaluation du potentiel de liquéfaction de leur sol d'assise. Ceci permettrait aux différents intervenants dans le processus de gestion du risque sismique de le minimiser au maximum et de réduire les pertes encourues suite à un éventuel séisme.

Enfin, grâce à ce travail, nous avons pu, durant des mois de recherche bibliographique, de visites de terrain, d'expertise, d'entretien avec des experts du domaine, d'étude des différentes méthodes existante dans le monde pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts..., enrichir nos connaissances scientifiques dans le domaine parasismique en général, et saisir l'importance que revêt les études de vulnérabilité sismique des ouvrages d'art en matière de gestion du risque sismique dans une zone à haute sismicité comme celle de *Chlef*.

Références Bibliographique

- [1] CRAAG. Centre De Recherche En Astronomie, Astrophysique Et Géophysique. Les Séismes En Algérie De 1365. Banque De Données Sismologique,
- [2] M. Zacek, Construire Parasismique, Ed. Parenthèses/Isbn 2-86364-054-2, 1996.
- [3] K. Baddari, M. Djeddi. Eléments De Sismologies. Ed. O.P.U, Alger, 1994,464p.
- [4] V. Davidovici Dynamique Des Sols Appliquée Aux Séismes. Séminaire C.T.C- E.N.P.C, Alger, 1981.
- [5] S. Medvedev, W. Spöheuer And V. Karnik, 1967. Seismic Intensity Scale Version 1964, Pub. Institute Geodynamic, 48, Lena.
- [6] Ems 98, 2001, L'echelle Macrosismique Européenne 1998, Conseil De L'europe Cahiers Du Centre Européen De Géodynamique Et De Séismologie, Volume 19.
- [7] D. Benouar, Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ouvrages D'art, Usthb/Lbe, Séminaire Sur La Prévention Contre Les Risques Majeurs Pour Les Ouvrages D'art Et Infrastructures. Bomerdes, 5-6 Avril 2006.
- [8] N. Basoz, A.S. Kiremi Djian, S. A. King And K. H. Law 1999. Statistical Analysis Bridge Damage Data From The 1994 Northridge Earthquake Spectra. Ca, Xv-1.
- [9] D. Davi, P. Schmitt. Sismoa: Une Méthode D'estimation Rapide De La Vulnérabilité Des Ponts Aux Séismes. Revue Ouvrages D'art N° 43. Septembre 2003, P22-28.
- [10] Projet De Règlement Parasismique Des Ouvrages D'art. Version Février 2008. Ministère Des Travaux Publics- Cttp.
- [11] V. Davidovici. La Construction En Zone Sismique. Moniteur Référence Technique. Edition Le Moniteur. Paris. 1999.
- [12] Guide Afps 1992 Pour La Protection Des Ponts, Afps, Presse De L'enpc, Paris, 1995.
- [13] A.E.R. Kibboua. Analyse Dynamique Sous Vibration Ambiante D'un Pont A Haubans Sur Oued Dib Mila. Thèse De Magistère. Entp. 2007.
- [14] M. Naili Et D. Benouar, Contribution A L'évaluation De L'aléa Sismique Du Site D'alger. C.G.S Alger.
- [15] A. Plumier, T. Camelbeeck, A. M. Barszez. Le Risque Sismique Et Sa Prévention En Région Wallone. Université De Liège, Belgique.
- [16] V. Pellissier, M. Badoux. Estimation Du Risque Sismique De La Ville D'aigle, Mandat Eca, Pully, Switzerland.
- [17] J. F. Garcia. Rapport Final De Pfe. Elaboration D'une Méthode D'évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâtiments. INSA- Strasbourg. Juillet 2007.

- [18] Risques Naturels Et Technologiques: Aléas, Vulnérabilité et Fiabilité Des Constructions. Préface De Jean Armond Calgaro.
- [19] A.E.H. Ayadi. Sismicité, Sismotectonique Et Risque Sismique En Algérie Du Nord.
- [20] Wcc, Ctc Chlef, Assistance Préparatoire Pour L'étude De Microzonation Sismique A Chlef (Phase 1). Alg/82/003. Octobre 1984.
- [21] DTU - Règles Parasismiques 1969 Révisées 1982 Règles Ps 69/82) Eyrolles, 1984.
- [22] Y. A. Méziane, D. Benouar, N. Guessoum. Identification Du Taux De Dommages Sur Les Bâtiments Suite Au Séisme De Zemmouri-Boumerdes. (2003). 7ème Colloque National Afps 2007. Ecole Centrale Paris.
- [23] D. Breyse Et R. Haroulml. Défaillance Et Retour D'expérience En Genie Civil. Comment Mieux Tirer Parti Des Accidents De Structures. Préventique Sécurité- N°95 Septembre-Octobre 2007.
- [24] J. Moreando Saint- Martin. J. Armand. Calgaro. Les Eurocodes. Conception Des Batiments Et Des Ouvrages En Genie-Civil. Edition Le Moniteur.
- [25] J. A. Pelàez Montilla, M. Hamadache, C. L. Casado. Seismic Hazard In Northern Algeria Using Spatially Smoothed Seismicity. Results For Peak Ground Acceleration. Tectonophysics. June 2003. P 105-119.
- [26] M. Boucetta. Les Ouvrages D'art Et Le Risque Sismique.
- [27] Règlement Parasismique Algérien Rpa99, Version 2003. Alger, Opu/Cgs, 2003
- [28] Methods Probabilistes et Deterministes. AFPS
- [29] Atc-40, Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Building. Applied. Technology. Concl Redwood City, California, 1996.
- [30] Analyse Non-Linéaire Statique. Méthode Du Spectre De Capacité. Ecole Doctorale Structures. St-09 Advanced Earthquake Engineering. Epfl-Enac-Sgc. 2005.
- [31] K. Lang, Seismic Vulnerability Of Existing Building, Phd Thesis, Institute Of Structural Engineering. Swiss Federal, Institute Of Technology, Zurich, Switzerland, February 2002.
- [32] G. Augusti, M.Ciampoli. Heritage building and seismic reliability. 2000
- [33] A. Saidi. La Vulnérabilité Des Ouvrages Soumis Aux Aléas Mouvements De Terrains. Développement D'un Simulateur De Dommages. Séminaire LAEGO, Avril 2008
- [34] D. Ballantyne, M. Piere Piekarcz and Dr S. Chang. Seismic Vulnerability Assessment of The Seattle- Tacoma Highway Corridor Using HAZUS.University Of British Columbia.

- [35] M.J. Nollet, D. Leboeuf, A. Khaled, Microzonage Et Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Ville De Québec. 14ème Colloque Sur La Progression De La Recherche Québécoise Sur Les Ouvrages D'art. Université Laval, Mai 2007.
- [36] N Et A Djebbar. Evaluation De La Performance Parasismique Des Piles Des Ponts: Cas Pratique Des Piles Marteau. Laboratoire Lmdc, Institut De Génie Civil, Université Mentouri. Constantine.
- [37] H. Hida, A. Khaled, M. J. Nollet, Evaluation De Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Ville De Québec. Congrès Annuel 2008 De La SCGC. CSCE 2008. Annual Conference. Université Du Québec, Montréal, Canada.
- [38] Eurocode 8: Calcul Des Structures Pour Leur Résistance Aux Séismes. Partie 2 Ponts.
- [39] A. Kasperski, J.B. Matarazzo, N. G. Richard, J. A. Santos, And G. Wang. Assessing Seismic Vulnerability. Pilot Project Evaluates New York's Manual For Assessing Bridges In Areas Of Low To Moderate Seismic Activity. Gobridges. August 2007. Fifth National Seismic Conference On Bridges And Highways.
- [40] AASHTO LRFD. Limit State Design of Bridges With Emphasis On Seismic Performance I.G. Buckle. University of Nevada, Reno, Nevada, United States Of America. [41] New York State Department Of Transportation (NYSDOT). 1995. "Seismic Vulnerability Manual Structure Design And Construction Division-Bridge Safety Assurance Unit". October 1995. (Revised 2004), 44p.
- [41] Manuel D'entretien Des Structures. Bibli. Nationale Du Québec. Canada. Juin 2004.
- [42] P. Balandier, Document D'information A L'usage Du Constructeur. Volume 1. « Les Séismes Et Les Sites Constructibles »
- [43] Ronald D. Andrus, Associate Member, Asce, And Kenneth H. Stokoe "Liquefaction Resistance Of Soils From Shear-Wave Velocity"
- [44] C. Baconnet, D. Boissier, P. Breul, R. Gourvès, L. Lepetit, G. Villavicencio "Méthode D'évaluation Du Risqué De Liquefaction"
- [45] H. BOUGUERRA, « Prévion du Potentiel de liquéfaction des sites sableux à l'aide d'appareillages in-situ » Thèse Institut National Polytechnique de Grenoble
- [46] H. B. Seed, W. H. Peacock "Test Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics". Journal of the soil mechanics and Foundations Division A.S.C.E August.1971 N° SM8 pp 1099-1119
- [47] H. B. Seed « Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands » ASCE, Geotechnical special publications, 1986, N.6, pp.281-302
- [48] A. Pecker « Comportement Des Sols Sous Chargement Sismiques »

- [49] H. B. Seed, W. H. Peacock “Test Procedure for Measuring Soil Liquefaction Characteristics“. Journal of the soil mechanics and Foundations Division A.S.C.E August.1971 N° SM8 pp 1099-1119
- [50] H. B Seed, I. M Idriss. Simplified Procedure for Evaluation Soil Liquefaction Potential. Journal of the soil mechanics and Foundations Division A.S.C.E sept.1971 N°SM9 pp1249-1273
- [51] A. Puech, F. France, « L’essai de pénétration au cone –CPT- et ses différentes applications », Journée Louis Parez, CFMS, 14 Juin 2005, Paris
- [52] « Liquefaction Resistance Of Soils: Summary Report From The 1996 NCEER And 1998 NCEER/NSF Workshops On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils”
- [53] Normes ASTM-D 1586-67 (1974), Penetration Test and Split- Barrel Sampling of Soils. .
- [54] Rapport de sol. Dossier n° 26.82.2018. L.C.P.C. Novembre 1982.
- [55] Rapport de sol. Dossier n° 26.82.2018. L.C.P.C. May 2005.
- [56] Rapport de sol. Dossier n° 40 07 129. L.C.P.C. Janvier 2001.
- [57] Rapport de sol. Dossier n° 400.04.0106. L.C.P.C. 2004.

[58] **Sites Internet:**

www.savoirs.essonne.fr/.../le-risque-sismique/

www.ac-nice.fr/.../sismo/lexique/plaques.htm

isard.brgm.fr/encyclopedique.php3?lang=fr...

<http://membres.lycos.fr/tipemaster/TIPE/Construction/Construction.html>

<http://is-beton.epfl.ch/Etudiant/8eme->

02/parasismique/www02/coursandexos/cours_09/Bridges%20Seismic%20Design%206&8ème02_fichiers/frame.htm

<http://www.constructions-parasismiques.fr.tc/>

Annexe A: OUVRAGES D'ART SUR R.N. WILAYA DE CHLEF

N°	R.N	PK	DESIGNATION	COMMUNE	ANNEE	ENTREPRISE DE REALISATION	TYPE DE FONDATION	MATERIAUX		NBRE DE TRAVEE	LONG.	LARG.	GAB- ARIT	TROT- TOIRE
								INFRAS.	SUPERS.					
01	04	144+700	OUED-FODDA	OUED-FODDA	1968	COIAS	/	B.A	B.A	02	54,70	7,50	3,20	1,25
02	04	156+940	PONT SUR RAIL	OUED-FODDA	1930	/	SUPERF	B.A	B.A	01	10,00	7,00	5,00	1,00
03	04	157+060	PONT SUR RAIL	CHLEF	1976	SAPTA	SUPERF	B.A	MIXTE	03	62,70	10,30	6,00	1,46
04	04	162+780	PASSAGE SUPERIEUR ECHANGEUR	CHLEF	1984	SEROA	SUPERF	B.A	B.A	02	40,80	7,10	6,00	1,55
05	04	165+920	PONT SUR TSIGHAOUAT	CHLEF	1970	T . T	PIEUX	B.A	B.A	03	47,20	10,10	10,40	2,00
06	04	165+920	PONT SUR TSIGHAOUAT	CHLEF	1978	T . T	PIEUX	B.A	B.A	03	47,20	9,60	10,40	1,50
07	04	167+080	PASSAGE INFERIEUR ECHANGEUR	CHLEF	1976	SONATIBA	SUPERF	B.A	B.A	02	19,00	13,50	5,00	1,00
08	04	171+980	PONT SUR O.SIDI SLIMANE	BOUKADER	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	11,90	10,50	4,70	1,15
09	04	171+300	PONT SUR O.SIDI LAROUSSE	BOUKADER	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	10,90	10,50	4,70	1,15
10	04	172+240	PASSAGE SUPERIEUR (Z. INDUSTRIELLE)	BOUKADER	1977	SONATIBA	SUPERF	B.A	B.A	01	13,50	10,50	5,40	1,20
11	04	172+300	PONT SUR RAIL	BOUKADER	1978	SONATIBA	SUPERF	B.A	B.A	01	30,30	10,50	5,90	1,20
12	04	178+700	PONT SUR O. SLY	BOUKADER	1976	T . T	PIEUX	B.A	B.A	03	67,60	10,50	9,50	1,00
13	04	187+600	PONT SUR O. TAFLOUT	BOUKADER	1977	REGIE	SUPERF	B.A	B.A	01	30,00	11,10	3,00	1,30
14	04	189+250	PONT SOUS O. TOUCHATT	BOUKADER	<1960	/	SUPERF	B.A	B.A	01	16,50	8,50	1,00	1,60
15	04	190+200	PONT SUR RAIL	BOUKADER	1974	SAPTA	SUPERF	B.A	MIXTE	01	12,45	8,00	6,00	1,00
16	11	213+650	PONT SUR O. MAINIS	TENES	1978	T . T	SUPERF	B.A	B.A	01	36,00	7,00	3,00	1,00
17	11	222+880	PONT SUR O. MELLAH	TENES	1978	T . T	SUPERF	B.A	B.A	03	80,00	7,00	25,00	1,00
18	11	225+498	PONT SUR O. RIB EL HAMRA	SIDI A,E,R	1978	T . T	SUPERF	B.A	B.A	05	135,00	7,00	16,00	1,00
19	11	226+549	PONT SUR O. CHABET	SIDI A,E,R	1978	T . T	SUPERF	B.A	B.A	01	27,00	7,00	16,00	1,00
20	11	227+020	PONT SUR O. SEFFAH	SIDI A,E,R	1978	T . T	SUPERF	B.A	B.A	02	47,00	7,00	10,00	1,00
21	11	228+306	PONT SUR O. GHOZLANE	SIDI A,E,R	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.P	01	37,60	7,00	8,00	0,75
22	11	230+352	PONT SUR O. ZBOUDJ	SIDI A,E,R	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.P	03	83,00	7,00	18,76	0,75

N°	R.N	PK	DESIGNATION	COMMUNE	ANNEE	ENTREPRISE DE REALISATION	TYPE DE FONDATION	MATERIAUX		NBRE DE TRAVEE	LONG.	LARG.	GAB- ARIT	TROT- TOIRE
								INFRAS.	SUPERS.					
23	11	234+752	PONT SUR O. TARZOULT	EL MARSА	1990	SEROR	PIEUX	B.A	B.P	02	58,00	7,00	5,25	0,75
24	11	237+883	PONT SUR O. DESBES	EL MARSА	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.P	03	83,00	7,00	13,00	0,75
25	11	239+104	PONT SUR O. SIDI CHEIKH	EL MARSА	1993	SEROR	SUPERF	B.A	B.P	01	39,00	7,00	8,00	0,70
26	11	235+967	P.T.R. SUR O. MELLAH	EL MARSА	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	04	21,00	7,50	5,00	
27	11	241+578	P.T.R. SUR O. BOULAROUAH	EL MARSА	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	02	14,00	7,00	8,10	0,75
28	11	245+456	PONT SUR O. ERRIS	EL MARSА	1993	SEROR	SUPERF	B.A	B.P	03	83,00	7,00	10,85	0,75
29	11	246+350	PONT SUR O. MUSTAPHA	EL MARSА	1929	/	PUITS	MAC	MAC	03	43,00	7,00	15,00	0,80
30	11	246+781	PONT SUR O. EL MELHA	EL MARSА	<1930	/	PUITS	MAC	MAC	04	45,00	7,00	15,00	0,80
31	11	247+977	PONT SUR O. MASSEUR	EL MARSА	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	01	25,70	8,50	4,10	0,75
32	11	256+000	PONT SUR O. BOUKHALFA	EL MARSА	1985	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	04	85,20	7,00	11,70	1,00
33	11	256+300	PONT SUR O. EL GUELTA	EL MARSА	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	05	106,30	7,00	3,60	0,75
34	11	260+000	PONT SUR O. AIDANE	EL MARSА	1993	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	02	41,00	7,00	8,00	0,75
35	11	265+305	P.T.R. O. BAKER	EL MARSА	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	06	39,00	7,50	4,70	0,75
36	11	266+832	PONT SUR O. ABERRI	EL MARSА	1992	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	06	39,00	8,50	4,40	0,75
37	11	149+592	PONT SUR O. TARDJILLETTE	BENI HAWA	1905	/	PUITS	MAC	MAC	02	46,00	3,00	20,00	0,50
38	11	149+592	PONT SUR O. TARDJILLETTE	BENI HAWA	2010	SEROR	PROFONDES	BA	MIXTE	02	68,00	10,50	20,00	1,25
39	11	150+120	PONT SUR O. TIGHEZA	BENI HAWA	1905	/	PUITS	B.A	B.A	03	50,00	3,00	11,00	0,50
40	11	150+120	PONT SUR O. TIGHEZA	BENI HAWA	2010	SEROR	PROFONDES	BA	MIXTE	02	44,00	10,50	12,00	1,25
41	11	150+830	PONT SUR O. MILDOU	BENI HAWA	1905	/	PUITS	B.A	B.A	04	50,00	2,50	15,00	0,50
42	11	150+830	PONT SUR O. MILDOU	BENI HAWA	2010	SEROR	SUPERF	B.A	MIXTE	01	36,90	10,50	15,00	1,25
43	11	156+855	PONT SUR O. SOUK EL KHEDIM	BENI HAWA	1905	/	PUITS	B.A	B.A	04	45,00	3,00	10,00	0,50
44	11	156+855	PONT SUR O. SOUK EL KHEDIM	BENI HAWA	2010	SEROR	PROFONDES	B.A	MIXTE	02	21,70	10,50	10,00	1,25
45	11	157+529	PONT SUR O. MEGTAH SOUAFE	BENI HAWA	1905	/	PUITS	B.A	B.A	04	52,00	3,00	12,00	0,50
46	11	157+529	PONT SUR O. MEGTAH SOUAFE	BENI HAWA	2010	SEROR	SUPERF	B.A	MIXTE	02	46,00	10,50	12,00	1,25
47	11	160+400	PONT SUR O. OUTAR	BENI HAWA	1905	/	PUITS	MAC	B.A	04	102,00	3,00	20,00	0,50

N°	R.N	PK	DESIGNATION	COMMUNE	ANNEE	ENTREPRISE DE REALISATION	TYPE DE FONDATION	MATERIAUX		NBRE DE TRAVEE	LONG.	LARG.	GAB- ARIT	TROT- TOIRE
								INFRAS.	SUPERS.					
48	11	160+400	PONT SUR O.OUTAR	BENI HAWA	2009	SEROR	SEROR	B.A	B.A	05	120,00	12,00	20,00	1,25
49	11	165+000	PONT SUR O.MENTRACHE	O GOUSSIN	1905	/	PUITS	B.A	B.A	03	59,00	3,00	8,00	0,60
50	11	165+000	PONT SUR O.MENTRACHE	O GOUSSIN	2006	SEROR	PROFONDES	BA	BA	03	76,00	10,50	10,00	1,25
51	11	176+236	PONT SUR O.GOUSSINE	O GOUSSIN	1905	/	PUITS	B.A	B.A	03	56,00	3,00	4,00	0,70
52	11	176+236	PONT SUR O.GOUSSINE	O GOUSSIN	2006	SEROR	SUPERF	BA	BA	03	80,00	10,50	6,00	1,25
53	11	183+350	PONT SUR O.BOUCHERAL	O GOUSSIN	1983	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	04	88,36	7,00	7,60	1,00
54	11	192+600	PONT SUR O. BOUYAKOUB	TENES	1905	/	PUITS	MAC	MAC	01	13,50	3,00	9,00	0,60
55	11	203+824	PONT SUR O.ALLALA	TENES	1929	/	PUITS	B.A	B.A	05	107,00	6,00	5,00	1,00
56	19	3+800	PONT SUR O.ALLALA	TENES	1846	/	PUITS	MAC	MAC	01	40,00	6,50	8,00	1,00
57	19	5+797	PONT SUR O.ALLALA	TENES	1846	/	PUITS	MAC	MAC	01	52,00	6,00	4,00	1,00
58	19	8+020	PONT SUR O.ALLALA	TENES	1986	SEROR	PUITS	B.A	B.P	01	39,20	7,50	1,50	1,00
59	19	8+020	PONT SUR O.ALLALA	TENES	1906	/	SUPERF	MAC	MIXTE	01	32,00	7,00	7,00	0,90
60	19	26+806	PONT SUR O. CHEGGA	O/ FARES	1986	SEROR	PIEUX	B.A	B.A	01	39,50	10,50	2,30	1,00
61	19	30+875	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	1983	/	SUPERF	MAC	B.A	01	38,00	7,00	14,00	1,10
62	19	32+332	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	METALIQUE	01	35,30	7,60	16,00	0,90
63	19	33+850	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	METALIQUE	01	41,00	6,00	13,50	1,00
64	19	38+519	PONT SUR O. SALABINE	O/ FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	33,00	7,30	3,00	/
65	19	51+900	PONT SUR O. CHELIF LA FERM	CHLEF	1930	/	PUITS	B.A	B.A	02	124,00	7,65	12,20	1,70
66	19	51+900	PONT SUR O. CHELIF LA FERM	CHLEF	1984	FREYSSINET	PUITS	B.A	B.P	02	162,00	8,00	7,50	2,00
67	19	54+000	PONT SUR RAIL	CHLEF	< 1960	/	SUPERF	MAC	B.A	01	28,00	7,00	6,00	1,50
68	19	60+320	PONT SUR O.TILERT	CHLEF	1976	REGIE	SUPERF	MAC	B.A	01	24,40	7,00	3,50	1,00
69	19	68+250	PONT SUR O. TSIGHAOUT	CHLEF	<1960	/	PUITS	MAC	METALIQUE	01	24,40	7,00	5,00	1,75
70	19/A	7+263	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	1988	SEROR	PUITS	B.A	B.P	02	62,00	8,00	7,10	1,30
71	19/A	15+100	PONT SUR O. RASS	BOUKADER	1968	T . T	PIEUX	B.A	B.A	2	57,28	6,00	6,50	1,00
72	02	10+200	PONT SUR O. SEFRADJ	BOUKADER	<1960	/	SUPERF	B.A	B.A	01	16,80	6,00	4,00	0,90

N°	R.N	PK	DESIGNATION	COMMUNE	ANNEE	ENTREPRISE DE REALISATION	TYPE DE FONDATION	MATERIAUX		NBRE DE TRAVEE	LONG.	LARG.	GAB- ARIT	TROT- TOIRE
								INFRAS.	SUPERS.					
73	03	104+300	PONT SUR O.MEROUI	CHLEF	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	12,00	5,00	6,00	1,00
74	23	6+00	PONT SUR O. CHELIFF	O/FODDA	1974	T .T.	PIEUX	B.A	B.A	06	91,50	8,00	12,00	1,00
75	44	11+00	PONT SUR O.GHEBEL	TENES	1981	REGIE	SUPERF	B.A	B.A	01	12,50	6,30	6,00	0,80
76	44	11+150	PONT SUR O.GHEBEL	TENES	1981	REGIE	SUPERF	B.A	B.A	01	8,70	6,30	5,00	/
77	44	12+00	PONT SUR O.GHEBEL	TENES	1981	REGIE	SUPERF	B.A	B.A	01	12,20	6,20	5,00	0,85
78	44	12+569	PONT SUR O.TARZOULT	TENES	1981	REGIE	SUPERF	B.A	B.A	01	12,00	6,00	5,00	0,80
79	44	20+650	PONT SUR O.TARZOULT	TENES	1920	/	SUPERF	MAC	MIXTE	02	46,00	3,00	7,00	0,80
80	73	4+050	PONT SUR O. CHELIFF	BOUKADER	<1940	/	PIEUX	B.A	B.A	04	189,50	6,00	10,00	1,10
81	73	17+450	PONT SUR O. TAFLOUT	BOUKADER	1981	REGIE	SUPERF	B.A	B.A	01	9,50	8,00	4,00	/
82	73	38+100	PONT SUR O. SLY	BOUKADER	1964	/	SUPERF	B.A	B.A	02	46,90	3,00	7,00	0,90
83	73	/	EVITEMENT OUEST DE CHELEF	O/SLY	2005	SERO/EST BATNA	PIEUX	B.A	MIXTE	05	185,00	10,50	14,00	1,25
84	/	/	EVITEMENT EST DE CHELEF	OM DROUA	2010	SERO/EST BATNA	PIEUX	B.A	MIXTE	05	182,00	10,50	12,00	1,25
85	/	/	EVITEMENT EST DE CHELEF	OM DROUA	2010	SERO/EST BATNA	PIEUX	B.A	MIXTE	05	182,00	10,50	12,00	1,25
86	101	13+00	PONT SUR O. WAHRAN	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	16,00	2,70	6,00	0,40
87	101	33+00	PONT SUR O.ZECCAR	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	9,60	3,50	3,00	/
88	101	44+200	PONT SUR O.CHEGGA	O/FARES	1994	SEROR	SUPERF	B.A	B.A	01	12,00	12,00	4,00	1,00
89	101	45+500	PONT SUR O.TINESLET	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	14,00	3,00	5,00	/
90	101	55+100	PONT SUR O.WAHRAN	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	16,00	5,00	5,00	0,70
91	101	55+300	PONT SUR O.WAHRAN	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	16,00	5,00	5,50	0,70
92	101	56+200	PONT SUR O.WAHRAN	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	16,00	4,70	5,00	0,70
93	101	61+00	PONT SUR O.HAMLIL	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	17,00	4,00	4,00	0,70
94	101	62+00	PONT SUR O.HAMLIL	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	15,00	3,00	7,00	/
95	101	74+200	PONT SUR O.HAMLIL	O/FARES	1957	/	SUPERF	B.A	B.A	03	56,80	5,80	7,00	1,60
96	132	5+200	PONT SUR O.HARCHOUN	EL KARIMIA	<1940	/	PUITS	MAC	MIXTE	02	32,70	3,00	1,60	0,45
97	132	5+200	PONT SUR O.HARCHOUN	EL KARIMIA	2006	BOUCHIBANE	SUPERF	B.A	B.A	05	31,00	10,00	8,00	1,25
98	132	13+800	PONT SUR O. MEROU	EL KARIMIA	<1940	/	SUPERF	MAC	B.A	/	15,00	6,80	6,00	0,40

N°	R.N	PK	DESIGNATION	COMMUNE	ANNEE	ENTREPRISE DE REALISATION	TYPE DE FONDATION	MATERIAUX		NBRE DE TRAVEE	LONG.	LARG.	GAB- ARIT	TROT- TOIRE
								INFRAS.	SUPERS.					
99	132	13+800	PONT SUR O. MEROU	EL KARIMIA	2006	KHARAZ	SUPERF	B.A	B.A	04	21,00	10,00	8,00	1,25
100	140	16+900	PONT SUR O. FODDA	O/FODDA	<1940	/	PUITS	MAC	B.A	04	48,00	6,00	8,00	0,70
101	140	21+90	PONT SUR O. HARCHOUN	O/FODDA	<1940	/	PUITS	MAC	MAC	01	50,50	4,85	5,00	0,70
102	140	34+00	PONT SUR O. TILEFT	CHLEF	1970	REGIE	SUPERF	B.A	B.A	01	14,00	7,00	3,00	0,90
103	151	10+490	PONT SUR O. ALLALA	TENES	<1940	/	SUPERF	MAC	MIXTE	01	12,00	3,00	6,00	0,50
104	151	13+900	PONT SUR O. ALLALA	TENES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	7,50	3,00	5,00	0,40
105	151	22+890	PONT SUR O. ALLALA	TENES	<1940	/	SUPERF	MAC	MIXTE	01	30,00	3,00	6,50	0,50
106	151	26+94	PONT SUR O. ALLALA	TENES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	10,00	3,00	/	0,40
107	151	28+18	PONT SUR O. ANSOR N'AAS	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MAC	01	11,00	5,00	2,50	/
108	151	29+92	PONT SUR O. ALLALA	TENES	<1940	/	SUPERF	MAC	MIXTE	01	31,60	2,90	3,50	0,80
109	151	42+200	PONT SUR O. BENARIA	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	MIXTE	01	10,70	4,00	2,50	/
110	151	55+00	PONT SUR O. BOUKHANSOUS	O/FARES	<1940	/	SUPERF	MAC	B.A	01	15,00	6,00	5,00	1,00
111	151	62+800	PONT SUR O. CHELIFF	OM DROUA	1981	SAPTA	PIEUX	B.A	MIXTE	03	90,00	8,00	12,00	1,00
112	23	/	PONT SUR RAIL	O,ABBAS	2010	ENROS	SUPERF	B,A	MIXTE	01	24,00	10,50	8,50	1,00

OUVRAGES D'ART SUR Routes Nationales et Chemains de WILAYA DE CHLEF

Annexe B

N°	R.N/CW	PK	DESIGNATION	COMMUNE	TYPLOGIE
01	04	144+700	OUED-FODDA	OUED-FODDA	ISOSTATIQUE
02	04	156+940	PONT SUR RAIL	OUED-FODDA	RAIL
03	04	157+060	PONT SUR RAIL	CHLEF	HYPERSTATIQUE
04	04	162+780	PASSAGE SUPERIEUR ECHANGEUR	CHLEF	HYPERSTATIQUE
05	04	165+920	PONT SUR TSIGHAOUAT	CHLEF	HYPERSTATIQUE
06	04	165+920	PONT SUR TSIGHAOUAT	CHLEF	HYPERSTATIQUE
07	04	167+080	PASSAGE INFERIEUR ECHANGEUR	CHLEF	HYPERSTATIQUE
08	04	171+980	PONT SUR O.SIDI SLIMANE	BOUKADER	Maçonnerie
09	04	171+300	PONT SUR O.SIDI LAROUSSE	BOUKADER	Maçonnerie
10	04	172+240	PASSAGE SUPERIEUR(Z.INDUSTRIELLE)	BOUKADER	CADRE
11	04	172+300	PONT SUR RAIL	BOUKADER	ISOSTATIQUE
12	04	178+700	PONT SUR O. SLY	BOUKADER	HYPERSTATIQUE
13	04	187+600	PONT SUR O. TAFLOUT	BOUKADER	ISOSTATIQUE
14	04	189+250	PONT SOUS O. TOUCHATT	BOUKADER	ISOSTATIQUE
15	04	190+200	PONT SUR RAIL	BOUKADER	ISOSTATIQUE
16	11	213+650	PONT SUR O. MAINIS	TENES	CADRE
17	11	222+880	PONT SUR O. MELLAH	TENES	ISOSTATIQUE
18	11	225+498	PONT SUR O. RIB EL HAMRA	SIDI A,E,R	ISOSTATIQUE
19	11	226+549	PONT SUR O. CHABET	SIDI A,E,R	CADRE
20	11	227+020	PONT SUR O. SEFFAH	SIDI A,E,R	ISOSTATIQUE
21	11	228+306	PONT SUR O. GHOZLANE	SIDI A,E,R	ISOSTATIQUE
22	11	230+352	PONT SUR O. ZEBOUDJ	SIDI A,E,R	ISOSTATIQUE
23	11	234+752	PONT SUR O. TARZOULT	EL MARSА	ISOSTATIQUE
24	11	237+883	PONT SUR O. DESBES	EL MARSА	ISOSTATIQUE
25	11	239+104	PONT SUR O. SIDI CHEIKH	EL MARSА	ISOSTATIQUE
26	11	235+967	P.T.R. SUR O. MELLAH	EL MARSА	Dallot
27	11	241+578	P.T.R. SUR O. BOULAROUAH	EL MARSА	Dallot
28	11	245+456	PONT SUR O. ERRIS	EL MARSА	ISOSTATIQUE
29	11	246+350	PONT SUR O. MUSTAPHA	EL MARSА	Maçonnerie
30	11	246+781	PONT SUR O. EL MELHA	EL MARSА	Maçonnerie
31	11	247+977	PONT SUR O. MASSEUR	EL MARSА	CADRE
32	11	256+000	PONT SUR O.BOUKHALFA	EL MARSА	ISOSTATIQUE
33	11	256+300	PONT SUR O. EL GUELTA	EL MARSА	ISOSTATIQUE
34	11	260+000	PONT SUR O. AIDANE	EL MARSА	ISOSTATIQUE
35	11	265+305	P.T.R. O. BAKER	EL MARSА	Dallot
36	11	266+832	PONT SUR O.ABERRI	EL MARSА	Dallot

N°	R.N/CW	PK	DESIGNATION	COMMUNE	TYPLOGIE
37	11	149+592	PONT SUR O. TARDJILLETTE	BENI HAWA	Maçonnerie
38	11	149+592	PONT SUR O. TARDJILLETTE	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
39	11	150+120	PONT SUR O. TIGHEZA	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
40	11	150+120	PONT SUR O. TIGHEZA	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
41	11	150+830	PONT SUR O. MILDOU	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
42	11	150+830	PONT SUR O. MILDOU	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
43	11	156+855	PONT SUR O.SOUK EL KHEDIME	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
44	11	156+855	PONT SUR O.SOUK EL KHEDIME	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
45	11	157+529	PONT SUR O.MEGTAH SOUAFEH	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
46	11	157+529	PONT SUR O.MEGTAH SOUAFEH	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
47	11	160+400	PONT SUR O.OUTAR	BENI HAWA	HYPERSTATIQUE
48	11	160+400	PONT SUR O.OUTAR	BENI HAWA	ISOSTATIQUE
49	11	165+000	PONT SUR O.MENTRACHE	O GOUSSIN	ISOSTATIQUE
50	11	165+000	PONT SUR O.MENTRACHE	O GOUSSIN	ISOSTATIQUE
51	11	176+236	PONT SUR O.GOUSSINE	O GOUSSIN	ISOSTATIQUE
52	11	176+236	PONT SUR O.GOUSSINE	O GOUSSIN	ISOSTATIQUE
53	11	183+350	PONT SUR O.BOUCHERAL	O GOUSSIN	ISOSTATIQUE
54	11	192+600	PONT SUR O. BOUYAKOUB	TENES	Maçonnerie
55	11	203+824	PONT SUR O.ALLALA	TENES	HYPERSTATIQUE
56	19	3+800	PONT SUR O.ALLALA	TENES	Maçonnerie
57	19	5+797	PONT SUR O.ALLALA	TENES	Maçonnerie
58	19	8+020	PONT SUR O.ALLALA	TENES	ISOSTATIQUE
59	19	8+020	PONT SUR O.ALLALA	TENES	ISOSTATIQUE
60	19	26+806	PONT SUR O. CHEGGA	O/ FARES	ISOSTATIQUE
61	19	30+875	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	ISOSTATIQUE
62	19	32+332	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	ISOSTATIQUE
63	19	33+850	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	ISOSTATIQUE
64	19	38+519	PONT SUR O. SALABINE	O/ FARES	Maçonnerie
65	19	51+900	PONT SUR O. CHELIF LA FERME	CHLEF	ARC
66	19	51+900	PONT SUR O. CHELIF LA FERME	CHLEF	HYPERSTATIQUE
67	19	54+000	PONT SUR RAIL	CHLEF	ISOSTATIQUE
68	19	60+320	PONT SUR O.TILERT	CHLEF	ISOSTATIQUE
69	19	68+250	PONT SUR O. TSIGHAOUT	CHLEF	ISOSTATIQUE
70	19/A	7+263	PONT SUR O.WAHRAN	O/ FARES	ISOSTATIQUE
71	19/A	15+100	PONT SUR O. RASS	BOUKADER	ISOSTATIQUE
72	02	10+200	PONT SUR O. SEFRADJ	BOUKADER	CADRE
73	03	104+300	PONT SUR O.MEROUÏ	CHLEF	Maçonnerie
74	23	6+00	PONT SUR O. CHELIFF	O/FODDA	HYPERSTATIQUE
75	44	11+00	PONT SUR O.GHEBEL	TENES	CADRE
76	44	11+150	PONT SUR O.GHEBEL	TENES	CADRE
77	44	12+00	PONT SUR O.GHEBEL	TENES	CADRE

N°	R.N/CW	PK	DESIGNATION	COMMUNE	TYPLOGIE
78	44	12+569	PONT SUR O.TARZOULT	TENES	CADRE
79	44	20+650	PONT SUR O.TARZOULT	TENES	ISOSTATIQUE
80	73	4+050	PONT SUR O. CHELIFF	BOUKADER	HYPERSTATIQUE
81	73	17+450	PONT SUR O. TAFLOUT	BOUKADER	CADRE
82	73	38+100	PONT SUR O. SLY	BOUKADER	ISOSTATIQUE
83	73	/	EVITEMENT OUEST DE CHELEF	O/SLY	ISOSTATIQUE
84	/	/	EVITEMENT EST DE CHELEF	OM DROUA	HYPERSTATIQUE
85	/	/	EVITEMENT EST DE CHELEF	OM DROUA	HYPERSTATIQUE
86	101	13+00	PONT SUR O. WAHRAN	O/FARES	Maçonnerie
87	101	33+00	PONT SUR O.ZECCAR	O/FARES	Maçonnerie
88	101	44+200	PONT SUR O.CHEGGA	O/FARES	CADRE
89	101	45+500	PONT SUR O.TINESLET	O/FARES	Maçonnerie
90	101	55+100	PONT SUR O.WAHRAN	O/FARES	Maçonnerie
91	101	55+300	PONT SUR O.WAHRAN	O/FARES	Maçonnerie
92	101	56+200	PONT SUR O.WAHRAN	O/FARES	Maçonnerie
93	101	61+00	PONT SUR O.HAMLIL	O/FARES	Maçonnerie
94	101	62+00	PONT SUR O.HAMLIL	O/FARES	Maçonnerie
95	101	74+200	PONT SUR O.HAMLIL	O/FARES	ISOSTATIQUE
96	132	5+200	PONT SUR O.HARCHOUN	EL KARIMIA	ISOSTATIQUE
97	132	5+200	PONT SUR O.HARCHOUN	EL KARIMIA	CADRE
98	132	13+800	PONT SUR O. MEROU	EL KARIMIA	HYPERSTATIQUE
99	132	13+800	PONT SUR O. MEROU	EL KARIMIA	CADRE
100	140	16+900	PONT SUR O. FODDA	O/FODDA	HYPERSTATIQUE
101	140	21+90	PONT SUR O. HARCHOUN	O/FODDA	Maçonnerie
102	140	34+00	PONT SUR O. TILEFT	CHLEF	CADRE
103	151	10+490	PONT SUR O. ALLALA	TENES	ISOSTATIQUE
104	151	13+900	PONT SUR O. ALLALA	TENES	Maçonnerie
105	151	22+890	PONT SUR O. ALLALA	TENES	ISOSTATIQUE
106	151	26+94	PONT SUR O. ALLALA	TENES	Maçonnerie
107	151	28+18	PONT SUR O. ANSOR N'AAS	O/FARES	Maçonnerie
108	151	29+92	PONT SUR O. ALLALA	TENES	ISOSTATIQUE
109	151	42+200	PONT SUR O.BENARIA	O/FARES	ISOSTATIQUE
110	151	55+00	PONT SUR O.BOUKHANSOUS	O/FARES	HYPERSTATIQUE
111	151	62+800	PONT SUR O.CHELIFF	OM DROUA	ISOSTATIQUE
112	152		PONT SUR RAIL	O,ABBES	ISOSTATIQUE



photo 04

Eclatement de béton au niveau des dèd d'appuis (pont sur voie ferrée RN4).



Fissure de la chaussée (pont sur voie ferrée RN4).



photo 05

Disparition des remblais de protection des culées et fûts découverts (pont sur voie ferrée RN4).

et a adues du joint de chaussée.



iveau de la culée côté ALGER et la dernière corniche a ce

Dégradation du revêtement bitumineux et du joint de chaussée (pont sur oued *TSIGHAOUT*).

èvement des armatures.



Domages causés par le séisme du 10 Octobre 1980 sur le tablier et la corniche.
(Pont sur oued *TSIGHAOUT*).

on n° 1



Traces d'infiltration d'eau. Carbonisation du Béton sur l'intrados du tablier.
(Pont sur oued *TOUCHAIT*).



Fissuration sur mur en retour

Large fissure sur le mur en retour (passage supérieur ex RN4).



Corosion des semelles inférieures
poutrelles métalliques

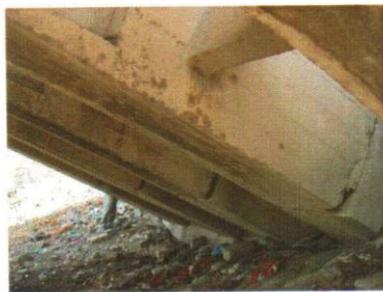
Etat de corrosion avancé sur les semelles des poutres métalliques (passage supérieur ex RN4).



Fissuration apparente sur le mur en retour (passage supérieur ex RN4).

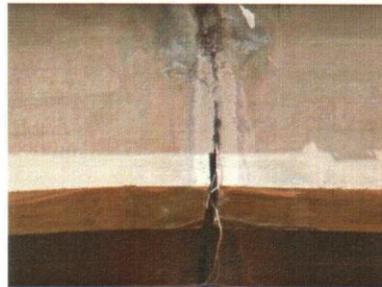


Eclatement du béton du mur en retour (Passage supérieur ex RN4).



Fissures et éclatement de béton (Pont sur oued *CHLEF*).

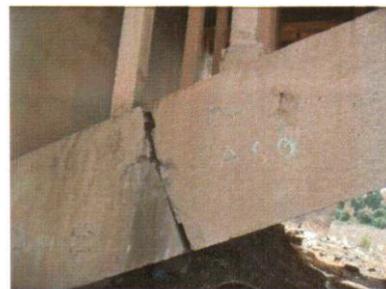
CHLEF (20) 007000 0000



Fissures avec traces de calcites (Pont sur oued *CHLEF*).



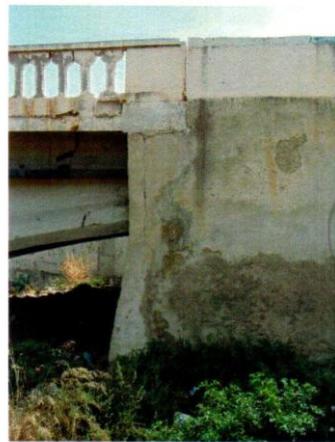
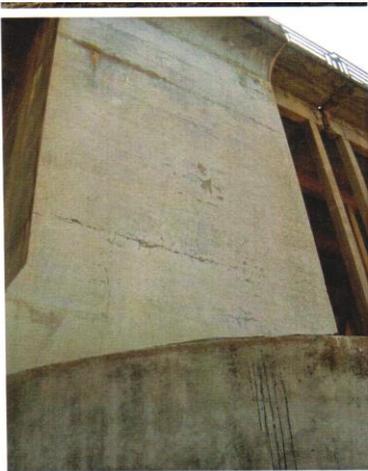
Clef de Voute à expertiser



Fissures et éclatement de béton sur les poutres dégradation avancée de l'encorbellement (Pont sur oued *CHLEF*).



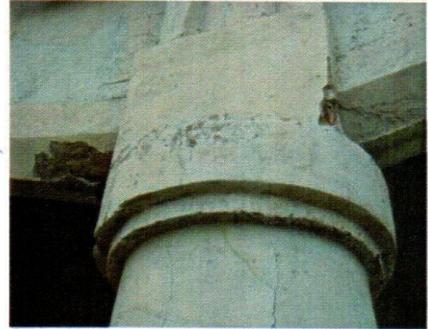
Trottoir et corniche très endommagés (Pont sur oued *CLEF*).



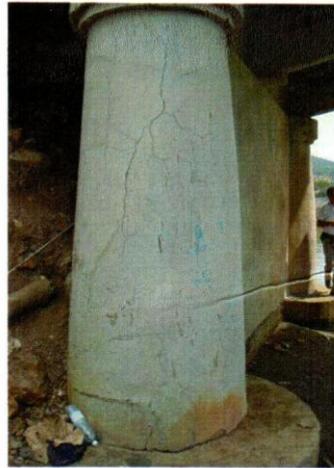
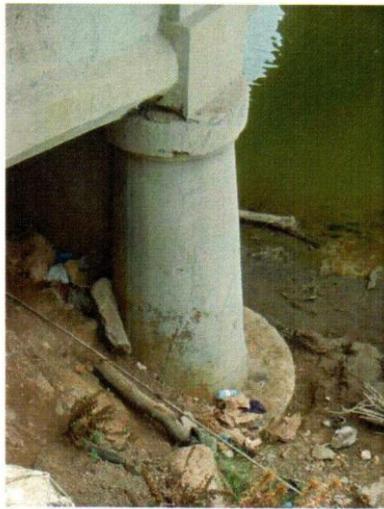
Fissures horizontales sur culée (gauche) et Importantes fissuration de la culée (droite) avec éclatement de béton (Pont sur oued *CHLEF*).



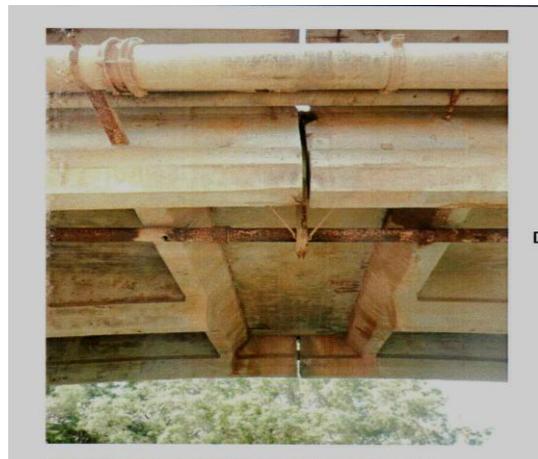
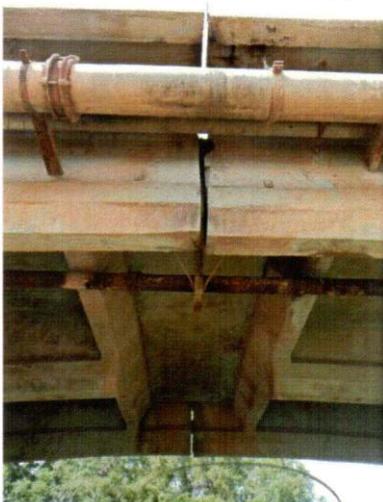
Fissure et défaut d'alignement au niveau du joint (Pont sur oued *CHLEF*).



Eclatement de béton et acier corrodés (Pont sur oued *ALLALA*).



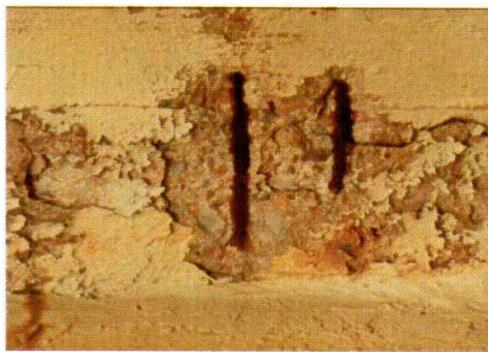
Fissures sur la hauteur de la pile (Pont sur oued *ALLALA*).



Défaut d'alignement horizontal des poutres (Pont sur oued *ALLALA*).



Eclatement de béton au niveau des poutres et dégradation importante (Pont sur oued *ALLALA*).



Eclatement de béton avec acier dans un état de corrosion très avancé à l'intrados du tablier (Pont sur oued *ALLALA*).



Cratère de 2m de diamètre au niveau du tablier provoqué par un acte de sabotage (Pont sur *CW73*).

Annexes

Annexe A : Inventaire Des Ponts.

Annexe B : Typologie Des Ponts Recensés.

Annexe C: Pathologies Des Ponts Expertisés.

Annexe D : Fichier Des Données.

Annexe E : Fichier Des Résultats.

1 54.70 2 3.20 90.0 3 260 1 5 1 1.2 7.50 10 0
3 62.70 3 6.00 45.0 3 260 1 0 1 1.2 10.30 10 0
4 40.80 2 6.00 90.0 6 260 1 0 0 1.2 7.10 10 1
6 47.20 3 10.40 90.0 6 260 1 5 0 1.3 9.60 10 1
7 19.00 2 5.50 90.0 6 260 1 0 0 1.2 13.50 10 1
11 30.30 1 5.90 33.3 52 200 1 0 1 1.1 10.50 0 0
12 67.60 3 9.50 58.5 4 200 1 5 0 1.3 10.50 10 1
13 30.00 1 3.00 90.0 4 260 1 5 1 1.1 11.10 0 0
14 16.50 1 1.00 90.0 4 0 0 5 0 1.2 8.50 0 0
15 11.45 1 6.00 52.0 13 0 1 0 1 1.2 8.00 0 0
17 80.00 3 25.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
18 135.00 6 16.00 90.0 5 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
20 47.00 2 10.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
21 37.60 1 8.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 0 0
22 83.00 3 18.76 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
23 58.00 2 5.25 90.0 3 260 1 5 1 1.3 7.00 10 0
24 83.00 3 13.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
25 39.00 1 8.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 0 0
28 83.00 3 10.85 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
32 85.20 4 11.70 90.0 4 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
33 106.30 5 3.60 90.0 4 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
34 41.00 2 8.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
38 68.00 2 12.00 90.0 2 260 1 5 0 1.3 10.50 10 1
40 44.00 2 12.00 90.0 2 260 1 5 0 1.3 10.50 10 1
42 36.90 2 12.00 90.0 2 260 1 5 0 1.1 10.50 10 1
44 21.70 2 14.00 90.0 2 260 1 5 0 1.3 10.50 10 1
46 46.00 2 12.00 90.0 2 260 1 5 0 1.1 10.50 10 1

48 120.00 5 14.00 90.0 5 260 1 5 1 1.3 12.00 10 0
50 76.00 3 10.00 45.0 3 260 1 5 1 1.3 10.50 10 0
52 80.00 3 6.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 10.50 10 0
53 88.36 4 7.60 90.0 3 260 1 5 1 1.1 7.00 10 0
55 107.00 5 5.00 90.0 3 0 0 5 0 1.3 8.00 10 1
58 39.20 1 1.50 90.0 3 260 1 5 1 1.2 7.50 0 0
60 39.50 1 2.30 90.0 3 260 1 5 1 1.3 10.50 0 0
61 38.00 1 14.00 90.0 3 0 0 5 0 1.1 7.00 0 1
62 35.30 1 16.00 90.0 2 0 1 5 0 1.1 7.60 0 0
63 41.00 1 13.50 90.0 2 0 1 5 0 1.1 6.00 0 0
66 162.00 2 7.50 90.0 4 260 1 5 0 1.3 8.00 10 1
67 28.00 1 6.00 90.0 3 0 0 0 0 1.1 7.00 0 0
68 24.40 1 3.50 90.0 3 0 0 5 0 1.1 7.00 0 0
69 24.40 1 5.00 90.0 2 0 1 5 0 1.2 7.00 0 0
70 62.00 2 7.10 90.0 3 260 1 5 1 1.2 8.00 10 0
71 57.28 3 6.50 90.0 3 260 1 5 1 1.3 6.00 10 0
74 91.50 5 12.00 90.0 4 260 1 5 0 1.3 8.00 10 1
79 46.00 2 7.00 90.0 2 0 1 5 0 1.1 3.00 10 0
80 189.50 4 10.00 90.0 3 0 0 5 0 1.3 6.00 10 1
82 46.90 2 7.00 90.0 2 260 1 5 1 1.1 3.00 10 0
83 185.00 5 14.00 90.0 3 260 1 5 1 1.3 10.50 10 0
84 182.00 4 14.00 90.0 2 305 1 5 0 1.3 10.50 10 1
85 182.00 4 14.00 90.0 2 305 1 5 0 1.3 10.50 10 1
95 56.80 3 7.00 90.0 3 260 1 5 1 1.1 5.80 10 0
100 48.00 4 8.00 90.0 2 0 1 5 0 1.1 6.00 10 1
103 12.00 1 6.00 90.0 2 0 1 5 0 1.1 3.00 0 0
105 30.00 1 6.50 90.0 2 0 1 5 0 1.1 3.00 0 0

108 31.60 1 3.50 90.0 2 0 1 5 0 1.1 3.00 0 0
109 10.70 1 2.50 90.0 2 0 1 5 0 1.1 4.00 0 0
110 15.00 1 5.00 90.0 2 0 0 5 0 1.1 6.00 0 1
111 90.00 3 12.00 90.0 3 260 1 5 1 1.3 8.00 10 0
112 24.00 1 8.50 60.0 2 260 1 0 1 1.1 10.50 0 0

**RESULTATS DE L EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE DES PONTS DE LA
WILAYA DE CHLEF,
PAR APPLICATION DE LA METHODE "NYSBOT"**

Vulnérabilité sismique du pont 1

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 80.606220
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 43.200000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 3

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 51.676930
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 10
Le score de classification du pont est = 28.800000

Le pont a une faible classe de vulnérabilité sismique

Vulnérabilité sismique du pont 4

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 82.740320
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 20
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 20
Le score de classification du pont est = 57.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 6

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 89.247130
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 5
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

**Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REPLACEMENT EST ENVISAGEABLE**

Vulnérabilité sismique du pont 7

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 76.238530
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 9
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 19
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 19
Le score de classification du pont est = 54.720000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique

"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 11

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 49.521740
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 10
Le score de classification du pont est = 26.400000

Le pont a une faible classe de vulnérabilité sismique

Vulnérabilité sismique du pont 12

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 64.463390
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique

**Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement "SON
REPLACEMENT EST ENVISAGEABLE"**

Vulnérabilité sismique du pont 13

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 81.539460
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique

"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 14

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 70.706670
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 43.200000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique

"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 15

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 52.009700
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 10
Le score de classification du pont est = 28.800000

Le pont a une faible classe de vulnérabilité sismique

Vulnérabilité sismique du pont 17

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 124.156200
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 18

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 103.934100
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 20

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 92.357150
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 21

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 95.438390
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est =15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 22

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 112.096000
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 23

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 85.565720
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 46.800000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 24

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 100.498200
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 25

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 96.144170
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 28

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 96.169180
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 32

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 94.671020
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 33

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 78.341450
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 34

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 86.817750
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 38

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 101.677500
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 5
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

**Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REPLACEMENT EST ENVISAGEABLE**

Vulnérabilité sismique du pont 40

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 95.627970
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

**Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REPLACEMENT EST ENVISAGEABLE**

Vulnérabilité sismique du pont 42

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 93.838300
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 9
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 24
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 24
Le score de classification du pont est = 63.360000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 44

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 94.033910
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 9
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 24
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 24
Le score de classification du pont est = 74.880000

Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REMPLACEMENT EST ENVISAGEABLE

Vulnérabilité sismique du pont 46
La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 96.132100
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 25
Le score de classification du pont est = 66.000000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 48
La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 100.663200
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 46.800000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 50
La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 58.083600
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 46.800000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 52
La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 85.899540
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 53
La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 86.813910
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 55

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 81.230940
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

**Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REEMPLACEMENT EST ENVISAGEABLE**

Vulnérabilité sismique du pont 58

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 83.157200
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 43.200000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 60

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 84.919250
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 46.800000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 61

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 107.721100
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 62

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 110.386900
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 63

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 108.226700
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 66

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 116.310900
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

**Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REPLACEMENT EST ENVISAGEABLE**

Vulnérabilité sismique du pont 67

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 86.571720
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 10
Le score de classification du pont est = 26.400000

Le pont a une faible classe de vulnérabilité sismique

Vulnérabilité sismique du pont 68

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 79.723080
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 69

La largeur d'assise minimale des poutres en cm est = 82.743340
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l'infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est = 43.200000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 70

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 90.298970

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est= 43.200000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 71

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 83.088330

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est = 15

Le score de classification du pont est = 46.800000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 74

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 93.762680

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 5

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 10

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 25

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 25

Le score de classification du pont est = 78.000000

**Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REPLACEMENT EST ENVISAGEABLE**

Vulnérabilité sismique du pont 79

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 86.064560

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 5

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 80

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 104.393300

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 10

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 25

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 25

Le score de classification du pont est = 78.000000

Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REEMPLACEMENT EST ENVISAGEABLE

Vulnérabilité sismique du pont 82

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 86.291430
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 39.600000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 83

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 107.216900
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 46.800000

Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"

Vulnérabilité sismique du pont 84

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 111.502100
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REEMPLACEMENT EST ENVISAGEABLE

Vulnérabilité sismique du pont 85

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 111.502100
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 0
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 10
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 25
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 25
Le score de classification du pont est = 78.000000

Le pont a une grande classe de vulnérabilité sismique
Ce pont est prioritaire pour les opérations de réparation ou de renforcement SON
REEMPLACEMENT EST ENVISAGEABLE

Vulnérabilité sismique du pont 95

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 84.014430
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 100

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 82.532630

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 5

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 10

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 25

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 25

Le score de classification du pont est = 66.000000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 103

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 78.505620

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 105

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 88.586730

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 108

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 83.352820

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 109

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 70.802970

La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10

La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10

La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10

La vulnérabilité des piles est = 0

La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15

La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15

Le score de classification du pont est = 39.600000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 110

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 78.004500
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = -1
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 14
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 14
Le score de classification du pont est = 36.960000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 111

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 99.661010
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 15
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 15
Le score de classification du pont est = 46.800000

**Le pont a une moyenne classe de vulnérabilité sismique
"Nécessité d'entretien régulier"**

Vulnérabilité sismique du pont 112

La largeur d assise minimale des poutres en cm est = 64.548560
La note attribuée à la vulnérabilité transversale est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité longitudinale est = 10
La vulnérabilité sismique de la superstructure est = 10
La vulnérabilité des piles est = 0
La vulnérabilité sismique de l infrastructure est = 10
La note attribuée à la vulnérabilité sismique du pont est= 10
Le score de classification du pont est = 26.400000

Le pont a une faible classe de vulnérabilité sismique