



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ahmed Draia Adrar
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



THÈSE

En vue de l'obtention du diplôme de : **Doctorat en sciences**

Option : Génie civil

Présentée par :

IKHLEF Boualem

MAA, Université Ahmed Draia Adrar

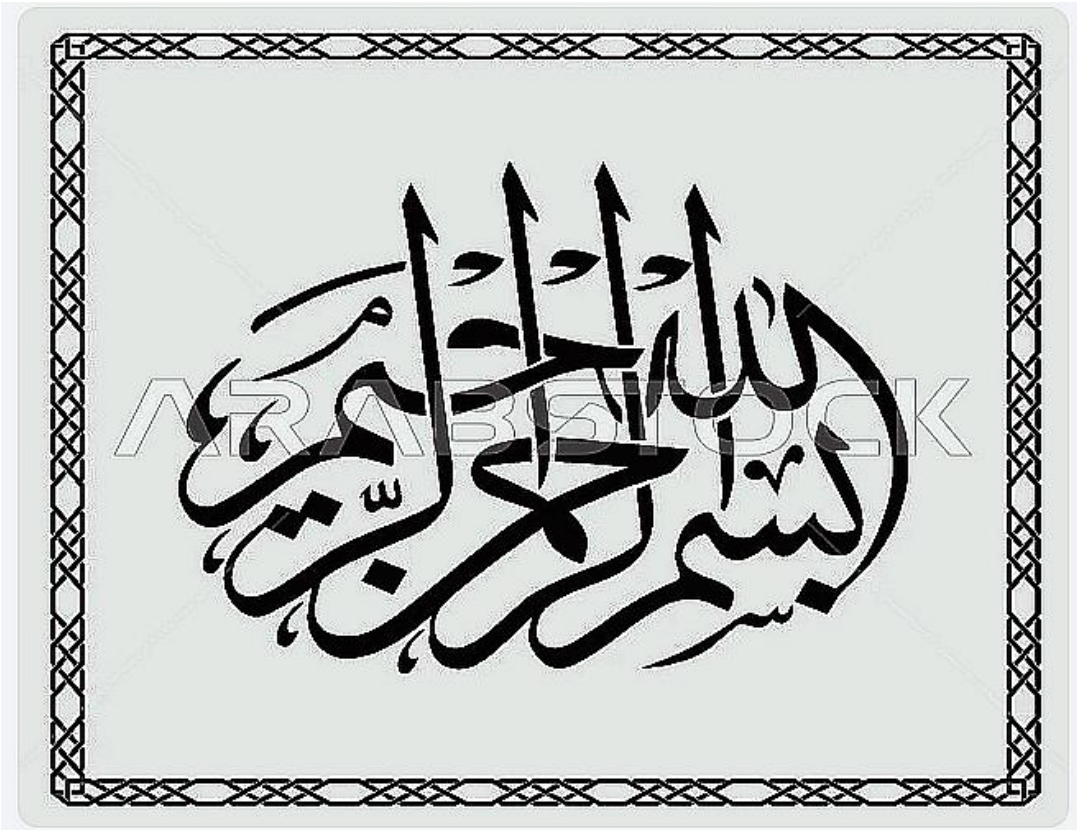
Thème

Développement des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint ; Cas des piles des viaducs Algériens

Soutenu publiquement le 08/11/2025 devant le jury composé de :

AKACEM Mustapha	MCA, Université d'Adrar	Président
KIBBOUA Abderrahmane	Directeur de recherche, CGS	Directeur de thèse
BENNACER Lyacine	Professeur, Université d'Adrar	Co-Directeur de thèse
LABBACI Boudjema	Professeur, Université de Bechar	Examineur
MAHMOUDI Abdelkader	MCA, Université d'Adrar	Examineur
FEZZIOUI Naima	MCA, Université de Bechar	Examinatrice

Année Universitaire : 2024/2025



Remerciements

Je suis reconnaissant envers Dieu tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à mon directeur de thèse Monsieur **A. KIBBOUA**, Directeur de recherche, CGS et Directeur de la thèse, ainsi qu'à Monsieur **L. BENNACER** Professeur l'université d'Adrar et Co-Directeur de la thèse, pour avoir dirigé ce travail et qui, malgré leurs multiples obligations, n'ont jamais ménagé aucun effort pour suivre de près cette étude.

Je tiens à remercier Monsieur **M. AKACEM**, MCA à l'université d'Adrar, qui m'a fait le grand honneur de présider mon jury. J'adresse également mes remerciements aux ; Monsieur **B. LABBACI**, Professeur à l'université de Bechar, Monsieur **A. MAHMOUDI**, MCA à l'université d'Adrar et Mme **N. FEZZIOUI**, MCA à l'université de Bechar, qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail, qu'ils trouvent ici, l'expression de ma considération distinguée.

Je souhaite exprimer ma sincère gratitude à Monsieur **Hemaidi Zourgui Nadjib**, Maître de Conférence à l'ENSTP, ainsi qu'à **Kehila Fouad**, Maître de Recherche au CGS, pour leurs précieux conseils et leur soutien inestimable lors de la réalisation de ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement toutes les personnes qui ont participé, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

ملخص

لقد أدت التضاريس الوعرة لبعض المناطق إلى بناء العديد من الجسور الخرسانية سابقة الإجهاد العالية للأعمدة ذات الارتفاع العالي، خاصة في الجزائر. غالبًا ما تقع هذه الجسور في المناطق الزلزالية، لذلك تتطلب أعمدة الجسور الخرسانية سابقة الإجهاد عناية خاصة في حالة حدوث زلزال. في الواقع، بالإضافة إلى ارتفاعها الكبير، فإن هيكلها يجعلها عرضة للتأثر الشديد بأي حركة في الأرض، بما في ذلك الهزات الأرضية. لهذا السبب، وبالإضافة إلى قوتها، يجب أن تحافظ على وظيفتها عند تعرضها للصدمات الزلزالية، مع تحديد معايير محددة لقدرتها. يجب ضمان الحفاظ على سلامتها الهيكلية لتجنب الانهيار وضمان صيانة البنية التحتية. في هذا السياق، يتمثل الهدف من هذا العمل في تقييم قابلية التأثر الزلزالي للأعمدة الخرسانية الجزائرية سابقة الإجهاد ذات الأشكال الهندسية النحيلة. وتحقيقًا لهذه الغاية، تم وضع منحنيات الضعف لكل ركيزة مع مراعاة جوانب الديناميكيات غير الخطية. وهذا يجعل من الممكن تحديد المستويات المختلفة للضرر الذي يمكن أن تتعرض له عند تعرضها لصدمات مختلفة الشدة. توضح منحنيات الهشاشة احتمالية الوصول إلى عتبة ضرر معينة أو تجاوزها كدالة لسعة الإثارة الزلزالية. تم الحصول على هذه النتائج باستخدام تحليل عددي غير خطي يعتمد على نماذج العناصر المحدودة. ميّزت نماذج العناصر المحدودة الأعمدة بعناصر غير مرنة متعددة الألياف، مما جعل من الممكن محاكاة سلوكها عند تعرضها لأحمال زلزالية عالية. يأخذ التحليل في الاعتبار التباين الكبير في الخصائص غير الخطية للمواد، بالإضافة إلى هندسة الركائز والتحميل الزلزالي، مما أتاح الحصول على نتائج أكثر دقة وتمثيلًا. أخيرًا، على الرغم من أن منحنيات الهشاشة تُظهر أن الأعمدة معرضة بشدة للحركات الزلزالية، إلا أنها تكشف أيضًا عن درجة عالية من الليونة، مما يمكن الأعمدة من الاحتفاظ بسلامتها على الرغم من التشوه اللدن الكبير. تسلط نتائج الدراسة الضوء على الحاجة إلى النظر في عدم خطية الأحمال والتحميل الزلزالي عند تقييم الهشاشة الزلزالية للأعمدة للأعمدة ذات الارتفاع العالي، فيما يتعلق بالتطبيق، ستوفر استنتاجات هذا العمل معلومات قيمة لتطوير استراتيجيات التصميم والتحسين التي من شأنها تحسين الأداء الزلزالي للجسور الخرسانية سابقة الإجهاد في المناطق الزلزالية، وبالتالي ضمان طول عمر هذه البنى التحتية.

الكلمات المفتاحية: الأعمدة النحيلة، الخرسانة سابقة الإجهاد، والجسور، والأحمال الزلزالية، منحنيات الهشاشة

Résumé

La topographie accidentée de certaines régions a entraîné la construction de nombreux hauts viaducs en béton précontraint avec des piles élancées, notamment en Algérie. Ces viaducs se trouvent souvent dans des zones sismiques, de sorte que les piles des viaducs en béton précontraint nécessitent une attention particulière lors d'un tremblement de terre. En effet, en plus de leur grande hauteur, la structure élancée des piles les rend très vulnérables à tout mouvement dans le sol, y compris les secousses sismiques. Pour cette raison, en plus de leur résistance, elles doivent maintenir leur fonctionnalité lorsqu'elles sont exposées à des secousses sismiques, avec des critères de capacité définis. La préservation de leur intégrité structurale doit être assurée pour éviter les effondrements et garantir le maintien de l'infrastructure. Dans ce contexte, ce travail vise à évaluer la fragilité sismique des piles des viaducs algériens en béton précontraint ayant des géométries élancées. À cette fin, des courbes de fragilité ont été établies, en tenant compte des aspects de la dynamique non linéaire. Cela permet de définir les différents niveaux de dommages qu'elles pourraient subir lorsqu'elles sont exposées à des secousses de différentes intensités. Les courbes de fragilité illustrent la probabilité d'atteinte ou de dépassement d'un certain seuil de dommage en fonction de l'amplitude de l'excitation sismique. C'est grâce à une analyse numérique non linéaire, qui s'appuie sur des modèles par éléments finis, que ces résultats ont été obtenus. Les modèles par éléments finis ont caractérisé les piles avec des éléments multifibres inélastiques, ce qui a permis de simuler leur comportement lorsqu'elles sont soumises à d'importantes charges sismiques. L'analyse prend en considération la grande variabilité des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que la géométrie des piles et la charge sismique, ce qui a permis d'obtenir des résultats plus précis et représentatifs. Enfin, bien que les courbes de fragilité montrent une grande vulnérabilité des piles par rapport aux mouvements sismiques, elles révèlent également une grande ductilité, permettant aux piles de conserver leur intégrité malgré d'importantes déformations plastiques. Les résultats de l'étude soulignent qu'il est nécessaire de considérer la non-linéarité matériel et géométrique pour évaluer la fragilité sismique des piles élancées. En termes d'application, les conclusions de ce travail fourniront des informations précieuses pour le développement de stratégies de conception et d'amélioration qui optimiseront la performance sismique des viaducs en béton précontraint dans les zones sismiques, assurant ainsi la longévité de ces infrastructures.

Mots clés : Piles élancées, béton précontraint, viaducs, charges sismiques, courbes de fragilité

Abstract

The rugged topography of certain regions has led to the construction of numerous tall-prestressed concrete viaducts with slender piers, particularly in Algeria. These viaducts are often located in seismic zones, so the piers of the prestressed concrete viaducts require special attention during an earthquake. Indeed, in addition to their great height, the slender structure of the piers makes them very vulnerable to any ground movement, including seismic shocks. For this reason, in addition to their strength, they must maintain their functionality when exposed to seismic shocks, with defined capacity criteria. The preservation of their structural integrity must be ensured to avoid collapses and guarantee the maintenance of the infrastructure. In this context, this work aims to assess the seismic fragility of the piers of Algerian prestressed concrete viaducts with slender geometries. To this end, fragility curves have been established for each pier, taking into account aspects of nonlinear dynamics. This allows for the definition of different levels of damage they could sustain when exposed to shocks of varying intensities. The vulnerability curves illustrate the probability of reaching or exceeding a certain damage threshold based on the amplitude of seismic excitation. It is through a detailed nonlinear numerical analysis, relying on finite element models, that these results were obtained. The finite element models characterized the piers with inelastic multifiber elements, which allowed simulating their behavior when subjected to significant seismic loads. The analysis considers the high variability of nonlinear material properties, as well as the geometry of the piers and seismic load, which has led to more accurate and representative results. Finally, although the vulnerability curves show a significant vulnerability of the piers to seismic movements, they also reveal considerable ductility, allowing the piers to maintain their integrity despite substantial plastic deformations. The results of the study highlight the necessity of considering the nonlinearity of loads and seismic loading when assessing the seismic fragility of slender piers. In terms of application, the conclusions of this work will provide valuable information for developing design and improvement strategies that will optimize the seismic performance of prestressed concrete viaducts in seismic areas, thereby ensuring the longevity of these infrastructures.

Keywords: Slender piers, prestressed concrete, viaducts, seismic loadings, fragility curves

Table des matières

Remerciements	I
Résumé	II
Table des matières.....	V
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	XI
Liste des symboles	XIII

Introduction générale

Introduction	1
Problématique	3
Objectifs	3
Plan de la thèse	3

Chapitre I : Synthèse des travaux antérieurs

I.1 – Introduction	5
I.2 – Dommages sismiques aux ponts et viaducs	5
I.2.1 –Dommages sismiques aux ponts et viaducs observées lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003	7
I.3 – Notions sur la fragilité sismique des ponts et viaducs	8
I.3.1 - Définition de la fragilité sismique ..	8
I.3.2 - Les différentes mesures de la fragilité sismique des ponts et viaducs.....	9
I.3.2.1 - Matrices de dommage.....	9
I.3.2.2 - Courbes de fragilité.....	9
I.3.2.3 - Facteur de dommage moyen.....	10
I.3.3 - Méthodes d’analyse de la fragilité sismique des ponts et viaducs	11
I.3.3.1 - Avis d’experts et méthodes empiriques.....	11
I.3.3.2 - Méthodes analytiques	11
I.3.3.3 - Méthodes simplifiées	15
I.3.4 - La littérature liée au développement des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraintes	15

I.4. – Evaluation des niveaux de dommages sismique pour le développement de courbes de fragilité	16
I.4.1 - Classes de dommages	17
I.4.2 - Critères d'endommagement	17
I.5– Evaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs.....	19
I.5.1- Les caractéristiques essentielles des piles élancées.....	19
I.5.1.1– Elancement	19
I.5.1.2 – les effets de second ordre (effets P-Delta)	22
I.5.2- La littérature des études de l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs	24
I.6 –Les paramètres du mouvement du sol et les dommages sismiques	26
I.6.1 –Les paramètres d'amplitude	26
I.6.2 –Les paramètres du contenu fréquentiel.....	27
I.6.3 –Les paramètres de la durée de séismes	27
I.6.4 –Autres paramètres de mouvement du sol	27
I.7 Conclusion	29

Chapitre II : la méthodologie de développement des courbes de fragilité des piles élancée des viaducs en béton précontrainte

II.1 –Introduction.....	31
II.2- Méthodologie utilisée pour le développement des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint.....	32
II.3- Description des étapes de développement de courbes de fragilité analytiques pour les piles élancées des viaducs en béton précontraint.....	35
II.3.1 - Modèle de calcul de viaduc	35
II.3.2 – Méthodes d'analyse sismique utilisées dans le développement des courbes de fragilité	36
II.3.2.1 – Analyse statique non linéaire (Pushover)	36
II.3.2.2 – Analyse dynamique non linéaire	37
II.3.3 – Indice de dommage et courbes de fragilités.....	38
II.4 – Conclusion	41

Chapitre III : Modélisation numérique d'un viaduc en béton précontrainte

III.1 – Introduction	42
III.2 – Description de viaduc de l'étude.....	42
III.3 – Modélisation du viaduc par le logiciel SeismoStruct	45
III.4 – Modèles utilisée pour les matériaux (loi de comportement)	46
III.4.1 – Béton	46
III.4.2 – Acier	47
III.5 – Coffrage, ferrailage et type de sections des piles modélisées	49
III.6 – Modélisation des éléments du viaduc.....	52
III.6.1 – Les fûts de piles	53
III.6.2 – Les fondations	55
III.6.3 – Les chevêtres et les tabliers.....	55
III.6.4 – Les appareils des appuis	56
III.6.5 – Les liaisons entre les différents éléments de viaduc.....	57
III.7 – Méthodes d'analyse sismique de viaduc.....	57
III.7.1 - Analyses statique non linéaire (Pushover)	58
III.7.2 - Analyses dynamiques temporelles non linéaires (Time History Analysis).....	59
III.7.2.1 - Spectre de réponse élastique du RPOA-2008 (Spectre cible).....	60
III.7.2.2 - Sélection des enregistrements sismiques.....	62
III.8 - Conclusion	69

Chapitre IV : Développement des courbes de fragilité des piles élancée des viaducs en béton précontrainte ; Résultats et discussion

IV.1 – Introduction	70
IV.2 – Notations utilisées dans la présentation des résultats et les limitations de calcul.....	70
IV.3 – Analyse statique non linéaire (Pushover)	71
IV.3.1 – Fût de piles de courtes	71
IV.3.2 – Fût de piles de élancées	73
IV.3.3 – Comparaison des résultats de courbes Pushover	74
IV.4. – Analyse dynamique non linéaire ((non linéaire time history analysis)	75
IV.5. – Indices de dommages	78
IV.6. – Courbes de fragilités	81

IV.7. – Conclusion	92
Conclusion générale	93
Références bibliographiques	95
Annexe	101

Liste des figures

Figure I.1 : Exemples de dommages de ponts à la suite de séismes.....	6
Figure I.2 : Exemples de dommages de ponts et viaducs à la suite au séisme de Boumerdès du 21 mai 2003.....	8
Figure I.3 : Allure des courbes de fragilité.....	10
Figure I.4 : Le spectre de capacité et le spectre de demande	13
Figure I.5 : Développement des courbes de fragilité à l'aide d'une méthode analytique (analyse numérique)	14
Figure I.6 : Développement des courbes de fragilité analytiques	14
Figure I.7 : Récapitulatif des associations entre les mécanismes de rupture des piles et les états de dommage.....	16
Figure I.8 : La longueur de flambement (l_f) en fonction de type de la liaison.....	20
Figure I.9 : Comparaison entre d'élançement λ et la hauteur des piles élancées.....	21
Figure I.10 : Comparaison entre l'élançement géométrique H/B et d'élançement λ (l'élançement mécanique) des piles élancées.....	22
Figure I.11 : Exemple de la non-linéarités géométrique ((effets P-delta).....	23
Figure I.12 : Effets P- δ sur la distribution de la plasticité le long des piles en porte-à-faux...	24
Figure II.1 : Procédure de développement de courbes de fragilité analytiques pour les piles élancées des viaducs en béton précontraint.....	34
Figure II.2 : Les diverses méthodes de modélisation utilisées pour analyser sismiquement les ponts et les viaducs.....	36
Figure II.3 : Présentation de la réponse d'une pile sur un courbe Pushover.....	37
Figure II.4 : Courbes de fragilité pour la pile du pont à poutres en béton précontrainte au PK 49 + 00 sur un tronçon autoroutier dans la wilaya de Tipasa.....	41
Figure III.1 : Vue satellite de viaduc de l'étude en utilisant Google Earth 2024	43
Figure III.2 : Vue en plan du viaduc.....	43
Figure III.3 : Une vue en élévation du viaduc (coupe longitudinale),.....	44
Figure III.4 : Plan de coffrage de fût des piles élancées et de fût des piles courtes (coupes transversales)	44
Figure III.5 : Modélisation numérique de fût des piles élancées par SeismoStruc 2020.....	45

Figure III.6 : Modélisation numérique de fût des piles courtes par SeismoStruct 2020.....	46
Figure III.7 : Modèle non linéaire du béton utilisé dans Seismostruct 2020.....	47
Figure III.8: Modèle non linéaire de l'acier utilisé dans Seismostruct 2020.....	48
Figure III.9: Dimensionnement de fût des piles élancées (une coupe sur semelle de fondation)	49
Figure III.10: Dimensionnement de fût des piles élancées (une coupe sur semelle de fondation)	49
Figure III.11 : Le ferrailage longitudinal et transversal à la tête et au pied de fût des piles élancées	50
Figure III.12 : Le ferrailage longitudinal et transversal au milieu de fût des piles élancées.	50
Figure III.13 : Le ferrailage longitudinal et transversal à la tête et au pied de fût des piles courtes.....	51
Figure III.14 : Le ferrailage longitudinal et transversal au milieu de fût des piles courtes	51
Figure III.15 : Élément inélastique multifibres utilisé dans Seismostruct.....	53
Figure III.16 : Discrétisation d'une section de la pile rectangulaire creuses arrondie en béton armé.....	54
Figure III.17 : Données de modélisation des fûts de piles par éléments multifibres inélastique.....	54
Figure III.18 : Types d'éléments choisis pour la modélisation des chevêtres.....	55
Figure III.19 : Types d'éléments choisis pour la modélisation du tablier.....	56
Figure III.20 : Types d'éléments choisis pour la modélisation des appareils d'appuis.....	56
Figure III.21 : Les liaisons entre les différents éléments de viaduc.....	57
Figure III.22 : Application de l'Analyses statique non linéaire (Pushover) en Seismostruct..	58
Figure III.23 : La manière d'augmentation les charges incrémentales en Seismostruct.....	59
Figure III.24 : Application l'analyses dynamiques temporelles non linéaires dans le logiciel SeismoStruct sur notre modèle de calcul.....	60
Figure III.25 : Spectre de réponse élastique du RPOA-2008.....	61
Figure III.26. Spectres de réponse des accélérogrammes utilisés et du RPOA-2008 avec un amortissement de 5%.....	64
Figure III.27 : L'allure des accélérogrammes des enregistrements sismiques.....	69
Figure IV.1 : La notation utilisée pour les piles constituant les fûts des piles élancées et courtes	71

Figure IV.2 : propriétés de la courbe Pushover pour la fût des piles de faible hauteur (Programme Blin)	72
Figure IV.3 : Courbe Pushover et son idéalisation pour la fût des piles de faible hauteur.....	72
Figure IV.4 : propriétés de la courbe Pushover pour la fût des piles de faible hauteur (Programme Blin)	73
Figure IV.5 : Courbe Pushover et son idéalisation pour la fût des piles élancées	73
Figure IV. 6: Comparaison des résultats de courbes Pushover pour le fût des piles de faibles hauteurs et fût des piles élancées.....	74
Figure IV.7 : Déplacement relatif pour la pille élancée sous le séisme "Iwate_ Japan_Yokoto (PGA=0.5 g).....	75
Figure IV.8 : Energie par hystérésis pour la pille élancée sous le séisme "Iwate_ Japan_Yokoto (PGA=0.5 g).....	76
Figure IV.9 : Déplacement relatif pour la pille élancée sous les séismes "Iwate_ Japan_Yokoto et Irpinia_Italy_Torre (PGA=0.5 g).....	77
Figure IV.10 : Energie par hystérésis pour la pille élancée sous les séismes "Iwate_ Japan_Yokoto et Irpinia_Italy_Torre (PGA=0.5 g).....	77
Figure IV.11 : La variation de l'indice de dommages DI en fonction de PGA des accélérogrammes des enregistrements sismiques.....	81
Figure IV.12 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages légères.....	86
Figure IV.13 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages modérés.....	87
Figure IV.14 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages étendus.....	88
Figure IV.15 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages complètes.....	89
Figure IV.16 : Courbe de fragilité pour les quatre classes des dommages.....	89
Figure IV.17 : Déplacement relatif en fonction de PGA	91

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Exemple de matrice de dommage.....	9
Tableau I.2 : Rapport d'endommagement moyen pour chaque état de dommage.....	11
Tableau I.3 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts	18
Tableau I.4 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts	18
Tableau 1.5 : Caractéristiques du mouvement du sol qui se reflètent fortement sur les différents paramètres du mouvement du sol.....	29
Tableau II.1 : Classifications des dommages.....	33
Tableau II. 2 : L'indice de dommage (DI) et la classe de dommage en fonction de l'état de dommage de la pile.....	39
Tableau II. 3 : Description des états de dommages des ponts et viaducs utilisés pour développer les courbes de fragilité.....	40
Tableau III.1 : Propriétés des matériaux utilisés dans le logiciel Seismostruct.....	48
Tableau III.2 : Type des éléments en SeismoStruct 2020	52
Table III.3 : Accélérogrammes sélectionnés.....	59
Tableau IV.1 : Les résultats de calcul des élancements mécaniques et géométriques pour chaque pile de fût des piles courtes et élancées.....	71
Tableau IV. 2 : La demande en ductilité μ_d (Séisme Irpinia_ Sturno_ Italy).....	79
Tableau IV.3 : La ductilité cumulative d'énergie par hystérésis μ_h (Séisme Irpinia_ Sturno_ Italy).....	79
Tableau IV. 4 : Indice de Dommage pour le Séisme Irpinia_ Sturno_ Italy.....	80
Tableau IV. 5 : les nombres d'occurrences pour les séismes de Irpinia_ Sturno_ Italy	82
Tableau IV. 6 : les nombres d'occurrences pour les séismes de Bam_ Mohammad -EL-Madkoon_ Iran.....	82
Tableau IV. 7 : les nombres d'occurrences pour tous les enregistrements sismiques utilisé de notre étude.....	83
Tableau IV. 8 : Les pourcentages de nombres d'occurrences pour tous les enregistrements sismiques utilisé de notre étude.....	84
Tableau IV. 9 : Les probabilités cumulées pour tous les enregistrements sismiques utilisé de notre étude	84
Tableau IV. 10 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages légères.....	85

Tableau IV. 11 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages modérés.....	86
Tableau IV. 12 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages étendus.....	87
Tableau IV. 13 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages complètes	88

Liste des symboles

α_{Dsi} = Le rapport d'endommagement moyen de l'état de dommage i

$P(Dsi)$ = La probabilité d'atteindre l'état de dommage i

T_d = La durée du mouvement fort (the duration of the strong motion)

λ_0 = L'intensité moyenne (l'accélération moyenne quadratique) / The average intensity (or mean squared acceleration).

P_R = La fonction standard de distribution normale (The standard normal distribution)

X = Indice de mouvement du sol en termes de PGA (The ground motion index in terms of PGA)

λ = La moyenne du $\ln X$ (The mean of $\ln x$)

ζ = L'écart-type du $\ln X$ (The standard deviation of $\ln X$)

DI = Indice de dommages

β = Le facteur de chargement cyclique dont la valeur est égale à 0,15

μ_d = La demande en ductilité

μ_u = La ductilité ultime

μ_h = La ductilité cumulative d'énergie par hystérésis

S_a : spectre d'accélération.

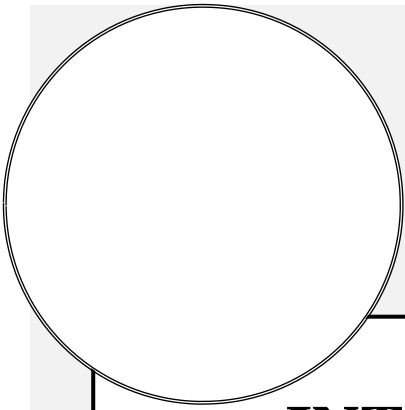
A = coefficient d'accélération de zone

S = coefficient de site

g = Accélération de la pesanteur

η = facteur de correction d'amortissement soit :

ξ = Taux d'amortissement



INTRODUCTION GÉNÉRALE

I. - Introduction

Les dommages graves que les ouvrages d'art subissent suite aux tremblements de terre survenus au cours de ces dernières années, y compris le séisme qui a touché les régions de Boumerdès et d'Alger en 2003, ont pu mettre en relief l'importance de prendre l'évaluation de la vulnérabilité parasismique de ces ouvrages comme une préoccupation majeure pour les propriétaires et les autorités concernés. Pour cette raison, il est crucial de mener une enquête directe sur les lieux après les séismes, dans le but de développer ou d'améliorer les plans de priorité de la réhabilitation de ces ouvrages en Algérie.

De cet effet, une méthode fiable pour optimiser les méthodes de réhabilitation et de génération des plans de décision post sismique des ponts et des viaducs qui a gagné en popularité ces dernières années est l'utilisation des courbes de fragilité. Ces derniers sont un outil statistique qui décrit la probabilité qu'un élément structural ou la structure au complet atteigne ou dépasse un niveau de dommage spécifique en fonction de l'intensité de la secousse sismique. Pour dire les choses autrement, en se basant sur des simulations numériques, on établit des fonctions de vulnérabilité analytiques, qui sont des fonctions probabilistes souvent démontrées par des courbes de fragilité [1], [2].

Cependant, en raison de la topographie accidentée des régions, plusieurs grands viaducs en béton précontraint avec des piles élancées dont la hauteur est supérieure à 15 mètres et peut aller de 40 à 80 mètres ont été construits ces dernières années dans le monde y compris en Algérie. Par leur particularité, ces piles élancées sont vulnérables aux actions sismiques et elles doivent être conçues de manière à ce que tous les dommages soient contrôlables et ne se produisent qu'à l'endroit et au moment prévus par les concepteurs. Dans ce but, l'évaluation de la fragilité sismique par le développement des courbes de fragilité des piles élancées constitue une étape essentielle pour l'élaboration des cartes du risque sismique dans le but de gérer les situations après des séismes majeurs probables. Cependant, il y a eu peu de recherches sur la performance sismique des piles élancées des viaducs, ainsi que sur l'évaluation de la fragilité sismique de ces piles; (CHEN, X; LI, J; GUAN, Z, 2019) [3] ont effectué une analyse de la fragilité des ponts à piles élancées soumis à des mouvements sismiques du sol dans les régions proches des failles, (SHAN, D; Q.U., F; DENG, X 2019) [4] ont examiné la fragilité sismique des ponts irréguliers avec des piles élancées qui ne sont pas circulaires, en considérant la direction longitudinale du séisme, (XIAOQIONG, L; L.A.M., L. C. H. , 2020) [5] ont prouvé

que la réponse sismique des grands viaducs à cadre rigide dans les régions montagneuses peut varier en fonction de la hauteur des piles.

En Algérie, les chercheurs se sont concentrés sur l'analyse de la fragilité sismique par le développement des courbes de fragilités sismiques uniquement pour les ponts routiers courants, (Kibboua, 2012) a proposé une méthodologie de développement de courbes de fragilité des piles de ponts en béton armé à partir d'une banque de données issue de certains ponts des villes d'Alger et de Boumerdès suite au séisme de Zemmouri du 21 mai 2003, ces courbes de fragilité sont utilisées pour analyser la vulnérabilité et la tenue aux séismes des ponts existants, particulièrement de ceux qui n'ont pas été conçus selon les prescriptions du règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA- 2008) [6], (Hemaidi Zourgui ; Kibboua ;Taki, 2017) [7] ont développé des courbes de fragilité des ponts en béton armé et/ou précontraint en Algérie, en tenant compte de l'ensemble de leurs éléments constitutifs (piles, culées et appareils d'appui), (KEHILA; REMKI ; Kibboua, 2021) [8] ont présenté une étude comparative de courbes de fragilité des piles de pont d'un pont typique routier algérien conçu avec l'ancienne méthode du coefficient sismique et le nouveau règlement RPOA-2008, (BOUAZZA,2022) [9] a étudié l'influence de l'effet de glissement, le flambement de la barre et la fatigue à bas-cycle dans l'évaluation de la performance sismique des piles en béton armé en termes de courbes de fragilité.

D'un autre côté, il est crucial d'évaluer avec précision les dommages susceptibles d'être provoqués par les séismes lors de la conception parasismique des structures basées sur la performance. La mesure du potentiel de dommages sismiques par des indices de dommage est aussi essentielle en se basant sur les données des enregistrements de tremblements de terre (Cosenza ; Manfredi, 2000) [10], [12], [13]. Bien que de nombreux chercheurs aient examiné la corrélation entre les paramètres de mesure de l'intensité des séismes et la réponse structurelle de différents types de structures, l'importance d'inclure ce sujet sur les piles élancées des viaducs en béton précontraints a été très peu étudiée. Ce travail aborde cette lacune en suggérant d'évaluer la vulnérabilité sismique des piles élancées des viaducs Algériens en béton précontraint en développant leurs courbes de fragilité pour chaque quatre états d'endommagement, à savoir léger, modéré, étendu et effondrement.

II. – Problématiques

Dans le cadre de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des viaducs en béton précontraint, le développement des courbes de fragilité des éléments les plus vulnérables de ces ouvrages par la méthode analytique est devenu un axe de recherche très important dans le monde ces dernières années, surtout dans le domaine des structures construites en béton précontraint.

La participation avec un sujet de recherche pour le développement dans ce domaine très important en Algérie est devenue une véritable préoccupation pour nous en tant que chercheurs en génie civil.

Et même pour les maitres d'ouvrages, la détermination des courbes de fragilité des piles élancées constitue une étape essentielle pour l'élaboration des cartes du risque sismique. Notre champ d'investigation de cette recherche se restreindra à l'élaboration des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs.

III. – Objectifs

L'objectif principal de ce travail de recherche est d'étudier le comportement sismique des piles élancées des viaducs en béton précontraint et d'élaborer les courbes de fragilité de ces piles.

Pour cela on peut classer les objectifs de ce travail de recherche comme suit :

- ✓ Une recherche bibliographique sur la vulnérabilité des piles élancées
- ✓ Développement des modèles pour les ponts en BP
- ✓ Une étude de cas (cas des viaducs Algériens)
- ✓ Faire une étude probabiliste pour la détermination des courbes de fragilité des piles élancées
- ✓ Définition des états de dommage des piles élancées.

IV. Plan de la thèse

Après avoir présenté une introduction, les problématiques et les objectifs de cette recherche. Le travail est subdivisé en quatre chapitres :

- ❖ - Le premier chapitre présente une revue aussi générale que possible des principaux travaux antérieurs réalisés dans les quatre dernières décennies.
- ❖ – Le deuxième chapitre vise à exposer la théorie de base de la méthodologie de développement des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint

Introduction générale

- ❖ – Le troisième chapitre vise à exposer la modélisation numérique de notre viaduc d'étude en béton précontraint
- ❖ – Le quatrième chapitre expose les résultats et les discussions sur l'élaboration des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint.

Enfin le travail est achevé par une conclusion générale dans laquelle on introduira la discussion des résultats obtenus et les recommandations relatives à un certain nombre de paramètres à considérer pour un éventuel approfondissement du sujet de recherche.

CHAPITRE I

SYNTHESE DES TRAVAUX ANTERIEURS

I.1 – Introduction

L'analyse des dégâts occasionnés à la suite des récents tremblements de terre aux États-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988), El-Asnam 1980, Costa Rica 1991, Kocaeli 1999 et Boumerdès 2003 a permis de mieux comprendre la nature des mouvements sismiques et d'identifier les faiblesses des éléments structuraux des ponts et le comportement des fondations et des sols sur lesquels elles reposent [14], [15], [16]. En ce qui concerne les structures, il a été prouvé par l'expérience que les dommages les plus fréquents causés aux ponts et aux viaducs sont: (a) la perte d'appuis des travées, (b) la rupture des colonnes et des piles, (c) la rupture des culées servant de murs de soutènement, et (d) l'effondrement ou l'affaissement du remblai situé aux accès des ponts. Il est reconnu que 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.

L'analyse des dommages a conduit à l'évaluation de la vulnérabilité des piles élancées des viaducs en béton précontraintes et à la construction de leurs courbes de fragilité. Cette étape permettra aux autorités de prendre les décisions adéquates quant à l'adaptation ou la mise à niveau parasismique de ces viaducs, d'une part, et d'autre part, à la mise en place d'une planification rationnelle face aux désastres susceptibles de se produire (planification des secours avant et après un séisme) en mettant à leur disposition un outil en mesure de caractériser la perte matérielle directe, et l'estimation de la perte de fonctionnalité des réseaux routiers [1].

I.2 – Dommages sismiques aux ponts et viaducs

Les ponts et les viaducs avec poutres en béton armé et/ou précontraint doivent rester opérationnels tout en respectant les critères minimaux de capacité après un séisme. En effet, ces dernières constituent les éléments les plus fragiles d'un réseau de transport routier et elles sont plus vulnérables que les bâtiments aux mouvements sismiques [17].

La conception parasismique vise à concevoir les structures de pont et viaduc avec un faible risque de l'évènement sismique, afin d'éviter la perte de vies humaines et des coûts de réparation élevés. Ces objectifs peuvent être atteints grâce au concept de ductilité. Les éléments verticaux jouent un rôle essentiel dans la ductilité des ponts (piliers et fût de piliers, etc.) permettant aux autres composantes de rester essentiellement élastiques. De cet effet, le manque de ductilité

dans les zones des rotules plastiques des piles des ponts et des viaducs et le manque de ferrailage dans ces zones sont les causes principales des dommages [18].

Après les récents séismes, comme ceux de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) et Kobe (1995), on constate que trois problèmes de calcul sont à l'origine de tous les dommages constatés. On peut observer différentes formes de déficiences de calcul (angle, position et cause de la fissuration) et modes de rupture. Elles sont la conséquence directe des dommages avant l'apparition de calcul non linéaire de ces types de structures [16]. Ce type d'analyse sismique des ponts couvre l'insuffisance de calcul seulement avec la philosophie d'analyse linéaire élastique qui prévalait avant 1970. Des exemples de dommages survenus dans des ponts et viaducs, pour chaque séisme mentionné précédemment, sont présentés à la figure I.1.



(a) Bretelles de l'autoroute 5 et 14, San Fernando (1971)



(b) Viaduc Cypress Street à Oakland, Loma Prieta (1989)



(c) Passage inférieur à l'autoroute Simi-Valley-San Fernando, Northridge (1994)



(d) Autoroute Hanshin à Kobe, Kobe (1995)
(Wiki Commons).

Figure I.1 : Exemples de dommages des ponts à la suite des séismes [5]

I.2.1 Dommages sismiques aux ponts et viaducs observés lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003

Le tremblement de terre qui a frappé le nord de l'Algérie a été extrêmement violent. Selon le Réseau National de Strasbourg, la magnitude a été de 6.7 sur l'échelle de Richter. La secousse principale s'est produite à 18 h 44 (temps universel) 19 h 44 (heure locale) et a été immédiatement suivie par une multitude de répliques. L'épicentre de ce séisme a été localisé en mer très proche du littoral, à 60 km au nord-est d'Alger plus précisément à quatre kilomètres de la côte, entre Zemmouri et Boumerdès (Long. 3.53E - Lat. 36.81N). L'accélération maximum du sol a été enregistrée à "0.58g" à environ 20 kilomètres et "0.34g" à environ 60 kilomètres de l'épicentre. Depuis 1980, ce séisme a été le plus meurtrier en Algérie, avec un bilan final de 2278 décès enregistré le 21 juin 2003.

Lors de tremblement de terre majeur (Boumerdès 2003), des dommages importants sur les ponts ont été observés. Ces dommages sont liés aux différents problèmes, on distingue les effets liés à la nature des sols comme : liquéfaction des sols sableux et les glissements de sols qui ont entraîné des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs centimètres. Les principales dégradations enregistrées lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 peuvent être énumérées de la manière suivante :

- ❖ - Déplacement latéral des tabliers de ponts et rupture de murets cache poutres
- ❖ - Dégradation des éléments structuraux des ouvrages d'art (poutres, piles, ...)
- ❖ - Dégradation des équipements des ouvrages d'art (joints de chaussée, appareils d'appuis)
- ❖ - Fissures de différents degrés au droit des diverses parties des ouvrages (piles, culées, chevêtres, ...).

Contrairement aux cas des bâtiments et maisons d'habitation, pour lesquels quelques 30000 logements et 6000 édifices publics ont été carrément détruits ou jugés irrécupérables suite au séisme, les ponts n'ont pas connu un tel cas de destruction totale ou des cas jugés irrécupérables. Néanmoins, quelques dommages ont été enregistrés au niveau de certains ponts dans la wilaya de Boumerdès (figure I.2). À titre d'exemple, on peut citer le cas le plus critique, qui est celui du pont sur la RN24 (Pont sur Oued Sebaou), et du viaduc d'El-Harrach [19].



(a) Déplacement horizontal du tablier d'un pont sur Oued El Harrach sens Ben Aknoun - Dar El Beida



(b) Dégradation du tablier et de la culée du pot côté Heraoua[



(c) Ecrasement de l'appareil d'appui et détérioration de l'appui de Pont sur Oued Sebaou



(d) Dégradation du tablier et de la culée du pot côté Heraoua[

Figure I.2 : Exemples de dommages de ponts et viaducs à la suite au séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 [1]

I.3 – Notions sur la fragilité sismique des ponts et viaducs

I.3.1 - Définition de la fragilité sismique

La fragilité sismique peut être définie comme la probabilité qu'un composant structurel ou un système ne se comporte pas de manière satisfaisante dans un état limite de dommage prédéfini lorsqu'il est soumis à une série étendue d'actions sismiques. Conformément à la définition ci-dessus, l'analyse de la fragilité sismique peut être considérée comme une mesure probabiliste pour l'évaluation de la performance sismique des composants des systèmes

structuraux. Il existe deux produits finaux différents de l'analyse de fragilité sismique : la matrice de probabilité de dommages et la courbe de fragilité [20].

I.3.2 - Les différentes mesures de la fragilité sismique des ponts et viaducs

Rappelons que la fragilité d'un ouvrage est sa susceptibilité à subir des dommages. Plus un pont est fragile plus l'excitation nécessaire pour l'endommager est faible. Une mesure de la fragilité donne la probabilité qu'une structure dépasse un état de dommage, sachant l'amplitude du mouvement du sol qu'elle excite [21].

I.3.2.1 - Matrices de dommage

Une matrice de dommage est un tableau donnant le pourcentage de bâtiments ayant atteint chacun des états de dommage pour différents échelons de l'échelle de Mercalli modifiée ou d'une autre échelle d'intensité. Elle est valable pour une zone et une classe de bâtiments donnée.

Dans l'exemple de matrice de dommage du tableau I.1, on constate qu'après un séisme d'intensité VI, 18,8 % des ponts ne subissent aucun dommage et 0,2 % s'effondrent.

Une courbe de fragilité discrète peut être établie à partir des données des matrices de dommage

Tableau I.1 : Exemple de matrice de dommage [22]

Degrés de dommages	Probabilité de dommage					
	Mesure d'Intensité (Échelle Macrosismique Européenne)					
	V	VI	VII	VIII	IX	X
D0 : Aucun	90,4	18,8	6,4	0,1	0,0	0,0
D1 : Léger	9,2	37,3	23,4	1,8	0,2	0,0
D2 : Modéré	0,4	29,6	34,4	10,0	2,0	0,4
D3 : Substanciel	0,0	11,8	25,2	27,8	12,5	4,7
D4 : Étendu	0,0	2,3	9,2	38,7	38,3	27,9
D5 : Effondrement	0,0	0,2	1,4	21,6	47,0	67,0
	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

I.3.2.2 - Courbes de fragilité

Une courbe de fragilité est un outil pour évaluer la fragilité d'un ouvrage en donnant la probabilité qu'il a de dépasser un état de dommage donné en fonction de l'intensité du mouvement du sol. Cette description probabiliste permet de prendre en compte l'incertitude sur le comportement de l'ouvrage étudié et sur la demande sismique. La fonction de répartition d'une loi log-normale est utilisée pour décrire cette probabilité [23]. Deux exemples de courbes de fragilité sont présentés la figure I.3.

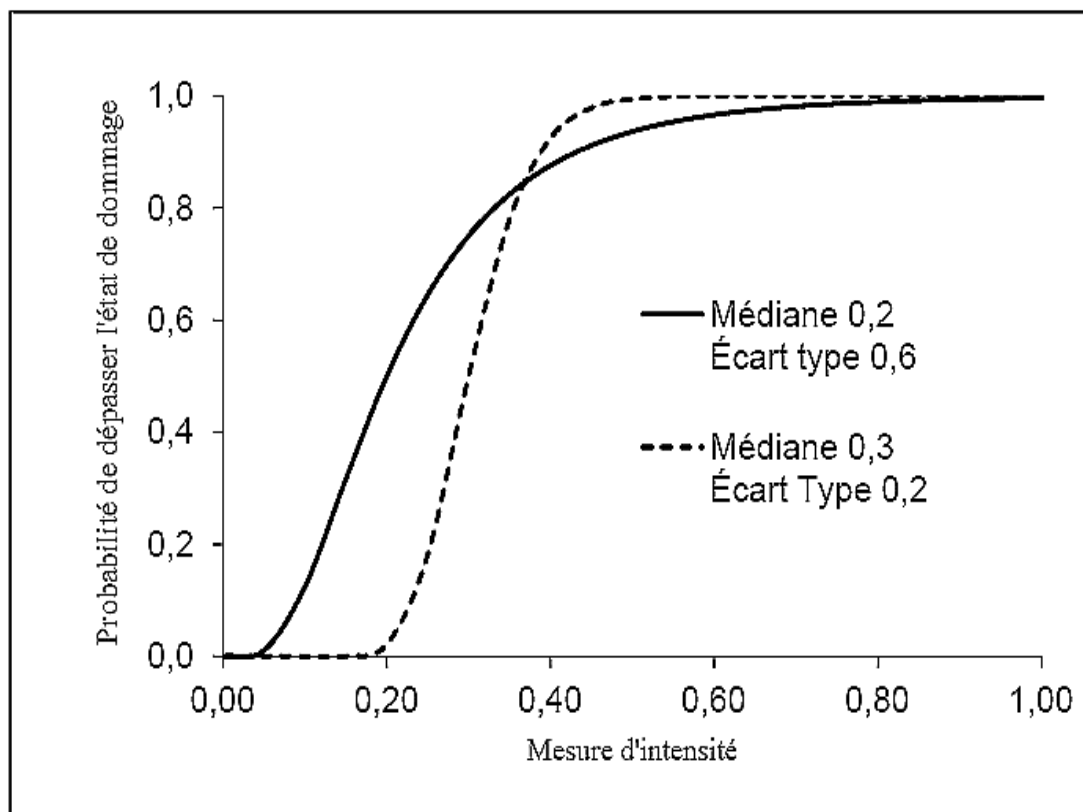


Figure I.3 : Allure des courbes de fragilité [23]

I.3.2.3 - Facteur de dommage moyen

Le facteur de dommage moyen utilise la probabilité d’atteindre chaque état de dommage pour déterminer un facteur représentatif de l’état du pont. Il est égal à la somme des probabilités d’atteindre chaque état de dommage pondérées avec le rapport d’endommagement moyen [24] :

$$MDF = \sum_i \alpha_{Dsi} P(Dsi) \dots\dots\dots(1.1)$$

Avec :

α_{Dsi} : Le rapport d’endommagement moyen de l’état de dommage i , présenté dans le tableau I.2. Ce rapport représente la perte économique en termes de proportion du coût de l’ouvrage.

Ainsi, un rapport d’endommagement de 0,25 pour l’état de dommage modéré signifie que les pertes économiques liées à la remise en état de l’ouvrage sont estimées à environ 25% du coût de celui-ci.

$P(Dsi)$: La probabilité d’atteindre l’état de dommage i .

Tableau I.2 : Rapport d'endommagement moyen pour chaque état de dommage [24]

	α_{Dsi}
Aucun dommage	0
Léger	0,03
Modéré	0,25
Étendu	0,75
Complet	1

I.3.3 - Méthodes d'analyse de la fragilité sismique des ponts et viaducs

I.3.3.1 - Avis d'experts et méthodes empiriques

Un groupe d'experts peut déterminer la vulnérabilité d'un ensemble d'ouvrages en se basant sur leur connaissance, cette méthode est soumise à la subjectivité du groupe choisi et nécessite le travail de plusieurs personnes. La fragilité peut être donnée sous forme de matrice de dommage [22].

Les courbes de fragilité empiriques sont obtenues en observant les conséquences d'un séisme dont on a connaissance de l'intensité du mouvement du sol à l'emplacement de chaque ouvrage. En analysant les états de dommages d'un groupe d'ouvrages et en développant leurs courbes de fragilité, on peut déterminer la courbe de fragilité d'un autre ouvrage en identifiant celle qui correspond le mieux aux dégâts observés [25].

I.3.3.2 - Méthodes analytiques

Il est possible de développer un modèle numérique de pont ou viaduc pour simuler son comportement durant un séisme. Un modèle numérique est une représentation, dans un logiciel de modélisation par éléments finis comme Seismostruct 2020 ou Revit (Autodesk®, 2020), du pont étudié. Il est possible d'appliquer des charges, statiques ou variables au cours du temps à ce système et d'obtenir la réponse engendrée par ces charges. Pour calculer la réponse d'un pont lors d'un séisme, on applique notre chargement sismique au modèle numérique, ce mouvement sismique induit des charges dans la structure. La réponse au cours du temps des différents composants du pont est alors générée par le logiciel.

Ce processus est répété pour plusieurs mouvements du sol afin d'obtenir les modèles probabilistes de demande sismique (PSDM) de chaque composant. Le PSDM d'un composant est un nuage de points où chaque point a comme ordonnée la réponse maximale de ce

composant et comme abscisse la valeur « d'intensité » du mouvement du sol, ainsi chaque mouvement du sol appliqué donne un point. Ces différentes étapes sont détaillées dans la figure I.5. Dans cette figure, les modèles probabilistes de la demande sismique sont représentés en termes de déplacement en fonction de l'accélération spectrale [21].

Les fonctions de fragilité analytiques peuvent être développées en utilisant une variété de méthodes telles que :

❖ - Méthode spectrale élastique

La méthode spectrale élastique est l'approche la plus simple et la moins coûteuse en temps pour générer les courbes de fragilité. Yu et al [28] ont montré l'utilité de cette approche pour évaluer la vulnérabilité sismique des ponts routiers du Kentucky. Ils ont modélisé chacun des piliers du pont comme des structures à un degré de liberté (SDOF), puis ont estimé leur réponse en utilisant un spectre de réponse élastique. Les dommages des structures sont évalués par le rapport entre la capacité et la demande sismique. Cette dernière a été déterminée à partir d'une analyse spectrale élastique. Les résultats de ces calculs sont ensuite assemblés dans une matrice de fréquence de dommages, utilisée pour générer des courbes de fragilité.

Jernigan et Hwang [29] affirment que les résultats de cette méthodologie se comparent raisonnablement bien à ceux générés à l'aide d'une méthode plus rigoureuses.

❖ – Méthode statique non-linéaire

La méthode statique non-linéaire est une approche alternative, souvent appelée la méthode du spectre de capacité. La méthodologie d'élaboration des courbes de fragilité par cette méthode a été utilisée par différents chercheurs [25],[30]. En effet, la méthodologie utilise l'intersection d'un spectre de capacité avec un spectre de demande.

Le spectre de capacité est développé en générant d'abord une courbe de poussée statique non linéaire d'une structure ou élément structural. Ce Pushover est généré par un chargement incrémental pour un modèle de chargement qui est cohérent avec son mode de réponse dominant. Le spectre de capacité est une courbe de poussée statique représentée par une relation force-déplacement qui peut ensuite être converti en un spectre de capacité (accélération spectrale Vs déplacement spectral) [30].

Les spectres de capacité et de demande peuvent être placés sur la même figure pour déterminer la réponse maximale du pont. Cette réponse maximale serait déterminée en localisant l'intersection des deux courbes. Cependant, lorsque l'incertitude sur la capacité et la

demande est prise en compte, chaque courbe est alors représentée par une distribution probabiliste comme le montre la figure I.4 [31]. Les courbes de fragilité sismique peuvent ensuite être générées à partir de ces spectres en les évaluant à des états limites prédéfinis.

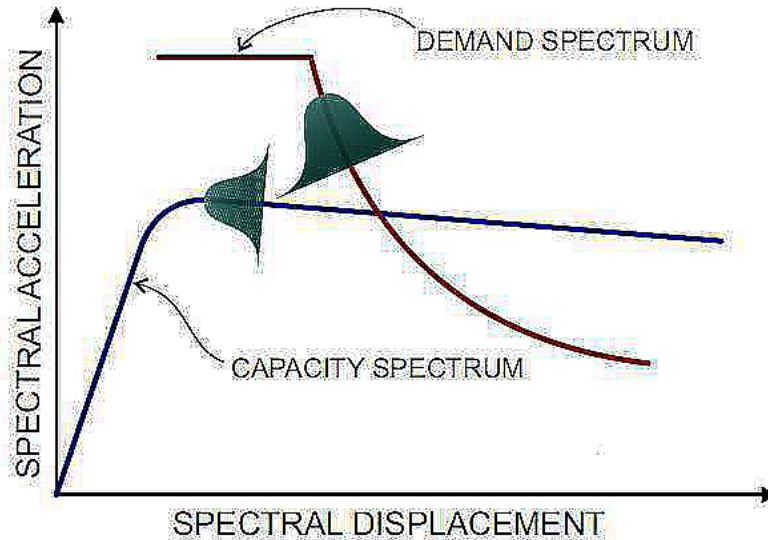


Figure I.4 : Le spectre de capacité et le spectre de demande [31]

❖ – Méthode dynamique temporelle non-linéaire

La méthode temporelle non-linéaire (Nonlinear Time History Analysis) est considérée comme la méthode la plus rigoureuse pour estimer les demandes sismiques inélastiques des structures. Les courbes de fragilité développées à l'aide de cette procédure sont censées avoir une meilleure fiabilité que celles développées à l'aide des procédures analytiques susmentionnées [25], [29]. Cette méthode a été utilisée de différentes manières pour développer les courbes de fragilité. La méthodologie de l'approche NRHA est décrite en général comme suit (figure I.5 et figure I.6) [21] ;

La première étape consiste à sélectionner une série d'enregistrements sismique (accélérogrammes) qui est appropriée et représentative de la zone géographique ciblée. Le mouvement sismique du sol est représenté par des caractéristiques telles que la magnitude et les distances épicentrales. Ensuite, les propriétés structurelles (la géométrie et les caractéristiques des matériaux) sont définies. Une analyse non-linéaire temporelle est effectuée pour chaque structure ou élément de structure. En effet, des réponses structurelles maximales de chaque élément (par exemple, ductilités des colonnes, déformation des appareils d'appuis, déplacement des culées, etc.) sont collectées.

En utilisant les réponses maximales des composants du pont, un Modèle de Demande Sismique Probabiliste (PSDM) peut ensuite être généré en utilisant une analyse de régression.

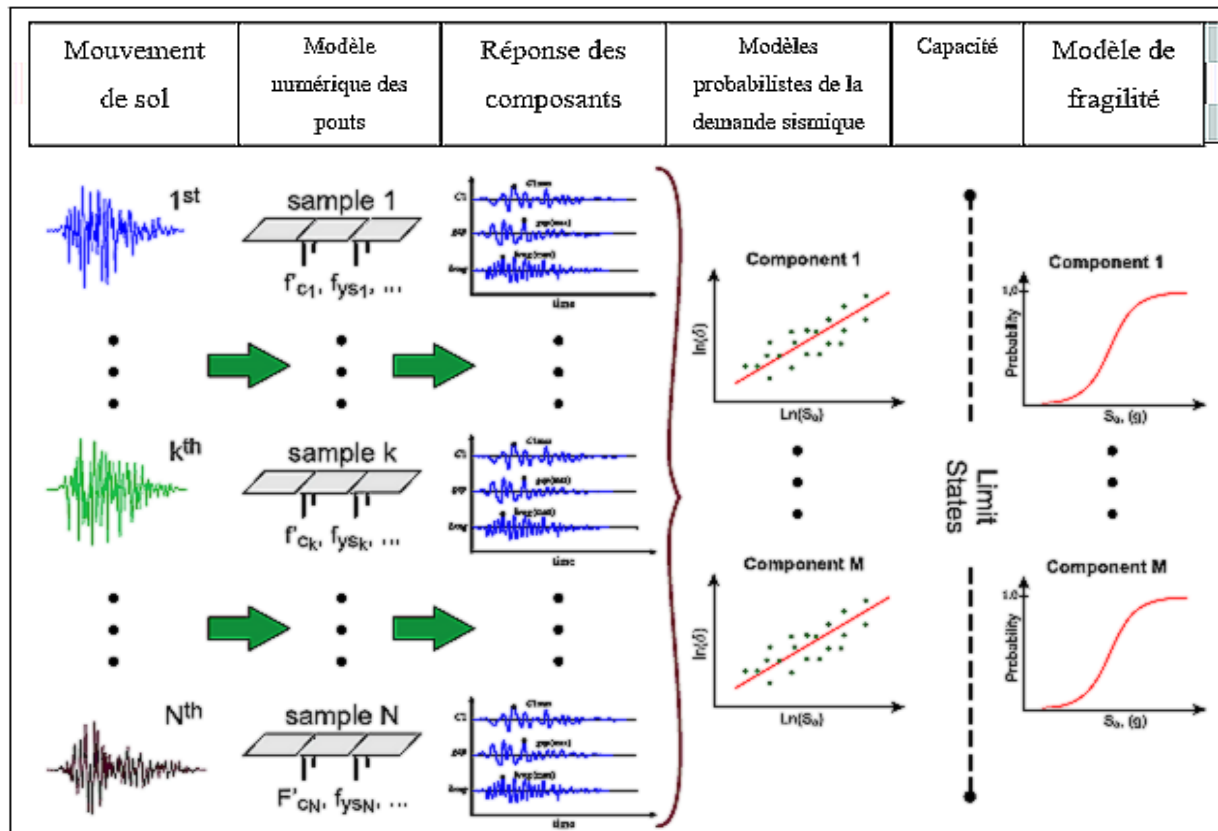


Figure I.5 : Développement des courbes de fragilité à l'aide d'une méthode analytique (analyse numérique) [21]

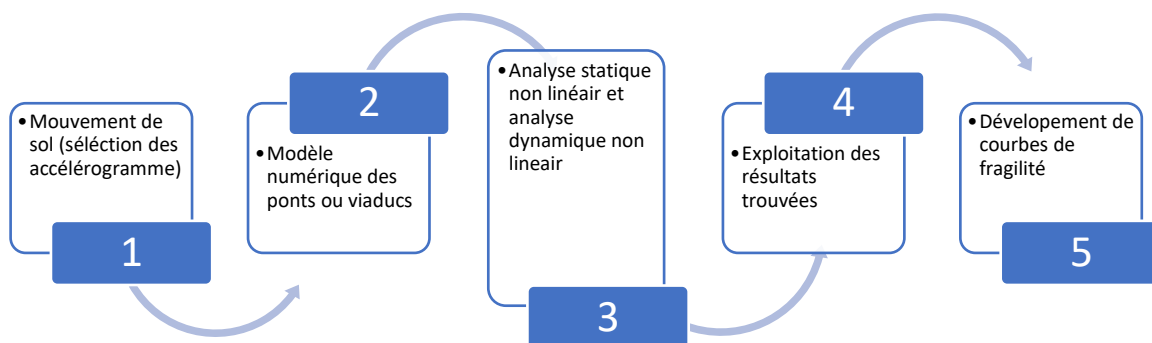


Figure I.6 : Développement des courbes de fragilité analytiques [21]

I.3.3.3 - Méthodes simplifiées

Une méthode simplifiée permet de qualifier ou quantifier la fragilité d'un ensemble d'ouvrages à partir de calculs exécutables par un chiffrier Excel. Elle n'utilise que quelques paramètres facilement accessibles comme la longueur des travées, la hauteur des piles ou le matériau du tablier.

Les méthodes indicielles, comme la méthode MTQ2013 utilisée par le Ministère des Transports du Québec et qui a été proposée par Lemaire (2013) [26], sont des méthodes simplifiées qui permettent de classer les ponts entre eux en fonction de leur vulnérabilité afin de prioriser les interventions ou planifier les mesures de mitigation. Le classement des ponts selon leur vulnérabilité n'apporte pas d'information sur l'intensité minimale des séismes nécessaire pour endommager une structure.

Une autre méthode simplifiée, celle de Basöz et Mander permet de quantifier la fragilité des ponts en calculant les courbes de fragilité. Les paramètres géométriques du pont, le type d'appuis et les matériaux de construction sont entre autres utilisés pour calculer sa capacité à chaque état de dommage. Cette capacité est nécessaire pour calculer les courbes de fragilité. Cette méthode a été développée en 1999 pour améliorer la méthodologie HAZUS [27].

I.4. Evaluation des niveaux de dommages sismiques pour le développement de courbes de fragilité

L'évaluation des dommages affectant les piles du viaduc est quantifiée à l'aide de l'indice de dommages DI, qui est dérivé du modèle de dommages élaboré par (Park ; Ang, 85) [32]. Pour le développement des fonctions de vulnérabilité, les rapports des enquêtes post sismiques sur les dommages survenus sont exploités pour établir la relation entre l'intensité du mouvement du sol et le niveau de dommages de chaque pont [25]. Une courbe de fragilité décrit donc la probabilité de dépassement d'un certain niveau de dommage correspondant à une certaine intensité du mouvement de sol. Au Japon, le rapport de l'enquête post-sismique sur les dommages, liés aux piles de pont en béton armé, résultant du séisme de Kobe, établi par le Hanshin Expressway Public Corporation's (HEPC's) sur un échantillon de 770 cas de piles, de géométrie et ferrailage identique, a été considéré pour définir cinq classes de dommages [25]. Ces états de dommages répertoriés en classe As, A, B, C et D sont schématisés par des illustrations correspondant à quatre modes de ruine ou de rupture, définis comme suit :

- ❖ - Etats d'effondrement ou de ruine (Collapse - As)

- ❖ - Dommage majeur (Major damage - A)
- ❖ - Dommage modéré (Moderate damage – B-)
- ❖ - Dommage léger (Slight damage - C)
- ❖ - Aucun dommage (No damage - D).

L'état de dommage de la structure dépend de l'endommagement de chacun des éléments ainsi que de l'endommagement global. La combinaison de plusieurs dégâts légers sur différents éléments structuraux peut amener à un état de dommage modéré ou supérieur. La correspondance entre les éléments structuraux, les mécanismes de rupture et les états de dommage est présentée à la figure I.7 [33], [25].

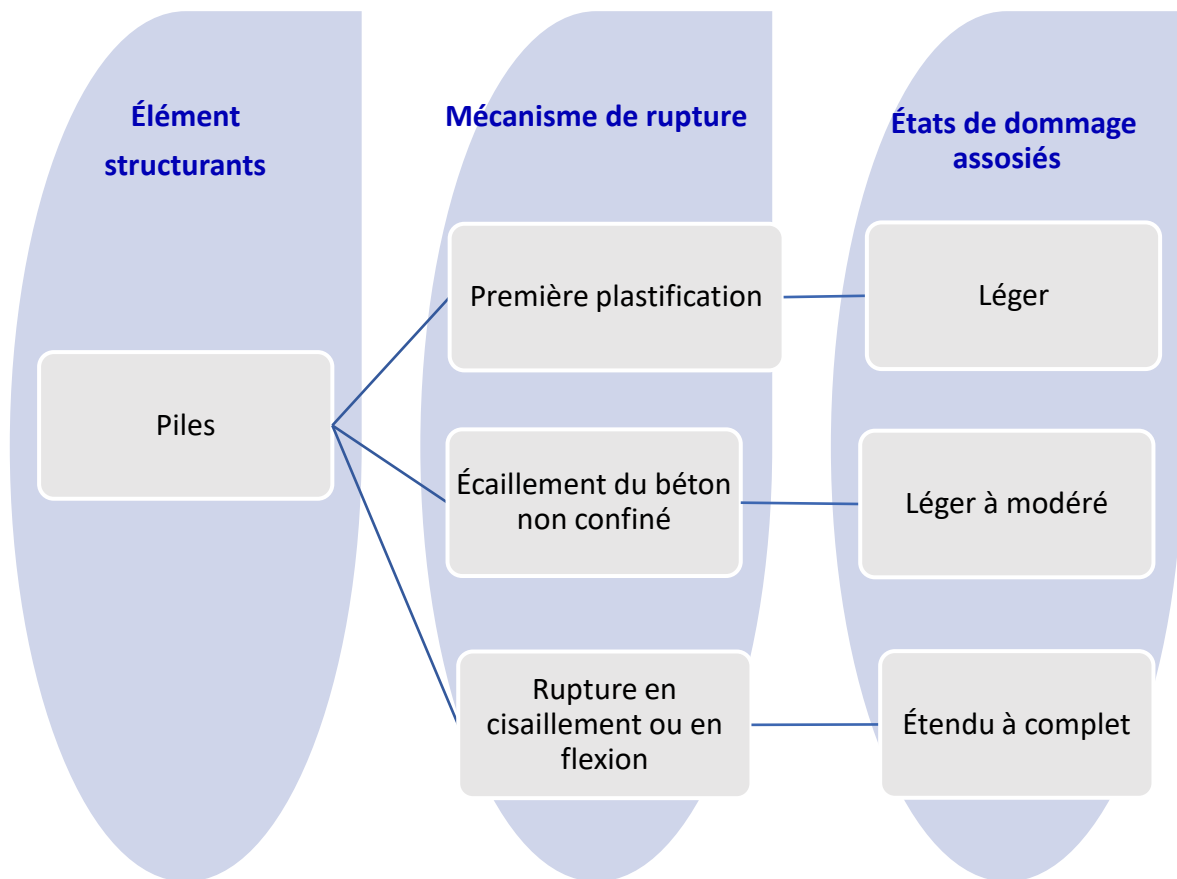


Figure I.7 : Récapitulatif des associations entre les mécanismes de rupture des piles et les états de dommage [33]

I.4.1 - Classes de dommages

La classification des dommages est une méthode d'évaluation des ponts qui permet de déterminer leur état de détérioration et leur capacité de charge résiduelle. Cette méthode est souvent utilisée pour évaluer les ponts existants et planifier leur entretien ou leur reconstruction. Généralement, une classe de dommage est déterminée en fonction de l'étendue et de la gravité des dommages observés sur les différentes parties du pont. Très souvent, les dommages sont classés en cinq catégories, de la classe 1 (aucun dommage) à la classe 5 (dommages très graves ou rupture) [25].

Pour générer la fonction de vulnérabilité, des analyses non linéaires statiques et dynamiques ont été effectuées sur la structure du pont afin de dériver le paramètre d'indice de dommage (damage index DI) pour chaque cycle de chargement.

I.4.2 - Critères d'endommagement

La vulnérabilité sismique d'une structure est caractérisée par des degrés de dommages représentatifs de l'état de dégradation de la structure suite à un tremblement de terre. Ils sont principalement définis sur des critères subjectifs, qui se basent souvent sur des observations visuelles. Ils peuvent donc varier suivant les échelles utilisées et se montrer parfois inadaptés lorsque 'il n'est pas possible de relier le comportement physique d'un élément structural à certains degrés.

Un état limite est un critère défini comme la valeur de la demande structurelle qu'un système est incapable d'atteindre, à un niveau spécifié : endommagement ou défaillance.

L'état d'endommagement ou de défaillance peut être spécifié à travers des limites sur n'importe quel paramètre de réponse tel que : contraintes, déformations, déplacements, accélérations.

Les niveaux de performance dépendant de la valeur de déplacement relatif de la pile de pont sont présentés dans les tableaux I.3 et I.4.

Le tableau I.3 présente la relation entre la performance sismique souhaitée et le taux maximum de déplacements relatif (drift) recommandé par FEMA 273 [35] et l'ATC 40 [34] pour les piles de pont en béton armé.

Ils ont défini trois niveaux de performance structurelle et deux gammes de performance structurelle intermédiaire en ce qui concerne le déplacement relatif.

Les niveaux de performance structurelle sont : Complètement opérationnel, sécurité limitée, prévention d'effondrement. Les deux gammes de performance structurelle intermédiaire sont : contrôle des dommages et sauvegarde des vies humaines tel qu'illustré au tableau I.3 avec les limites correspondantes au déplacement relatif (drift). Les structures doivent satisfaire ces critères de performances minimales [35].

Tableau I.3 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts [35]

Objectif de la performance	Dommage	Limite du déplacement relatif (Drift limit)
Complètement opérationnel	Aucun dommage	<0.2%
Contrôle des dommages	Réparable	<0.5%
Sauvegarde des vies humaines	Non réparable	<1.5%
Sécurité limitée	Dommages importants	<2.5%
Prévention d'effondrement	Proche de la ruine	>2.5%

Les Critères de performance pour les piles de pont qu'ont été développés sont basés sur de nombreux tests expérimentaux réalisés par des chercheurs de l'Université de Californie à San Diego [36]. Plus tard, Caltrans [37] adopté un catalogue visuel de dommages des ponts en béton armé.

Tableau I.4 : Niveaux de performance et dommage des piles de ponts [37]

Niveau	Description de la performance	Dommage	Limite du déplacement relatif (%)	Limite déformation de l'acier	Limite déformation du béton
I	Totalement opérationnel	Pas de dommage	<1.0	<0.005	<0.0032
II	Opérationnel	Mineur	1.0	0.005	0.0032
III	Dommage limite	Modérée	3.0	0.019	0.01
IV	Sauvegarde des vies humaines/proche de l'effondrement	Etendu	5.0	0.048	0.027
V	Effondrement	Majeur	8.7	0.063	0.036

I.5 – Evaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs

Les viaducs sont des structures essentielles dans l'ingénierie civile, permettant de franchir des terrains accidentés ou des vallées. Ils sont construits des séries de ponts plus longs et souvent plus élevés. Les systèmes de piles d'un viaduc sont constitués d'une série de piles reliées entre elles par la superstructure du pont et qui partagent collectivement leur rigidité en flexion. Dans ces systèmes, les tendances actuelles dans la construction des viaducs montrent une utilisation croissante des piles élancées en béton armé. En général, la répartition de la rigidité en flexion est telle que les piles les plus rigides d'un système fournît une rigidité en flexion supplémentaire aux piles les plus élancées, au coût de recevoir une plus grande partie de la charge [49]. En outre, l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs en béton précontrainte n'est pas peu fréquente sur de nombreux continents, y compris notre pays.

I.5.1- Les caractéristiques essentielles des piles élancées

Cependant, avant de discuter de la littérature sur l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs, il est crucial de mentionner, dans ce qui suit, les caractéristiques essentielles des piles élancées en se concentrant plus spécifiquement sur l'élancement et les effets de second ordre (effets P-Delta).

I.5.1.1– Elancement

L'élancement λ d'une pile comprimée de section constante est le rapport de sa longueur de flambement l_f au rayon de giration i_{min} de la section de béton seul calculé dans le plan de flambement. Le risque de flambement est d'autant plus important que l'élancement est grand.

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \quad \text{et} \quad i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$$

l_f : longueur de flambement

i_{min} : rayon de giration minimum de la section droite correspondant au plan de flambement,

I_{min} = moment d'inertie de la section droite suivant la petite dimension

A = aire de la section

Les caractéristiques géométriques de la section sont exprimées par le rayon de giration (i). Le rayon de giration exprime l'éloignement de la matière par rapport au centre de gravité de la section.

La longueur de flambement (l_f) dépend de la longueur de l'élément (L) et du type de la liaison (Figure 1.8)

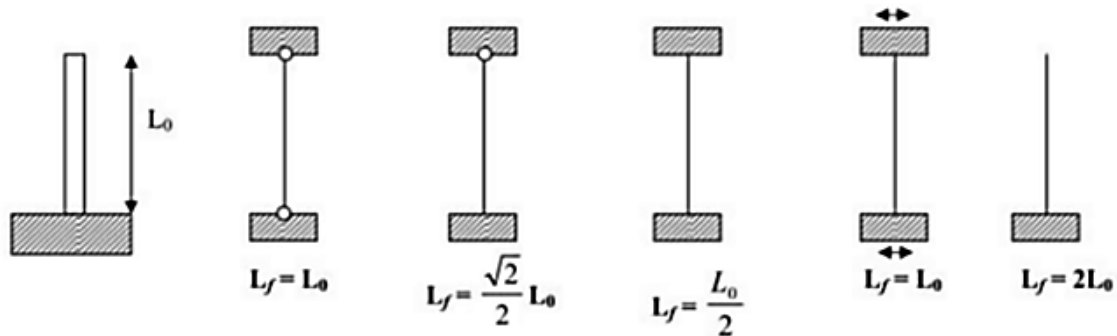


Figure I.8 : La longueur de flambement (l_f) en fonction de type de la liaison

Le flambement apparaît quand, pour des raisons d'irrégularités de la matière et des forces appliquées, une pile se met à fléchir sous une charge parallèle à son axe, En première approximation on peut considérer que si l'élançement (λ) est inférieur ou égal à 30 il n'y a pas de risque de flambement. Le flambement est finalement un problème de flexion, et il est logique que l'inertie joue un rôle important dans le phénomène [49].

Une étude complète des paramètres de conception des 22 ponts a été étudiée dans le but d'identifier les conséquences particulières qui peuvent être présentes dans la conception des piles élancées de ponts et viaducs en fonction de leurs élançements [49]. On peut distinguer deux résultats importants :

▪ - **L'élançement λ et la hauteur de la pile**

Cependant, la hauteur de la pile n'est pas aussi importante que l'élançement de la pile en lui-même. Les hauteurs des piles élancées des ponts étudiés sont illustrées dans la figure I.9, en comparaison avec leurs élançements λ . L'objectif principal de cette comparaison était de déterminer si les élançements λ de ce type de piles sont principalement influencés par les besoins topographiques. Les données ne démontrent pas une corrélation fiable entre les deux paramètres. Cela veut dire que les conditions topographiques ne sont pas obligatoirement le facteur déterminant des valeurs de l'élançement λ [49].

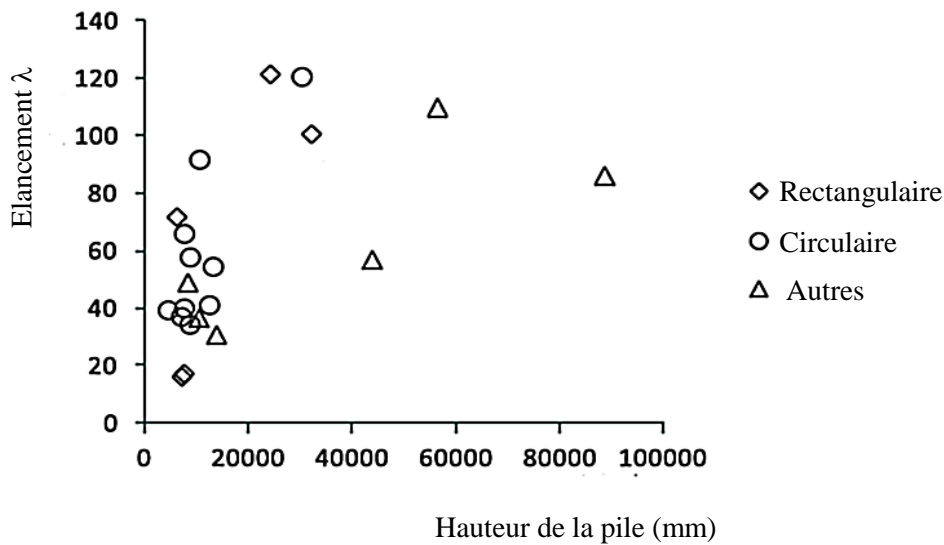


Figure I.9 : Comparaison entre d'élancement λ et la hauteur des piles élancées [49]

▪ - L'élancement λ et l'élancement géométrique

La figure I.10 montre une comparaison entre l'élancement géométrique H/B et l'élancement λ (l'élancement mécanique) des piles élancées des ponts étudiés [49]. L'élancement géométrique H/B est défini comme le rapport entre la hauteur de la pile et son épaisseur dans la direction longitudinale de la superstructure. Pour les piles très élancées circulaires et rectangulaires, les rapports $H/D > 10$ et $H/B > 10$ [50]. L'élancement géométrique permet une évaluation plus précise de l'aspect esthétique d'une pile, tandis que l'élancement mécanique λ mesure la sensibilité d'une pile à une rupture par flambage. Il y a peu de corrélation positive entre les deux paramètres. Étant donné que les deux paramètres ne possèdent pas une relation linéaire parfaite, il est évident que l'élancement géométrique ne dépend pas nécessairement de l'élancement mécanique λ . Puisque ces deux paramètres sont indépendants, il est possible de distinguer l'élancement esthétique (géométrique) de l'élancement mécanique λ [49].

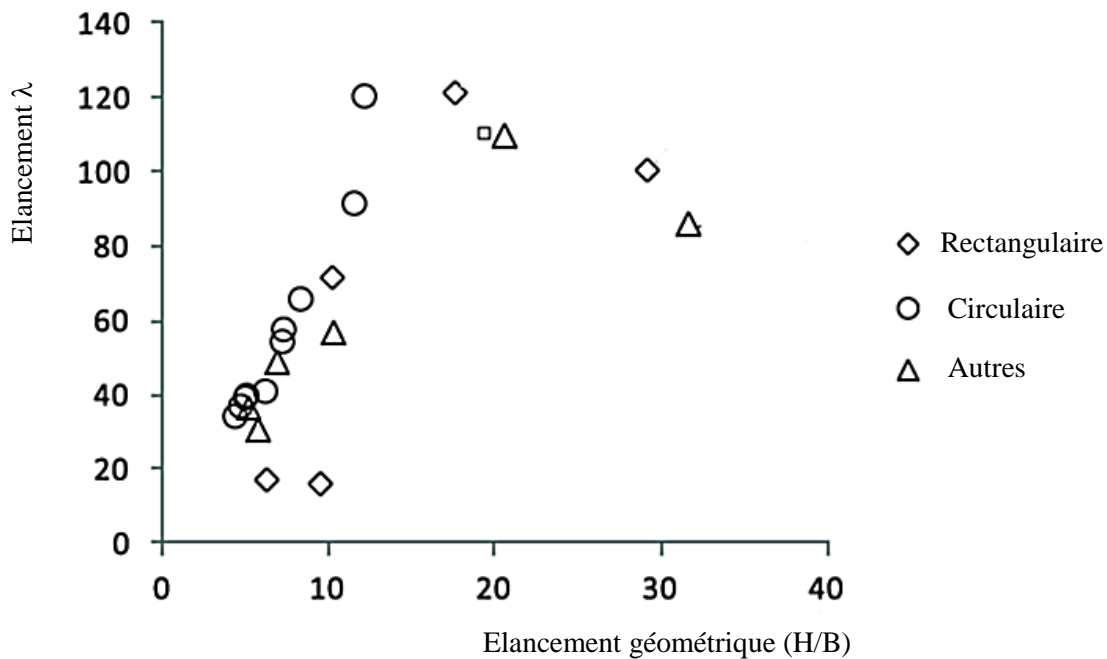


Figure I.10 : Comparaison entre l'élancement géométrique H/B et d'élancement λ (l'élancement mécanique) des piles élancées [49]

I.5.1.2 – les effets de second ordre (effets P-Delta)

La réponse des piles élancés devrait être significativement différente de celle des piles courtes en raison de leurs plus grandes flexibilités et de leurs déformations de flexion plus importantes. Les moments de second ordre causés par les déplacements globaux (moments P- Δ) et les déformations de flexion des éléments (moments P- δ) peuvent potentiellement dominer la réponse inélastique et la performance sismique des piles élancées des ponts en béton armé [51]. Le déplacement latéral (Δ) et la déformation de l'élément (δ) sont illustrés à la figure 1-9, où P représente les charges permanentes verticales appliquées au sommet de la pile. Lorsque la superstructure du pont se déplace latéralement (Δ), les piles reçoivent un moment supplémentaire (P- Δ) en raison de l'excentricité des charges permanentes verticales. On constate que les moments P- Δ diminuent la capacité de charge réelle des piles élancées en béton armé en fonction du déplacement latéral et de la charge axiale. L'instabilité dans les piles élancées avec des niveaux de charge axiale importants peut être causée par la réduction de la résistance et l'effet assouplisseur du moment P- Δ de second ordre.

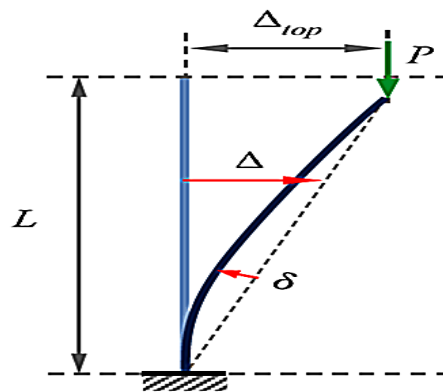


Figure I.11 : Exemple de la non-linéarités géométrique ((effets P-delta) [51]

En plus de se déplacer horizontalement par un déplacement Δ , la pile se fléchit et se déforme, comme le montre la figure 1-12 (exemple d'une pile en porte-à-faux). Les charges permanentes verticales P combinées à la déformation de la pile perpendiculairement à la ligne de corde de l'élément (appelée δ) créent des moments de second ordre, appelés effets P- δ .

Les moments P- δ modifient le schéma des moments de flexion le long de la hauteur de la pile, ce qui donne une distribution non linéaire avec des effets plus importants à mi-hauteur. La localisation des déformations inélastiques dans la région plastique génère plus de flexibilité et de déformation, ce qui rend les effets P- δ encore plus significatifs dans cette région de la pile. Les moments P- δ peuvent donc augmenter la propagation des déformations inélastiques à des hauteurs supérieures à celles prévues par une distribution linéaire des moments, comme le montre schématiquement à la figure 1-12 [51].

Bien que le moment de base ne soit pas directement affecté par la distribution non linéaire des moments, l'extension de la région inélastique le long de la hauteur de la pile augmente leur flexibilité, ce qui conduit à un déplacement horizontal plus important au niveau global. Les effets amplifiés des effets de second ordre sur la conception parasismique des piles élancées des ponts n'ont pas fait l'objet d'une attention suffisante dans la littérature [51].

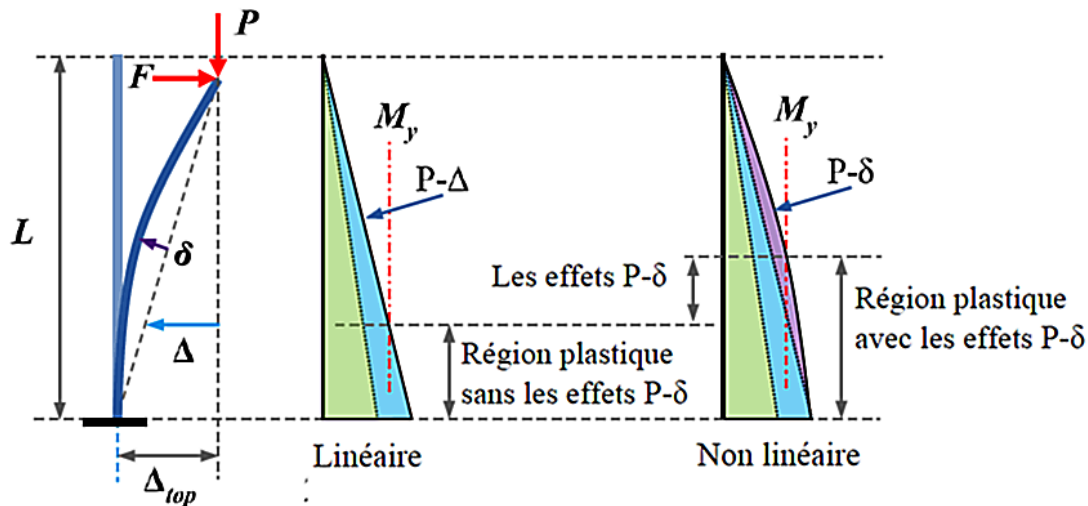


Figure I.12 : Effets P- δ sur la distribution de la plasticité le long des piles en porte-à-faux [51]

I.5.2- La littérature des études de l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs

L'évaluation de la vulnérabilité des ponts et viaducs est une étape essentielle dans la gestion du réseau de transport, car leurs perturbations occasionnent des vastes détournements. Ensuite, cela peut entraîner une diminution considérable de l'efficacité des secours et avoir des répercussions économiques à plus long terme. De cet effet, la détermination de la fragilité et de la vulnérabilité d'un ouvrage est nécessaire pour estimer le risque qu'il représente. La fragilité évalue la capacité de l'ouvrage à subir des dommages, tandis que la vulnérabilité évalue les pertes économiques liées au coût de réparation en fonction des dégâts subis [33].

L'analyse sismique de la fragilité est un outil indispensable pour évaluer la fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint, en fournissant un moyen de calculer la probabilité de dommages qu'ils subissent [39]. La revue de littérature présente les différents concepts nécessaires à la compréhension du sujet de recherche. Jusqu'à présent, de nombreuses études ont examiné les paramètres qui influent sur la réponse sismique des piles élancées des ponts et viaducs. Par exemple, XIAOQIONG LI et Louis Chi Hung (2020) [5] ont démontré que la réponse sismique des grands ponts à cadre rigide dans les régions montagneuses peut changer en fonction de la hauteur des piles. En outre, l'étude suggère également d'éviter de placer les piles adjacentes à des hauteurs très différentes. Ata Babazadeh-Naseri (2017) [51] a étudié les effets de l'élancement et P- Δ sur la réponse inélastique des piles élancées des ponts soumis aux chargements sismiques. Paolo Di Rea et all (2024) [52] ont proposé une procédure simplifiée basée sur les non-linéarités géométriques (P- Δ) et produit une estimation précise du

déplacement ultime en utilisant des modèles numériques typiques des éléments finis à base de fibres des piles élancés en béton armé. Les résultats montrent que l'on peut s'attendre à des variations significatives de la longueur de la rotule plastique équivalente à celle de la pile élancée de l'étude. De plus, le travail de recherche permet aussi de mesurer l'ampleur de la détérioration de la résistance et de la ductilité. Une étude a été réalisée par Xu Chen, Nailiang Xiang et Chunxiang Li (2021) [53] sur l'effet des modes supérieurs sur le comportement sismique des piles élancées des ponts routiers et sur les colonnes de pieux utilisés dans le system de fondations de l'ouvrage. Les colonnes de pieux et les piles élancées présentent un comportement non linéaire, d'où l'utilisation d'éléments en fibre dans cette étude. En utilisant le déplacement de la tête des piles et des pieux comme indice de dommage, les effets des modes d'ordre supérieur sur les colonnes de pieux sont étudiés par le biais des procédures d'analyse dynamique incrémentale (IDA) et d'analyse de fragilité. Les résultats montrent que les réponses sismiques des colonnes de pieux peuvent être significativement sous-estimées lorsque la contribution des modes d'ordre supérieurs de ces derniers est négligée.

D'un autre côté, il existe peu de recherches sur l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs. L'étude de CHEN, X; LI, J; GUAN, Z CHEN Xu, Jianzhong Li et Zhongguo Guan (2019) [3] a mis l'accent sur le développement d'une méthode d'évaluation de la fragilité sismique pour les ponts à piles hauts soumis à des mouvements de faille proches. Quatre états d'endommagement ont d'abord défini pour les piles élancées, et la capacité pour chaque état d'endommagement a été exprimée sous la forme d'une ductilité maximale de la courbure de la section le long de la hauteur de la pile. Ensuite, l'utilisation d'une analyse dynamique non linéaire de l'histoire temporelle (NTHA) a été effectuée en se référant aux enregistrements sismiques des mouvements du sol proche de la faille. De même, une série d'enregistrements sismiques de mouvements du sol de la faille loin a été utilisée à des fins de comparaison. D'après les résultats obtenus, la vulnérabilité sismique des ponts à piles élancées est influencée à la fois par les capacités de l'état d'endommagement et les caractéristiques structurelles, c'est pourquoi il est nécessaire de définir d'autres états d'endommagements spécifiques pour ce type de pile élancée. Une nouvelle méthode d'analyse de la fragilité sismique a été développée par pour Deshan Shan, Faxian Qu, et Xudong Deng (2019) [4] pour évaluer la performance sismique des structures de pont irrégulières avec des piles élancées. L'accent a été mis sur le développement des courbes de fragilité sismique, qui évalue la probabilité de dépassement des états d'endommagement des piles élancées sous une intensité

de mouvement du sol spécifique. Ensuite, les résultats des indices de dommages des piles élancées ont été utilisés pour développer les courbes de fragilité.

I.6 Les paramètres du mouvement du sol et les dommages sismiques

L'évaluation de la vulnérabilité parasismique des ponts et des viaducs constitue aujourd'hui une préoccupation majeure pour les propriétaires d'ouvrages d'art. Les forts séismes provoquent des dommages structurels à des degrés différents, en raison de la variation des différentes caractéristiques clés des mouvements sismiques forts. Bien que le PGA ait été reconnu comme le paramètre clé pour estimer les dommages aux structures, il montre une faible corrélation avec les dommages sismiques parmi tous les autres paramètres [12]. De cet effet, de nombreux paramètres ont été proposés pour caractériser l'amplitude, le contenu fréquentiel et la durée des mouvements du sol [13].

I.6.1 Les paramètres d'amplitude

Décrire un mouvement du sol en fonction du temps est la méthode la plus répandue. Le paramètre de mouvement du sol peut être : l'accélération, la vitesse, ou le déplacement. La mesure la plus couramment utilisée pour l'amplitude d'un mouvement du sol particulier est ; l'accélération horizontale maximale (**PGA**), la vitesse horizontale maximale (**PGV**), Le déplacement horizontale maximale (**PGD**) et le et le rapport **PGA/PGV**. Bien que les paramètres discutés précédemment soient faciles à déterminer. Dans certains cas, les dommages peuvent être étroitement liés à l'amplitude de l'enregistrement sismique, mais dans d'autres, ils peuvent nécessiter plusieurs cycles répétés de grande amplitude pour se développer. Newmark et Hall (1982) ont décrit le concept **d'accélération effective** comme "l'accélération qui est la plus étroitement liée à la réponse structurelle et au potentiel d'endommagement d'une structure". Elle est inférieure à celle de l'accélération maximale du sol en champ libre. (Nuttli ,1979) a utilisé les pics inférieurs de l'accélérogramme pour caractériser un mouvement fort en définissant **l'accélération maximale soutenue (Sustained Maximum Acceleration)** pendant trois (ou cinq) cycles comme la troisième (ou cinquième) valeur la plus élevée de l'accélération de l'enregistrement sismique (en valeur absolue). Ainsi, pour **la vitesse maximale soutenue (Sustained Maximum Velocity)**. La notion **d'accélération effective de la conception (Effective Design Acceleration)**, avec des définitions différentes, a été proposée par au moins deux chercheurs. Étant donné que les impulsions d'accélération élevée à des fréquences élevées induisent peu de réponse dans la plupart des structures, (Reed ; Kassawara

, 1990) ont proposé que l'accélération de calcul effective soit considérée comme le pic de l'accélération maximale qui subsiste après filtrage des accélérations supérieures à 8 ou 9 Hz.

I.6.2 Les paramètres du contenu fréquentiel

Alors qu'un graphe dans le domaine temporel présentera les variations dans l'allure d'un signal au cours du temps, un graphe dans le domaine fréquentiel montrera quelle proportion du signal appartient à telle ou telle bande de fréquence, parmi plusieurs bancs. Dans le cas des enregistrements de mouvement du sol, le contenu fréquentiel décrit la façon dont l'amplitude d'un mouvement du sol est répartie entre différentes fréquences. Puisque le contenu fréquentiel d'un mouvement sismique influencera fortement les effets de ce mouvement, la caractérisation de mouvement ne peut être complète sans tenir compte de son contenu fréquentiel [38].

I.6.3 Les paramètres de la durée de séismes

Les dégâts du séisme peuvent être fortement influencés par la durée des mouvements forts du sol. De nombreux processus physiques, tels que la dégradation de la rigidité et la résistance de certains types de structures sont sensibles au nombre de changement de signe de charges ou de contraintes qui se produisent lors d'un tremblement de terre. Un mouvement de courte durée ne produira pas des changements de signe de charge suffisants pour causer des dommages importants dans une structure, même si l'amplitude du mouvement est élevée. D'autre part, un mouvement d'amplitude modérée mais de longue durée peut produire des changements de signe de charges suffisants pour causer des dommages importants [12].

I.5.4 Autres paramètres de mouvement du sol

Les paramètres mentionnés précédemment concernent principalement l'intensité, la fréquence ou la durée d'un mouvement de sol sont importantes pour caractériser les mouvements fort des séismes. Néanmoins, il existe d'autres paramètres importantes du mouvement du sol [12]:

- **L'accélération rms (rms acceleration)**, définie comme suit :

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt} = \sqrt{\lambda_0}$$

T_d = La durée du mouvement fort (the duration of the strong motion)

λ_0 = L'intensité moyenne (l'accélération moyenne quadratique) / The average intensity (or mean squared acceleration).

- **Intensité d'Arias (Arias intensity)**, un paramètre étroitement lié à l'accélération rms (a_{rms}), défini comme :

$$I_0 = \frac{\pi}{2g} \int [a(t)]^2 dt$$

- **La vitesse absolue cumulée (The cumulative absolute velocity)**, est simplement l'aire sous l'accélérogramme absolu

$$CAV = \int_0^{T_d} |a(t)| dt$$

- **L'intensité du spectre d'accélération (the acceleration spectrum intensity)**, est l'aire sous le spectre de réponse en accélération entre les périodes de 0,1 seconde et de 0,5 seconde

$$ASI = \int_{0.1}^{0.5} S_a(\xi = 0.05, T) dT$$

- **Indice d'endommagement (Damage index), I_D** , Cosenza et Manfredi (2000) [10] ont proposé un paramètre d'indice d'endommagement sismologique, I_D , qui est lié au nombre de cycles plastiques, n , que la structure peut développer pour dissiper la totalité de l'énergie hystérétique et donc au contenu fréquentiel du séisme

$$I_D = \frac{2g}{\pi} \frac{I_A}{PGA \cdot PGV}$$

Tableau 1.5: Caractéristiques du mouvement du sol qui se reflètent fortement sur les différents paramètres du mouvement du sol [38]

Ground Motion Parameter	Ground Motion Characteristic		
	Amplitude	Frequency Content	Duration
Peak acceleration, PHA and PHV	×		
Peak velocity, PHV	×		
Sustained maximum acceleration, SMA	×		
Effective design acceleration, EDA	×		
Predominant period, T_p		×	
Bandwidth		×	
Central frequency, Ω		×	
Shape factor, δ		×	
Power spectrum intensity, G_0	×	×	×
Ground frequency, ω_g		×	
Ground damping, ξ_g		×	
v_{max}/a_{max}		×	
Duration, T_d			×
rms acceleration, a_{rms}	×	×	
Characteristic intensity, I_c	×	×	×
Arias intensity, I_a	×	×	×
Cumulative absolute velocity, CAV	×	×	×
Response spectrum intensity, SI(ξ)	×	×	
Velocity spectrum intensity, VSI	×	×	
Acceleration spectrum intensity, ASI	×	×	
Effective peak acceleration, EPA	×	×	
Effective peak velocity, EPV	×	×	

ce :

Dans cette étude, ces paramètres sont calculés pour chaque enregistrement de mouvement du sol, en utilisant le logiciel SEISMOSIGNAL (SeismoSignal V2022 release-1 Build-10).

I.7 - Conclusion

Le premier chapitre a été consacré à la synthèse des recherches antérieures sur l'établissement des courbes de fragilité pour les ponts et viaducs. Le chapitre a débuté avec une description des dommages observés sur des ponts et viaducs. Comme nous le savons, l'évaluation de la fragilité sismique des ponts et viaducs repose en grande partie sur l'utilisation des courbes de fragilité. De cet effet, plusieurs méthodes pour la génération de ces courbes de fragilité ont été développées en utilisant soit des approches empiriques ou analytiques. Ensuite, on a passé en revue et examen les procédures d'évaluation des niveaux de dommages sismiques. Ainsi, l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles élancées des viaducs a été exposée en précisant les caractéristiques essentielles des piles élancées et en détaillant les études existantes sur l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs.

En conclusion, ce chapitre expose les états de dommages pour estimer les paramètres de la demande sismique et de la capacité structurelle. Ces paramètres seront la base pour l'établissement des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs. La méthodologie de développement des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint sera exposée dans le prochain chapitre.

CHAPITRE II

METHODOLOGIE DE DEVELOPPEMENT DES COURBES DE FRAGILITE DES PILES ELANCEES DES VIADUCS

II.1 Introduction

La probabilité d'un ouvrage de subir des dommages en fonction des paramètres du mouvement du sol est exprimée par les courbes de fragilité. Ces paramètres peuvent être la vitesse maximale du sol, l'accélération spectrale ou l'accélération maximale du sol. De plus, l'évaluation de la fragilité sismique de ces ouvrages est une approche efficace pour évaluer les différentes alternatives de réhabilitation. Par conséquent, les courbes de fragilité peuvent être obtenues en se basant sur des données empiriques [25] ou en utilisant des méthodes analytiques [2], [7], [30], [31].

L'utilisation des courbes de fragilité n'est pas limitée à l'évaluation du risque sismique, elles peuvent être utilisées comme une manière efficace pour évaluer la fonctionnalité et la priorité de réparation des ouvrages après un séisme.

La probabilité d'atteindre un état de dommage défini précédemment est indiquée par les courbes de fragilité. Comme mentionné précédemment, cinq états de dommages ont été utilisés : aucun dommage, léger, modéré, sévère et complet. Les courbes de fragilité expriment la probabilité de dommages structuraux causés par un chargement sismique donné. Basé sur les indices de dommages calculés par Park et Ang [32] indiqués ci-dessous pour quatre états de dommages, les courbes de fragilité pour les piles élancées des viaducs en béton précontraint ont été construites en supposant une distribution log normale.

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter la méthodologie utilisée dans notre étude pour développer les courbes de fragilité analytiques des piles élancées des viaducs en béton précontraint sélectionnés sur un tronçon autoroutier entre la wilaya de Blida et la wilaya de Média.

Dans ce chapitre, la méthode proposée pour développer les courbes de fragilité prend en considération les paramètres structuraux et la variation de mouvement du sol d'entrée. Le modèle numérique de calcul a été conçu selon le RPOA-2008 et soumis à 15 enregistrements accélérométriques pour faire les analyses dynamiques non linéaires. Les courbes de fragilité des ponts sont établies en se basant sur une distribution log-normale des dommages [1].

II.2- Méthodologie utilisée pour le développement des courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint

Il existe trois méthodes d'analyse de la fragilité des ponts et viaducs y compris le développement des courbes de fragilité [1] :

- Avis d'experts et méthodes empiriques : Un comité d'experts peut évaluer la fragilité d'un ensemble d'ouvrages d'art à partir de leur connaissance. On décrit la fragilité comme une matrice de dommages.
- Méthodes analytiques : On peut mettre en place un modèle numérique du viaduc pour simuler son comportement lors d'un séisme et interpréter les résultats obtenus.
- Méthodes simplifiées : Elle permet d'évaluer la fragilité d'un ensemble d'ouvrages en effectuant des calculs à partir d'une feuille Excel. Elle n'utilise que quelques paramètres facilement accessibles, tels que la longueur des travées, la hauteur des piles ou le type de matériau utilisé.

Dans le cadre de cette étude, nous aurons principalement recours aux méthodes analytiques pour établir les courbes de fragilité des piles élancées des viaducs en béton précontraint.

Les courbes de fragilité illustrent la probabilité qu'un ouvrage subisse un certain degré de dommage en fonction des paramètres définissant le mouvement sismique du sol, tels que l'accélération maximale du sol (PGA), la vitesse maximale du sol (PGV) ou le déplacement maximal du sol (PGD). C'est une avancée récente dans l'évaluation des risques sismiques. Par conséquent, ces outils statistiques déterminent la probabilité d'atteindre un état de dommage défini précédemment [7].

On établit les courbes de fragilité des viaducs en se basant sur une distribution log-normale des dégradations (Kibboua et al., 2011). La probabilité cumulée P_R de l'occurrence des dommages, égaux ou plus importants que le rang R est définie comme suit [1], [2], [7], [30], [31]:

$$P_R = \Phi \left[\frac{\ln X - \lambda}{\zeta} \right] \dots\dots\dots(2.1)$$

- P_R = La fonction standard de distribution normale
- X = Indice de mouvement du sol en termes de PGA
- λ = La moyenne du $\ln X$
- ζ = L'écart-type du $\ln X$

Pour développer les courbes de fragilité, un modèle numérique de notre viaduc est choisi. Par la suite, on procède à effectuer deux analyses statique non linéaire (Pushover) et dynamique non linéaire. Nous effectuons des analyses de la réponse dynamique non linéaire pour divers niveaux d'excitation des inputs des enregistrements de mouvements de sol sélectionnés et normalisés.

L'évaluation des dommages affectant les piles de viaduc est quantifiée à l'aide de l'indice de dommages DI, qui est issu du modèle de dommages élaboré par (Park ; Ang, 85), et se présente de la manière suivante:

$$DI = \frac{\mu_d + \beta \mu_h}{\mu_u} \dots\dots\dots(2.2)$$

DI= Indice de dommages

β = Le facteur de chargement cyclique dont la valeur est égale à 0,15

$\mu_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$, μ_d est la demande en ductilité (le rapport de déplacement maximum en utilisant l'analyse dynamique non linéaire au déplacement à la limite élastique des piles en utilisant l'analyse statique non linéaire)

$\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y}$, μ_u est la ductilité ultime (le rapport du déplacement ultime au déplacement à l'état limite élastique en utilisant les résultats de l'analyse statique non linéaire).

$\mu_h = \frac{E_h}{E_e}$, μ_h est la ductilité cumulative d'énergie par hystérésis (le rapport de l'énergie cumulée par hystérésis à l'énergie à la limite élastique)

Une classification détaillée des niveaux de dommages suggérée par Park et Ang [32], est utilisée pour relier les dommages observés suivant la variation des valeurs des indices de dommages. On peut voir une présentation de cette classification sur le tableau II.1. En outre, la figure II.1 expose les étapes d'élaboration des courbes de fragilité analytiques pour les piliers élancés des viaducs en béton précontraint.

Tableau II.1 : Classifications des dommages [32]

Niveau du dommage	Indice du dommage	Mesure des dommages
I	DI < 0.1	Aucun dommage, fissuration mineure localisée
II	0.1 ≤ DI < 0.25	Dommage mineur, fissuration légère tout au long de l'élément
III	0.25 ≤ DI < 0.4	Dommage modéré, fissuration sévère, écaillage localisé
IV	0.4 ≤ DI < 1.0	Dommage sévère, écrasement, ferrailage dénudé
V	DI ≥ 1	Perte totale de la résistance

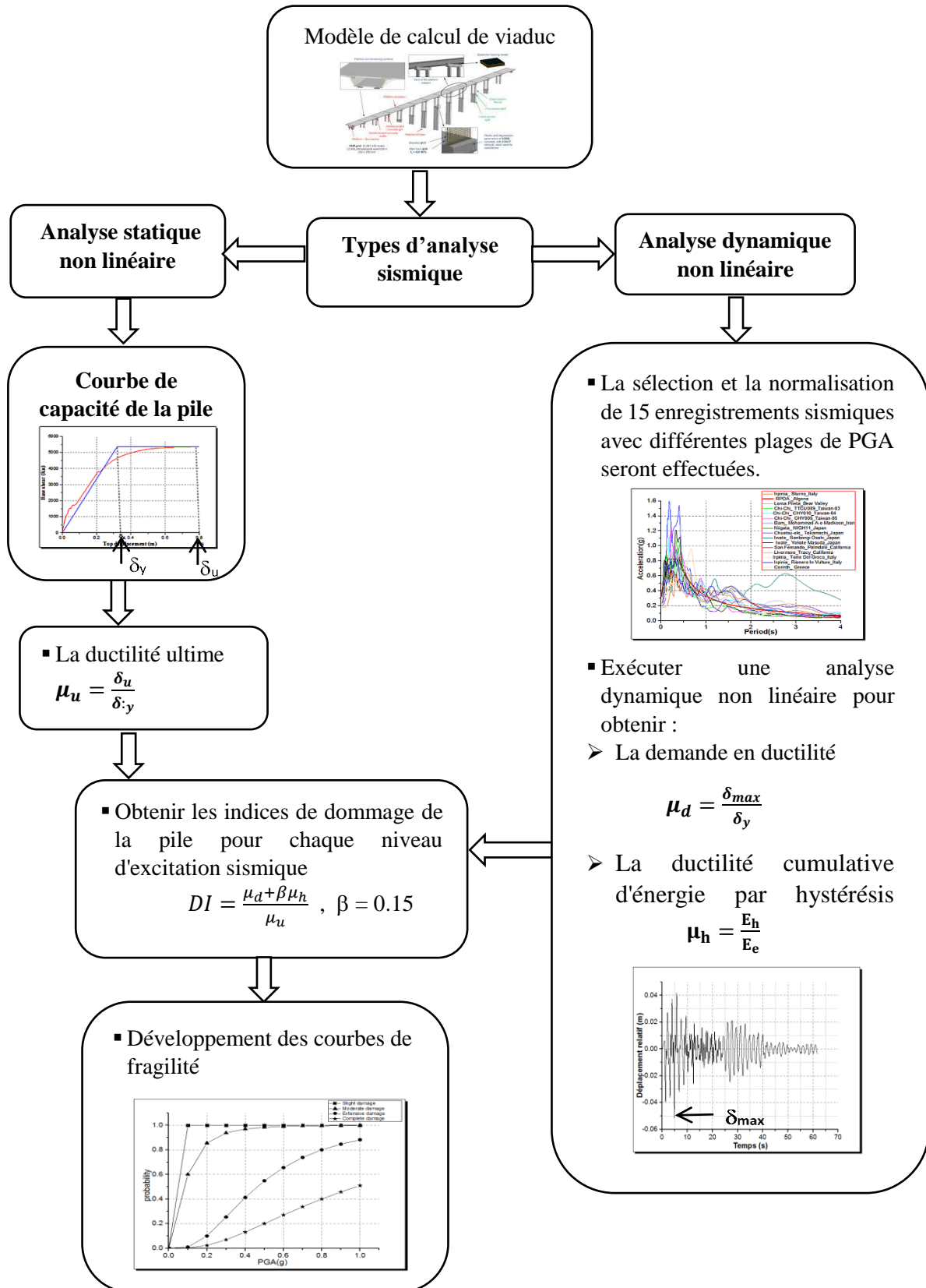


Figure II.1 : Procédure de développement de courbes de fragilité analytiques pour les piles élancées des viaducs en béton précontraint

II.3- Description des étapes de développement de courbes de fragilité analytiques pour les piles élancées des viaducs en béton précontraint

II.3.1 - Modèle de calcul de viaduc

Afin d'évaluer la fragilité sismique des viaducs en développant leurs courbes de fragilité, il est recommandé de modéliser de manière adéquate leurs structures telles qu'elles sont construites sur site. De cet effet, une modélisation numérique correcte des viaducs sélectionnés est d'une importance vitale pour une bonne exploitation des résultats trouvées. Les recommandations des chercheurs et des ingénieurs ont conduit à l'élaboration des modèles analytiques pour les viaducs.

L'objectif principal des outils de modélisation et d'analyse est l'évaluation de la réponse sismique des viaducs en termes de déplacements structurels, de forces et de déformations des éléments. Cette étude de la réponse sismique est nécessaire à la fois pour la conception sismique des nouveaux viaducs et pour la réhabilitation sismique des ouvrages existants. Par conséquent, le focus est mis sur l'estimation des réponses sismiques possibles et la détermination des capacités de résistance.

Afin de tenir compte de la demande sismique, des modèles représentant le système structurel entier ou global sont conçus en utilisant diverses techniques d'analyse, qu'elles soient linéaires (élastiques) ou non-linéaires (inélastiques). Ainsi, ces analyses permettent de calculer les forces exercées sur les éléments pour une charge sismique équivalente statique ou dynamique. Sur la base de ces forces, les dimensions et les détails seront améliorés pour que les structures d'ouvrages d'art posséderont une bonne résistance lors des futurs séismes de faible à forts intensités [40].

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des viaducs existants vise généralement à mesurer les capacités disponibles sur la base des dimensions et des détails de conception, des propriétés des sections et des propriétés des matériaux utilisés. L'approche consiste à une caractérisation détaillée du comportement force-déformation le plus probable des composants individuels viaduc, qui sont ensuite comparés avec les résultats de l'analyse Pushover et l'analyse dynamique non linéaires. Par la suite, on peut estimer la capacité de déformation des éléments de la structure du viaduc.

Les modèles devraient être aussi simples que possible pour faciliter le travail des ingénieurs, et il ne devrait pas y avoir de temps excessif pour analyser et évaluer les résultats.

Enfin, pour estimer la réponse sismique réelle des viaducs, il est essentiel que la modélisation soit correcte et proche de la réalité. La figure II.2 représente schématiquement les différents niveaux de modélisation pour l'analyse sismique des ponts et viaducs allant du modèle de masse concentrée, au modèle avec les différentes composantes structurelles détaillées en éléments finis.

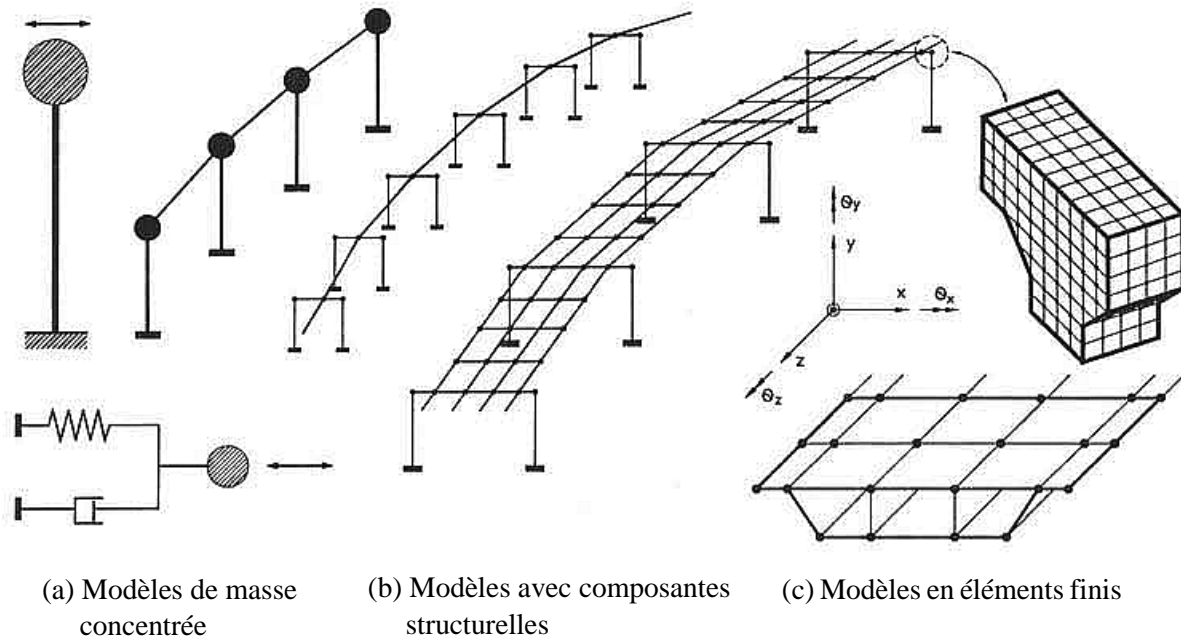


Figure II.2 : Les diverses méthodes de modélisation utilisées pour analyser sismiquement les ponts et les viaducs [16]

II.3.2 – Méthodes d’analyse sismique utilisées dans le développement des courbes de fragilité

II.3.2.1 – Analyse statique non linéaire (Pushover)

La première méthode est une méthode quasi-statique non-linéaire équivalente dite « poussée progressive » ou « Pushover » qui consiste à appliquer à la structure une force (ou déformation) croissante représentative du chargement sismique et de suivre pas à pas l’apparition des rotules plastiques successives et les redistributions d’efforts correspondantes

L’analyse Pushover est une étude statique non-linéaire dans laquelle les charges latérales appliquées au pont sont incrémentées selon un modèle prédéfini. Par la suite, en augmentant l’intensité des charges jusqu’à ce que des modes de ruine apparaissent dans l’ouvrage (Figure II.3), c’est-à-dire que l’on « pousse » jusqu’à ce que l’ouvrage atteigne un déplacement prédéfini (attendu).

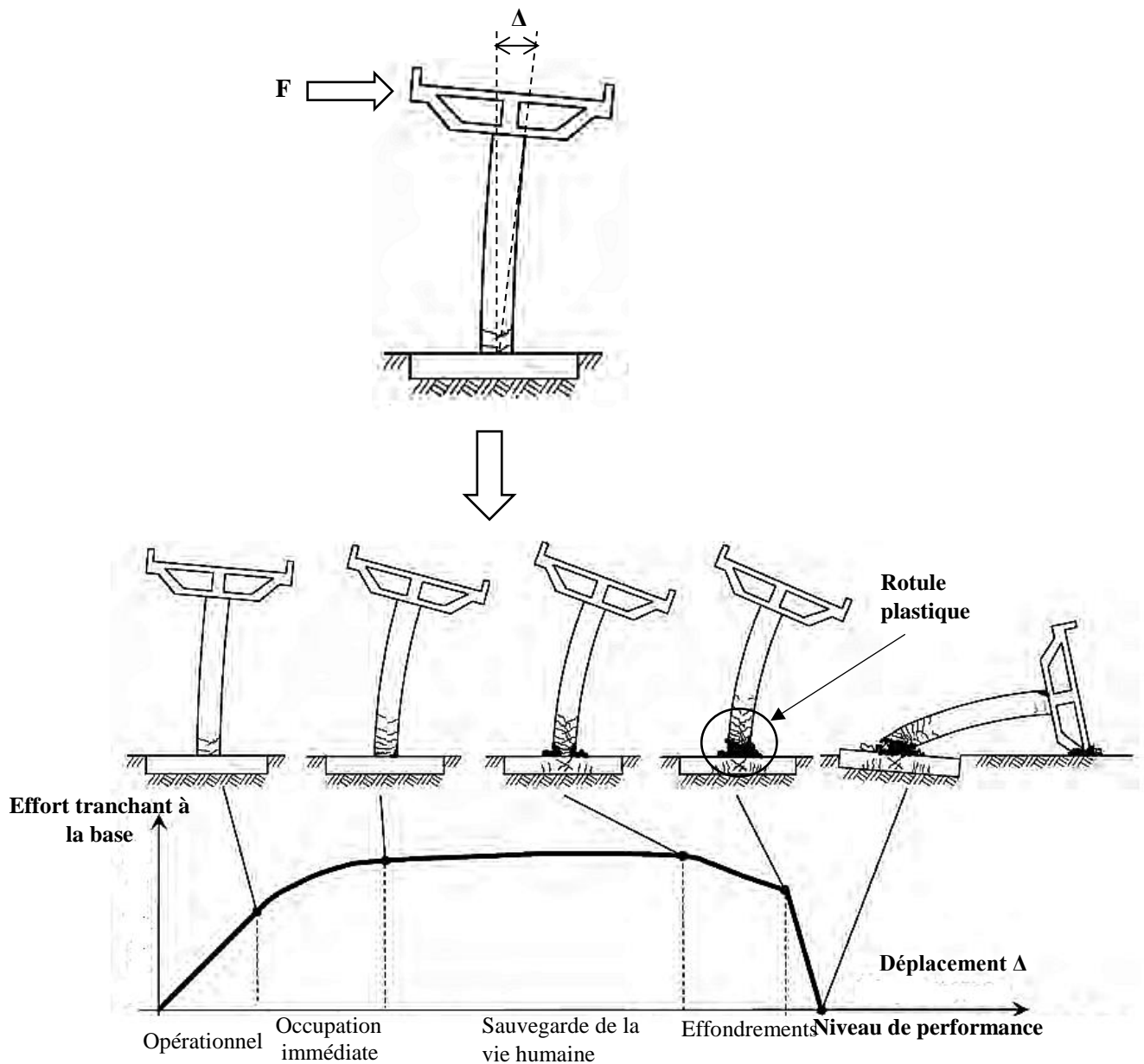


Figure II.3 : Présentation de la réponse d'une pile sur un courbe Pushover [17]

II.3.2.2 – Analyse dynamique non linéaire

C'est la méthode la plus complexe à mettre en place, mais en contrepartie c'est la plus générale utilisée, surtout lorsqu'il n'est plus faisable d'utiliser l'analyse modale spectrale. Le comportement non linéaire des matériaux peut être pris en compte, de même que les lois de comportement des quelques éléments spéciaux comme les appareils d'appuis. Elle consiste à intégrer pas à pas dans le temps les équations différentielles non linéaires du mouvement.

L'application de l'analyse dynamique modale spectrale suppose un comportement linéaire des structures et un amortissement modal. Tandis que, L'analyse dynamique non linéaire tient

compte du comportement non linéaire de l'ouvrage en utilisant des modèles qui s'éloignent fortement de l'hypothèse d'amortissement modal. Donc, on procède alors à une analyse temporelle par intégration directe dans les cas où il n'est plus possible d'utiliser l'analyse dynamique modale spectrale, et encore la méthode statique équivalente. Cette méthode d'analyse ne s'impose que pour des ouvrages exceptionnels et dans un cadre bien précis, notamment dans le cas particulier de structures équipées de dispositifs antisismiques (amortisseurs visqueux).

L'analyse dynamique temporelle non-linéaire consiste à utiliser un logiciel de calcul numérique qui utilise un algorithme de résolution spécifique. Elle nécessite de modéliser la structure dans son ensemble avec toutes ses non-linéarités potentielles (matériels et géométriques) et à la soumettre directement à un jeu d'accélérogrammes. À chaque pas de temps, on calcule la réponse de la structure en fonction de son état correspondant à l'instant précédent.

II.3.3 – Les indices de dommage et courbes de fragilité

L'indice de dommages DI est utilisé pour évaluer les dommages aux piles de pont, en se basant sur un modèle de dommages proposé par Park et Ang (1985) [32] et exprimé selon la formule (2.2). Le calcul des indices de dommage se fait en exécutant, sur notre modèle de calcul, deux types d'analyse sismique :

- ❖ - L'analyse statique non linéaire dit Pushover pour trouver la demande en ductilité et la ductilité ultime de la pile
- ❖ - L'analyse dynamique temporelle non linéaire pour trouver la ductilité cumulative d'énergie par hystérésis en utilisant 15 enregistrements sismiques (accélérogrammes) comme excitation sismique à la base. Il convient de noter que ces accélérogrammes sont compatibles avec le spectre cible du règlement RPOA 2008. Par la suite, en faisant varier les niveaux d'accélération de chaque enregistrement sismique de 0,1 g à 1.0 g, nous obtenons ainsi 150 résultats pour notre pile d'études.

Ainsi, pour établir la relation entre les classes de dommage (DR) correspondante à divers niveaux d'excitation, on ajuste les indices de dommage DI obtenus pour chaque input de mouvement du sol. Pour réaliser cette calibration, on se réfère au Tableau II.2 proposé par (Ghobarah et al., 1997) [41], qui détermine la classe de dommage pour chaque niveau d'excitation.

Tableau II. 2 : L'indice de dommage (DI) et la classe de dommage en fonction de l'état de dommage de la pile [41]

Etat de dommage	Indices de Dommage (DI)	Classe de Dommage (DR)
Aucun Dommage	$0 < DI \leq 0.14$	D
Légers Dommages	$0.14 < DI \leq 0.40$	C
Dommages Modérés	$0.40 < DI \leq 0.60$	B
Dommages Etendus	$0.60 < DI < 1.00$	A
Dommages Complets	$1.00 \leq DI$	As

En outre, différentes méthodes de mesure sont utilisées pour relier le comportement de la pile de pont à son niveau de performance. Parmi elles, il est important de souligner quelques méthodes principales [42] :

1. Déformations dans les matériaux
2. Déplacements (ductilité/ drift)
3. Énergie dissipée
4. Indice d'endommagement

Suivant les états de performances qui sont associés avec la fonctionnalité du viaduc et de ses composantes, les états limites de dommage prescrits au code FEMA HAZUS-MH 2.1 [27] relient les dommages à cinq niveaux à savoir: Aucun, léger, modéré, étendu et complet. Le tableau II.3 présente une description détaillée de ces niveaux de dommages, ainsi que leurs états de service.

Tableau II. 3 : Description des états de dommages des ponts et viaducs utilisés pour développer les courbes de fragilité [27]

Etat de dommage	Description	Etat de service du pont
Aucun Dommage	Pas de dommage sur le pont	Overt au trafic
Légers Dommages	Légères fissures aux appuis (piles et culées) ou au tablier Ces dommages exigent de petites réparations	Operational sans reparation
Dommages Modérés	Fissures de cisaillement aux piles /colonnes. Un déplacement modéré du tablier.	Operational après reparation
Dommages Etendus	Piles/ colonnes dégradées sans effondrement, déplacement important dans les joints, déplacement du tablier , tassement au niveau des culées..	Fermé au trafic (réparation)
Dommages Complets	Effondrement de n'importe quelle pile/colonne, perte d'appui pouvant entraîner la rupture du tablier, inclinaison de la structure suite à la rupture de fondation	Rupture (remplacement).

La probabilité d'atteinte ou de dépassement d'un certain état de dommage lors d'un séisme donné est représentée par les courbes de fragilité en se basant sur le calcul des valeurs des indices de dommages indiqué ci-dessus dans sur le tableau II.2. Ensuite, les courbes de fragilité pour les piles du pont sont élaborées en supposant une distribution log-normale [1]. Ensuite, les courbes de fragilité pour les piles du pont sont élaborées en supposant une distribution log-normale

Après avoir obtenu les valeurs des indices de dommages à chaque rang de PGA de chaque enregistrement sismique - au total 15 enregistrements sismiques utilisés dans le processus de développement de courbes de fragilité -, on classe les états de dommages en utilisant le tableau II.3. Par la suite, chaque état de dommages sera évalué en fonction de sa distribution de probabilité cumulée. Une courbe log-normale a été ajustée afin d'établir une relation entre les ranges de PGA de 0.1g à 1g et les indices de dommages à l'aide de la méthode des moindres carrés. En outre, le solveur de Microsoft Excel a été utilisé pour obtenir les deux paramètres qui définissent la distribution log-normale [17]. La figure II.4 montre un exemple pratique de

développement des courbes de fragilité pour la pile du pont à poutres en béton précontrainte au PK 49 + 00 sur un tronçon autoroutier dans la wilaya de Tipasa [7].

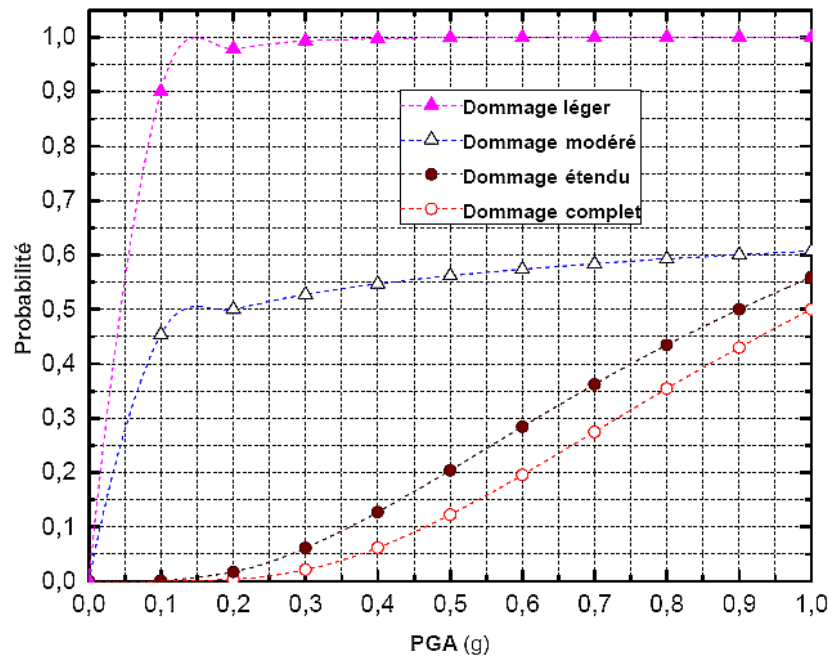


Figure II.4 : Courbes de fragilité pour la pile du pont à poutres en béton précontrainte au PK 49 + 00 sur un tronçon autoroutier dans la wilaya de Tipasa [7]

II.4 Conclusion

Les courbes de fragilité pour les ponts et viaducs sont un outil puissant pour évaluer comment une méthode de réhabilitation sismique influence la performance des différentes catégories de ponts. L'approche pour l'obtention de la fragilité analytique utilise des analyses temporelles non linéaires et des analyses statiques non linéaires (Pushover) avec un modèle numérique détaillé pour l'évaluation de la fragilité sismique des ponts et viaducs.

Ce chapitre avait pour objectif principal de présenter la méthodologie utilisée dans notre étude pour développer les courbes de fragilité analytiques des piles élancées des viaducs en béton précontraint. Pour cette recherche, nous serons principalement en mesure d'utiliser les méthodes analytiques pour établir les courbes de fragilité. Pour cette raison, la figure II.1 expose les étapes à suivre pour établir des courbes de fragilité analytiques pour les piliers élancés des viaducs en béton précontraint.

CHAPITRE III

**MODELISATION NUMERIQUE D'UN VIADUC
EN BETON PRECONTRAIT**

III.1 – Introduction

Les courbes de fragilité sont développées en utilisant des modèles numériques analytiques tridimensionnels de notre modèle de viaduc et un ensemble d'accélérogrammes réels pour exécuter les analyses dynamiques non-linéaires. Elles sont utilisées pour déterminer les résultats des pertes potentielles dues aux séismes, les priorités des renforcements ainsi que les décisions d'inspection post-sismiques.

Afin de dériver des courbes de fragilité pour faire une analyse de la fragilité de notre viaduc, il est jugé nécessaire de modéliser convenablement dans la mesure du possible leurs structures telles qu'elles sont proches de la réalité. Dans ce troisième chapitre de notre travail de recherche, on présentera la modélisation d'un viaduc sélectionné. Pour ce faire, le modèle analytique de viaduc a été développé suivant les recommandations de l'auteur du département des transports californiens [37], ainsi que les indications de d'autres chercheurs et ingénieurs de la pratique. Ce modèle de viaduc doit être élaborés pour calculer leur réponse sismique, qui sera utilisée dans le développement des courbes de fragilité analytiques.

III.2 – Description de viaduc de l'étude

Le viaduc de notre étude se trouve dans la zone autoroutière entre la Chiffa (à environ 55 km au sud-ouest d'Alger) et Berrouaghia (à environ 88 km au sud-ouest d'Alger) qui s'étend sur 53 km. L'axe autoroutier entre la Chiffa-Berrouaghia est l'un des tronçons de la route nationale N°01, reliant le Nord au Sud. Cet axe routier est l'un des segments les plus complexes de la future autoroute nord-sud, du fait qu'une bonne partie de son nouveau tracé passe au milieu d'un massif forestier et d'un relief très accidenté, nécessitant un traitement particulier et la réalisation d'un ensemble d'ouvrages d'art. De même, de surmonter les difficultés techniques qu'impose le relief de la région. De cet effet, des travaux « titanesques » seront réalisés le long de cet axe routier, où il est prévu la construction de deux longs tunnels, d'une distance respective de 4,8 km et 1,9 km, ainsi qu'une vingtaine de viaducs 38 ouvrages d'art, dont le viaduc de notre étude nommé V 17.4.S3.

La structure de viaduc est formée par 1 tablier de 305 m avec 2 portées de 30 m dans les extrémités et 7 portées intermédiaires de 35m (figure III.2). Les piles sont composées de 8 fûts, chaque fût est composé de deux piles avec des hauteurs variables. Pour le fût montré sur la figure III.2, la hauteur de la pile la plus élancée est de 36,8 m.

Notre section d'étude comporte deux viaducs parallèles, et en s'intéresse au viaduc gauche comme indiqué sur la vue en plan de la figure III.2. De même, la figure III.1 montre une vue satellite du viaduc de l'étude obtenue en utilisant Google Earth 2024.



Figure III.1: Vue satellite de viaduc de l'étude en utilisant Google Earth 2024

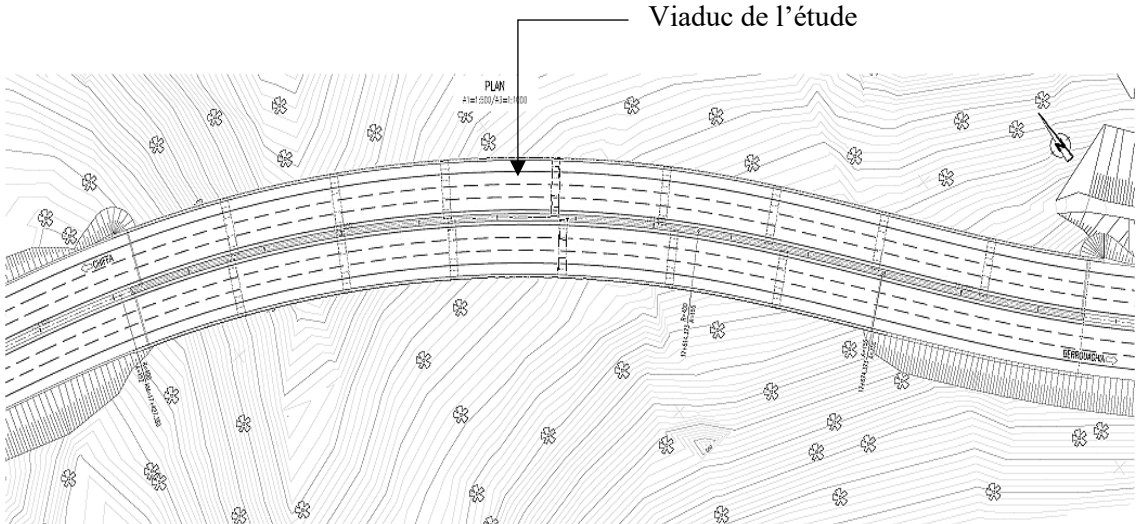


Figure III.2: Vue en plan du viaduc [43]

La figure III.3 montre une vue en élévation du viaduc (coupe longitudinale), avec l'indication du plan de coffrage de fût des piles élancées sur notre viaduc et le plan de coffrage de fût des piles courtes. Le but de modélisation de ces dernières est de comparer leurs résultats des analyses sismiques avec ceux du fût des piles élancées.

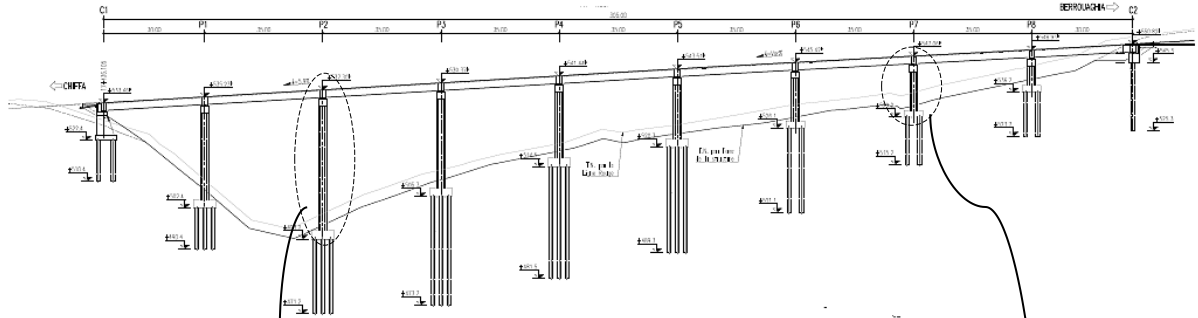


Figure III.3 : Une vue en élévation du viaduc (coupe longitudinale), [43]

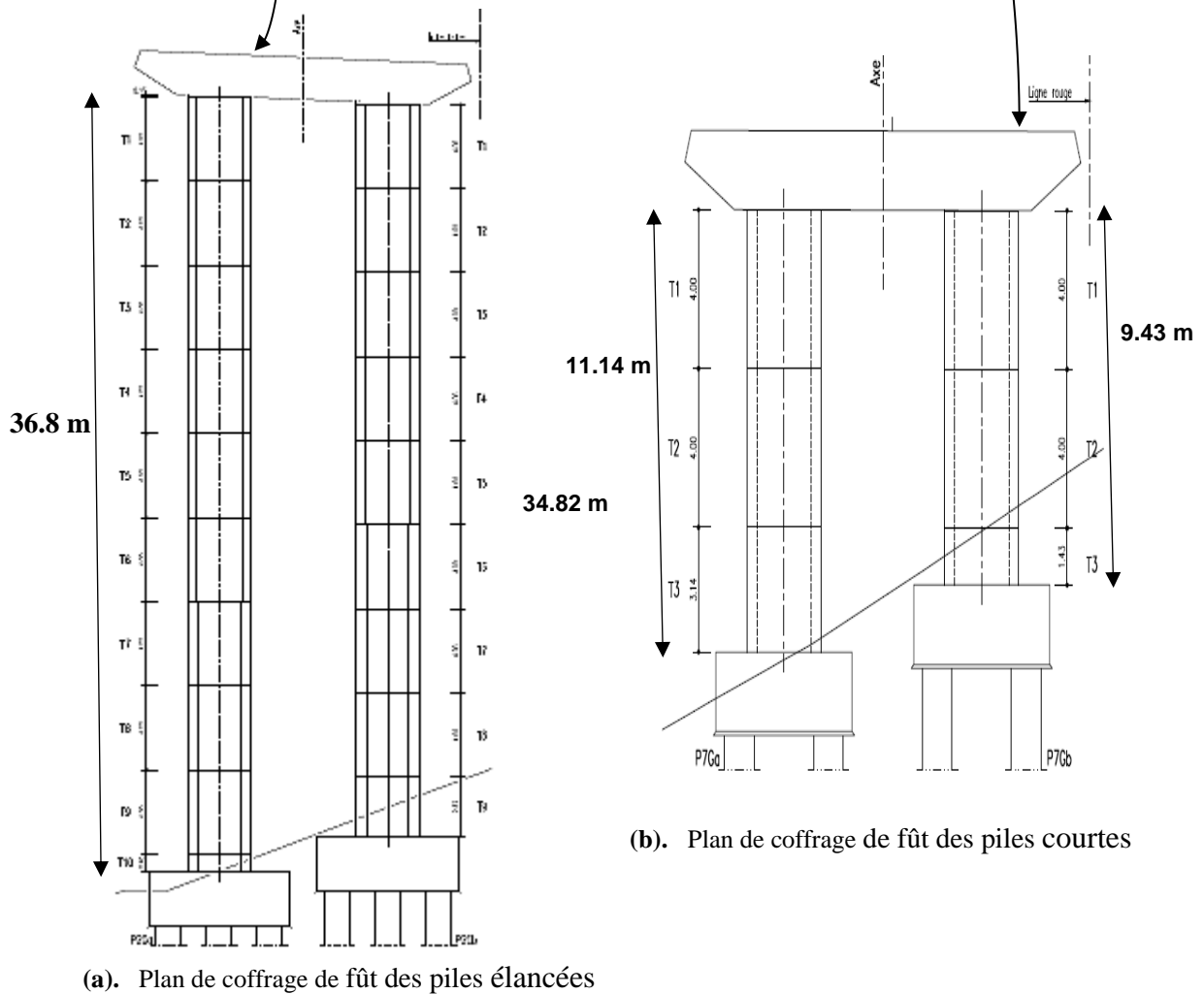


Figure III.4 : Plan de coffrage de fût des piles élancées et de fût des piles courtes (coupes transversales) [43]

III.3 – Modélisation du viaduc par le logiciel SeismoStruct

SeismoStruct [44] est un logiciel de calcul par éléments finis qui permet de décrire le comportement des structures tridimensionnelles sous les effets des déplacements importants lorsqu'elles subissent des charges statiques ou dynamiques, en tenant compte des non-linéarités géométriques et de l'inélasticité des matériaux. L'état de contrainte - déformation des éléments (poteaux et poutres) est obtenu par l'intégration de la loi de comportement uni-axiale non linéaire des fibres individuelles constituant la section, permettant ainsi la prise en compte de la propagation de l'inélasticité aussi bien le long de l'élément qu'à travers la profondeur de la section [44]. SeismoStruct se caractérise par ce qui suit:

- ❖ - Il permet d'effectuer sept types d'analyse différents: analyses dynamique et statique temporelles, analyses Pushover conventionnelle et adaptive, analyse dynamique incrémentale, analyse modale, et analyse statique, avec chargement non variable.
- ❖ - Le programme possède une grande bibliothèque d'éléments finis et des modèles de matériaux non linéaires
- ❖ - Le chargement appliqué peut être constitué de forces constantes ou variables, ou bien de déplacements et d'accélération au niveau des nœuds.

Les figures III.5 et III.6 respectivement montrent les modèles numériques de calcul non linéaire des fûts des piles élancées et courtes de notre viaduc en utilisant une version académique du logiciel de modélisation par la méthode des éléments finis SeismoStruct 2020.

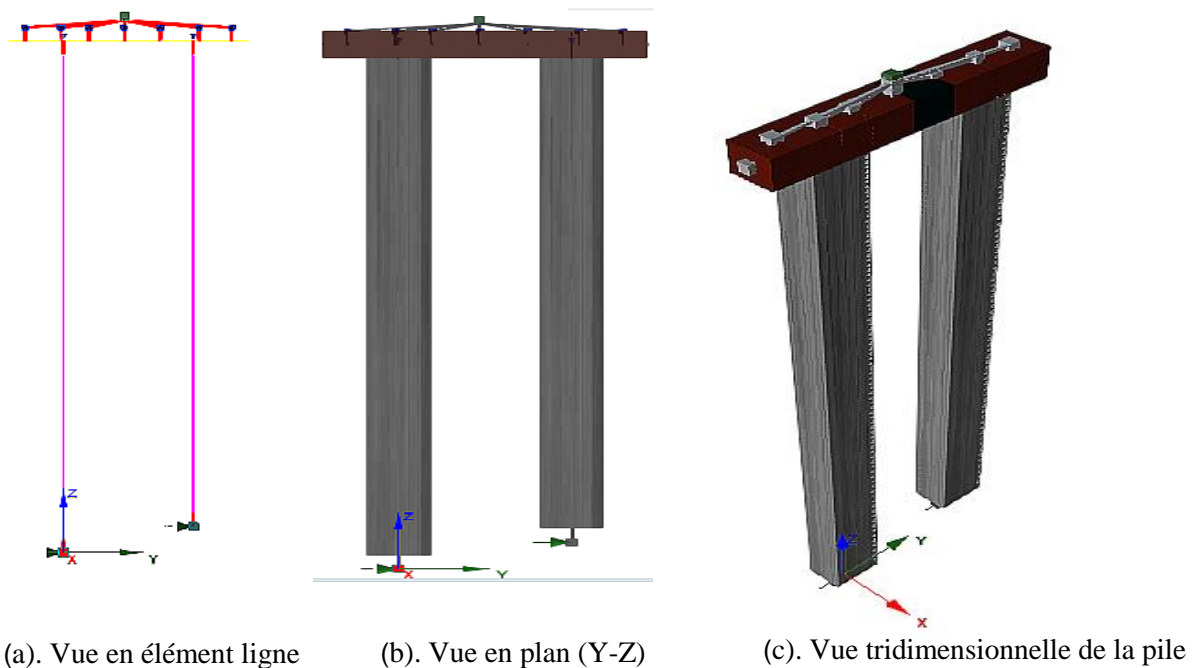


Figure III.5 : Modélisation numérique de fût des piles élancées par SeismoStruct 2020

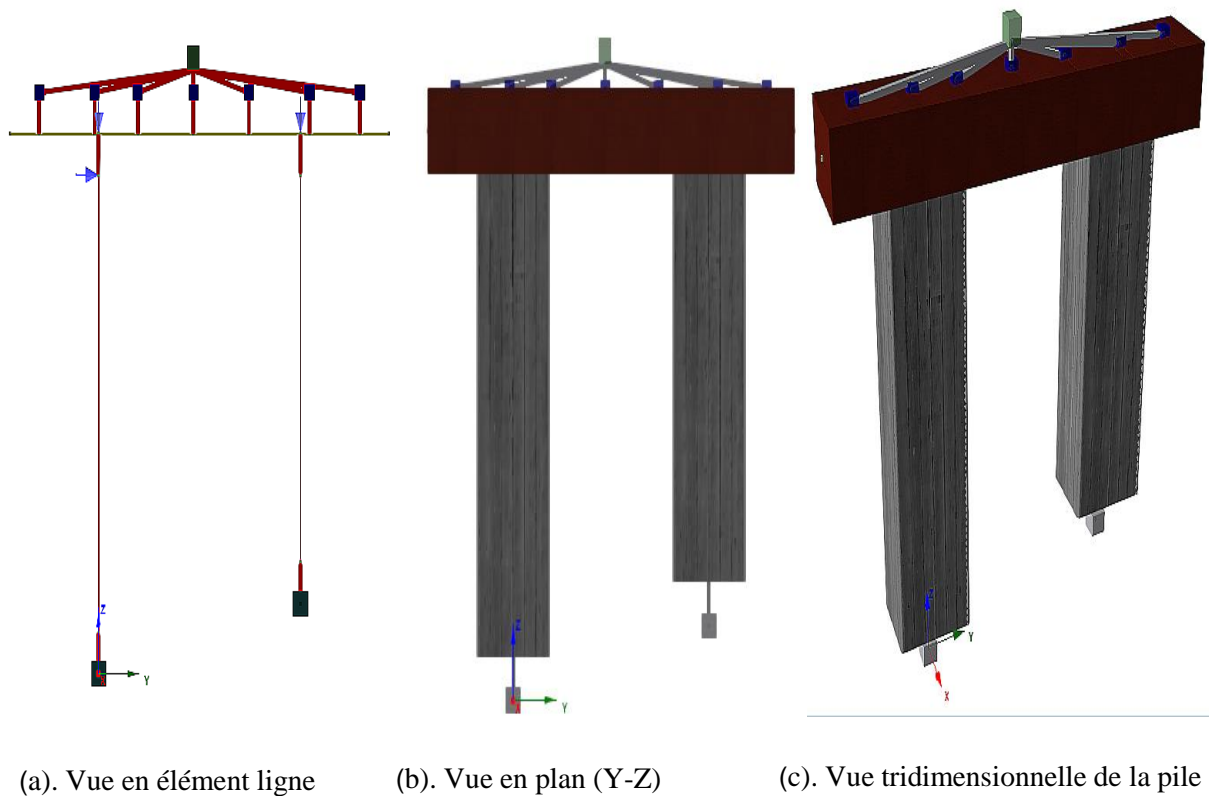


Figure III.6 : Modélisation numérique de fût des piles courtes par SeismoStruct 2020

III.4 – Modèles utilisés pour les matériaux (loi de comportement)

III.4.1 – Béton

Le modèle de Mander (Mander et al.,1988) [46] a été utilisé pour définir le comportement du béton non linéaire uni-axial. Ce modèle est simple et donne une bonne exactitude dans la modélisation. Les paramètres caractéristiques de ce béton sont montrés dans la figure III.7. Pour le modèle, cinq paramètres doivent être définis pour déterminer les propriétés mécaniques du matériau :

- ❖ - Résistance à la compression (f_c) : C'est la capacité en compression, sa valeur varie typiquement de 15 MPa jusqu'à 45 MPa.
- ❖ - Résistance à la traction (f_t) : C'est la capacité à la traction du matériau, sa valeur est 2.1 MPa
- ❖ - Déformation sous contrainte maximale (ϵ_c): C'est la contrainte correspondant au point où la contrainte de compression non confinée est maximale. Pour le béton normal, cette valeur est habituellement comprise entre 0.002 et 0.0022.

- ❖ - Déformation ultime (ϵ_u): C'est la déformation maximale sous une contrainte correspondante
- ❖ - Facteur de confinement (k_c) : C'est le facteur constant de confinement, défini comme étant le rapport entre la contrainte de compression du béton confiné et celle du béton non confiné, Sa valeur varie de 1.0 à 1.3 pour les éléments en béton armé et de 1.5 à 4.0 pour les éléments composites acier béton armé.
- ❖ - Poids volumique (γ) : C'est le poids volumique du matériau, sa valeur par défaut 25 kN/m³.

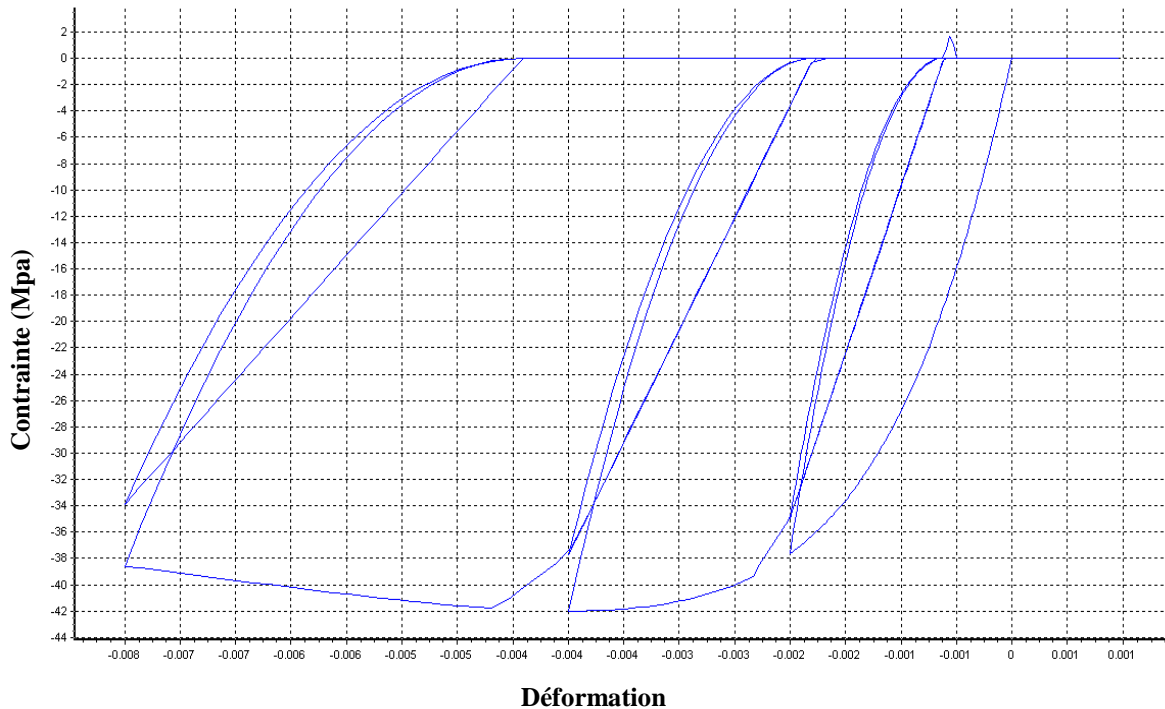


Figure III.7 : Modèle non linéaire du béton utilisé dans Seismostruct 2020

III.4.2 – Acier

Le modèle modifié de Menegotto et Pinto (Menegotto ; Pinto, 1973) [47] a été utilisé pour la loi de comportement de l'acier (Figure III.8). Ce modèle simple et précis, dû à son efficacité et sa très bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Le comportement de (contrainte-déformation) de l'acier de renforcement utilisé a été proposé par Menegotto et Pinto, et ensuite modifié par Filippou pour inclure l'écroutissage isotrope et atteindre une meilleure stabilité et exactitude.

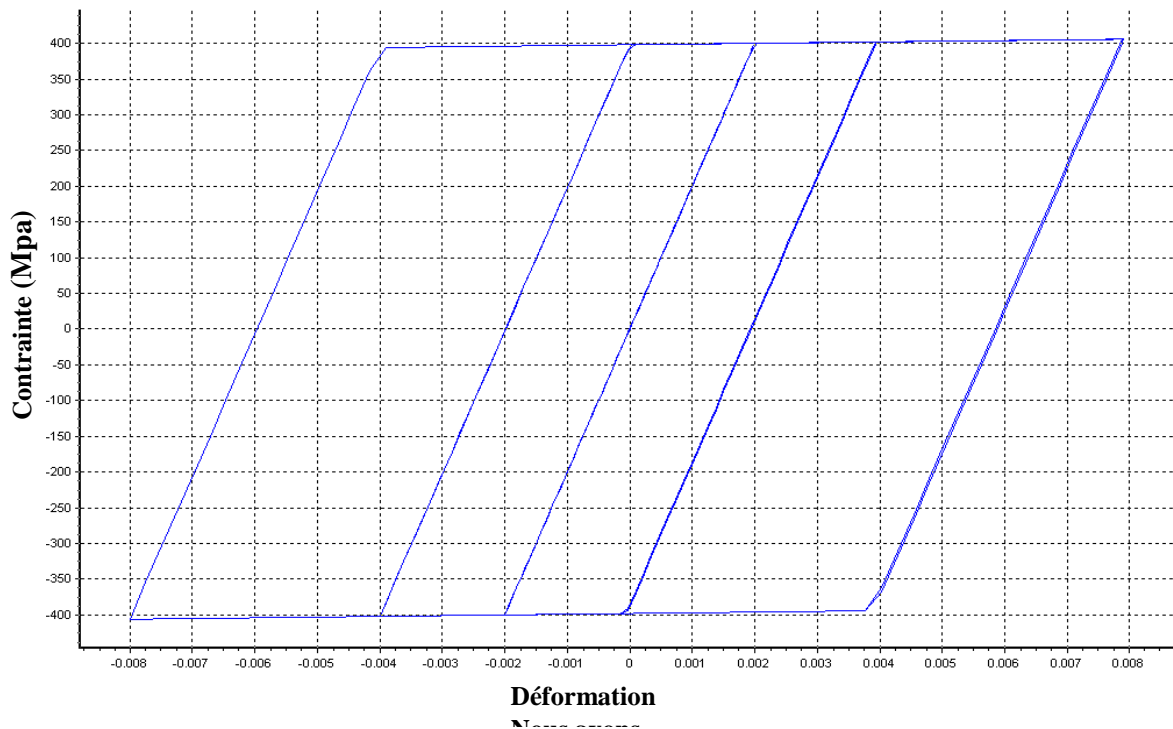


Figure III.8: Modèle non linéaire de l'acier utilisé dans Seismostruct 2020

Les propriétés des matériaux (béton-acier) utilisés pour la modélisation de notre modèle numérique sont résumées dans le tableau III.1

Tableau III.1 : Propriétés des matériaux utilisés dans le logiciel Seismostruct

Matériaux	Propriétés des matériaux	Valeurs
Béton	Résistance à la compression	27 MPa
	Résistance à la traction	2.1 MPa
	Module d'élasticité	33000 MPa
	Déformation au pic des contraintes	0.002
	Densité	25 kN/m ³
Acier	Module d'élasticité	200000 MPa
	Contrainte à la limite élastique	400 MPa
	Paramètre d'écrouissage	0.005
	Densité	78 kN/m ³

III.5 – Coffrage, ferrailage et type de sections de fûts des piles modélisées

Les détails des coffrages longitudinaux de fûts des piles élancées et courtes sont montrés sur la figure III.4. Par suite, les détails des coffrages transversaux de ces deux fûts des piles sont montrés sur les figures III.9 et III.10. De même, les détails de ferrailage de notre fût de piles élancées et notre fût de piles courtes sont montrés sur les figures III.11 à III.14 respectivement en tête, en milieu et au pied des piles. Il convient de souligner l'utilisation de sections rectangulaires creuses arrondies en béton armé (reinforced concrete rectangular hollow with rounded section). L'objectif de l'utilisation de fûts à section creuse est de réduire le poids propre des piles.

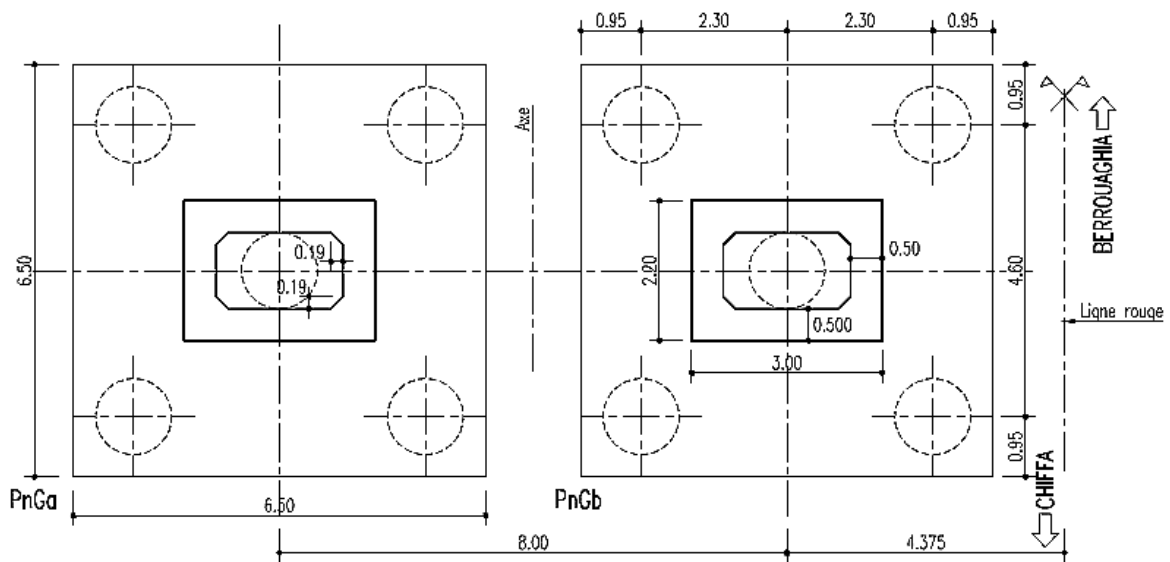


Figure III.9: Dimensionnement de fût des piles élancées (une coupe sur semelle de fondation)

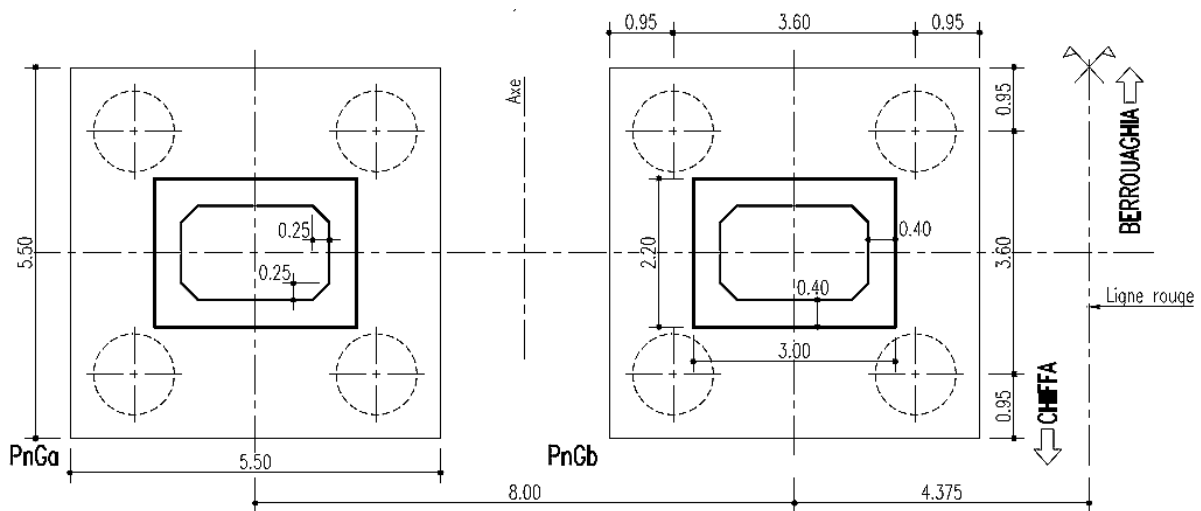


Figure III.10: Dimensionnement de fût des piles courtes (une coupe sur semelle de fondation)

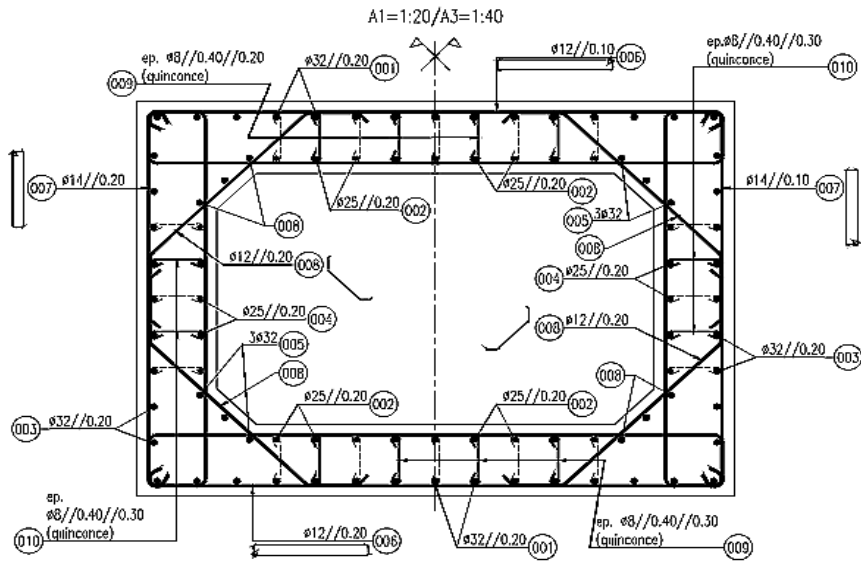


Figure III.11 : Le ferrailage longitudinal et transversal à la tête et au pied de fût des piles élancées

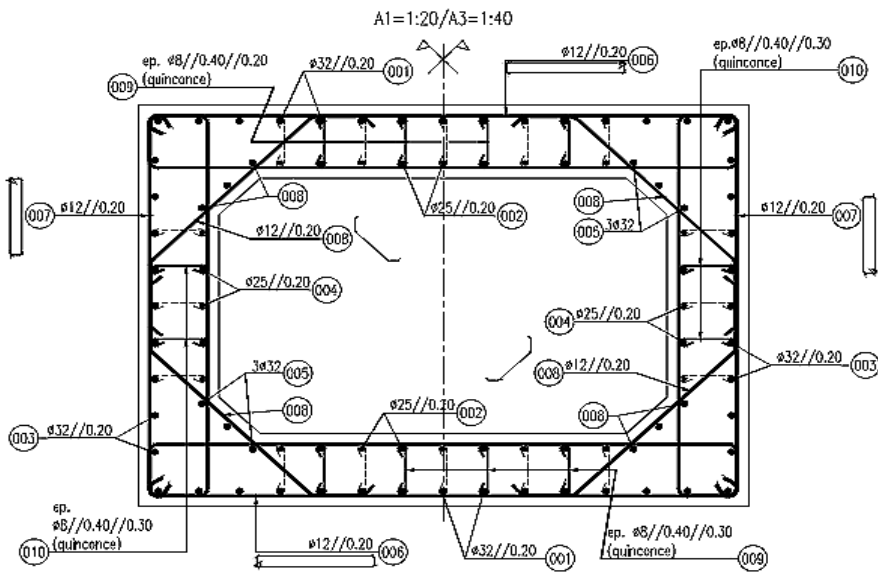


Figure III.12 : Le ferrailage longitudinal et transversal au milieu de fût des piles élancées

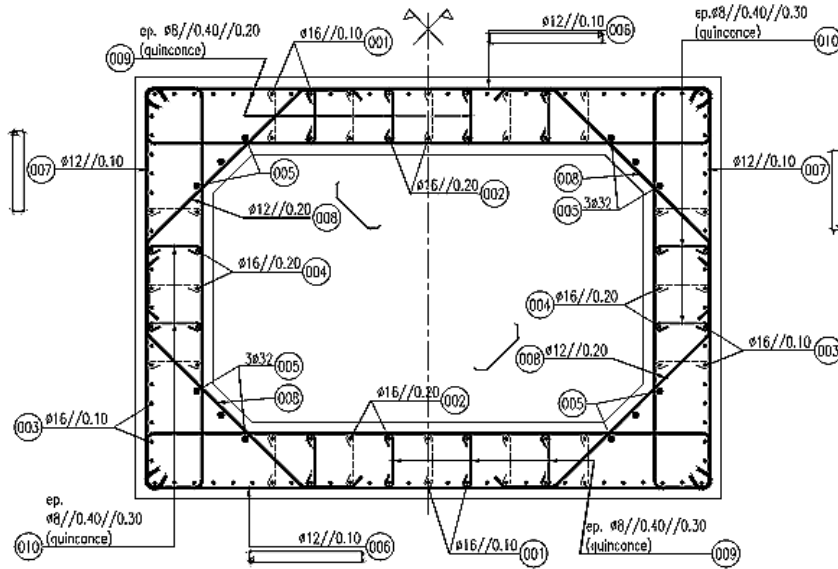


Figure III.13 : Le ferrailage longitudinal et transversal à la tête et au pied de fût des piles courtes

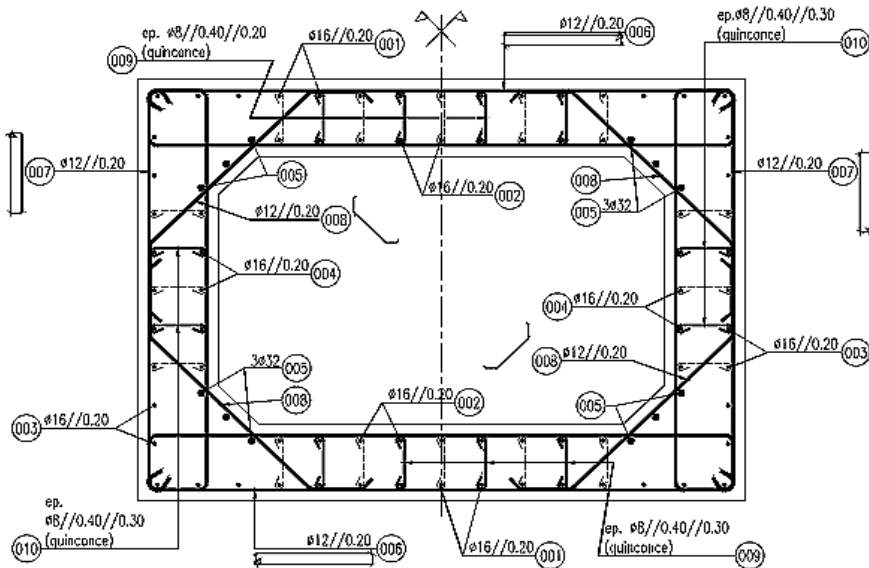


Figure III.14 : Le ferrailage longitudinal et transversal au milieu de fût des piles courtes

III.6 - Modélisation des éléments du viaduc

La modélisation numérique de la réponse sismique non linéaire de notre viaduc a été effectuée en utilisant le logiciel Seismostruct (2020). Les éléments du viaduc tels que les fondations, les piles, les chevêtres, les appareils d'appuis et le tablier sont modélisés selon le comportement supposé pour chaque élément en tenant compte de certaines hypothèses et simplifications pour avoir une réponse adéquate et proche au réel sous les effets de charges sismiques. Notons que les types des éléments de modélisation en SeismoStruct 2020 sont montrés sur le tableau III.2 ci-dessous :

Tableau III.2 : Types des éléments en SeismoStruct 2020 [44]

Types d'éléments	Nom	Description
Poutres- poteaux	InfrmFB	Éléments inélastique basés sur les forces
	InfrmFBPH	Éléments inélastique basés sur les forces avec rotules plastiques
	InfrmDB	Éléments de rotule plastique basés sur les déplacements
	InfrmDBPH	Éléments inélastique basés sur les déplacements avec rotules plastiques
	Elfrm	Éléments élastiques Eléments de poutres 3D avec des sections transversales ouvertes à parois minces.
Maçonnerie	Masonry	Éléments de maçonnerie
Panneau	Infill	Panneau de maçonnerie
Treillis	Truss	Élément inélastique des éléments treillis
Masse	Lmass / Dmass	Masse concentrée / masse distribuée
Lien	Link	Éléments de liaisons
Amortissement	Dashpl	Amortissement concentré

Les détails de la modélisation de chaque élément de la structure du viaduc seront décrits ci-dessous, à savoir :

III.6.1 - Les fûts de piles

Afin de simuler la réponse sismique non linéaire de notre modèle, nous avons choisi d'utiliser des éléments multifibres inélastiques de type poteaux-poutres, basés sur les forces (élément infrmFB) pour les fûts de piles. Parmi les éléments existants dans le programme Seismostruct, ce genre d'élément est le plus représentatif, car il a la capacité de simuler le comportement inélastique le long de la longueur totale d'un élément de la structure du viaduc. Néanmoins, l'utilisation de tels éléments peut aider à la convergence de certains modèles. Avec la modélisation par un élément fondé sur les forces, en tenant compte de la non linéarité géométrique et matérielle, les forces internes sont exprimées en fonction des forces aux nœuds, d'où le nom de la méthode. Le calcul non linéaire d'interpolation de ce types d'éléments se fait aux points d'intégration de Gauss. La figure III.15 montre un élément barre multifibre utilisé pour la modélisation dans le logiciel SeismoStruct 2020.

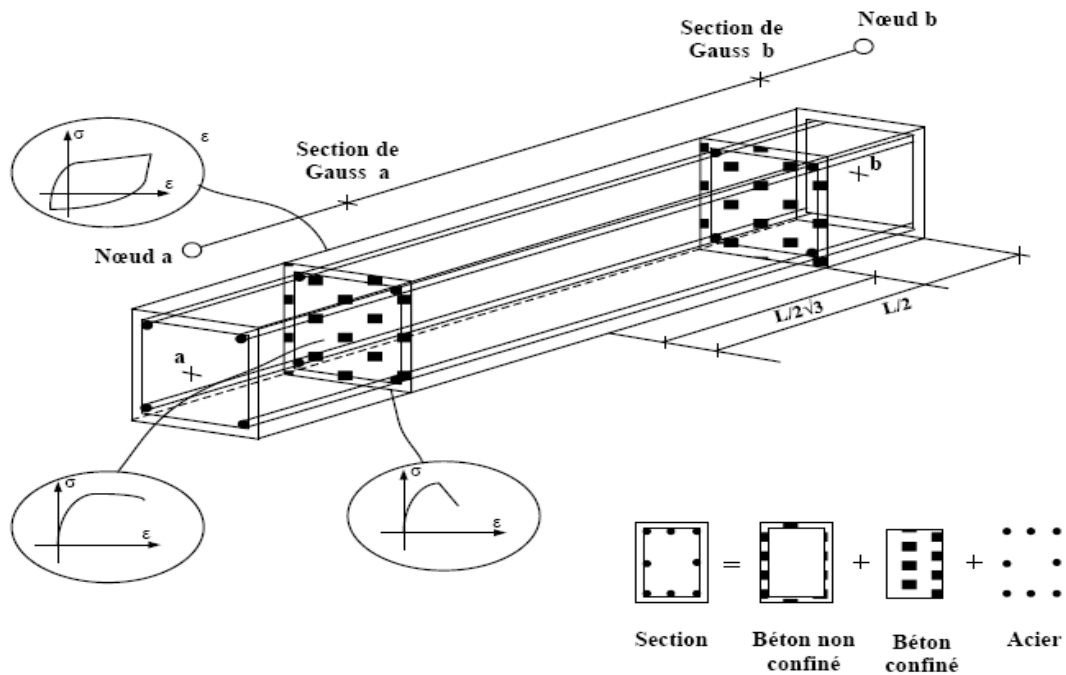


Figure III.15 : Élément inélastique multifibres utilisé dans Seismostruct [44]

Des sections à fibres pour effectuer des analyses inélastiques ont été choisies, des sections rectangulaires ont été modélisées pour simuler le comportement non linéaire des fûts. Une de ces sections rectangulaires creuses arrondies en béton armé discrétisée est présentée sur la figure III.16,

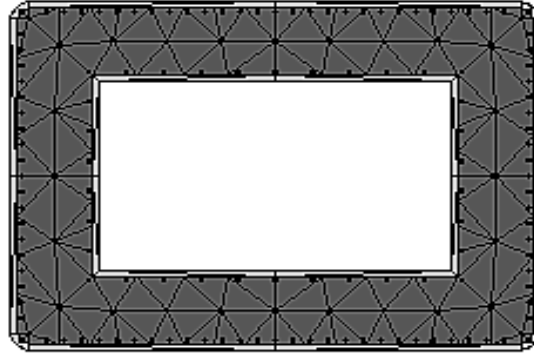


Figure III.16 : Discretisation d'une section de la pile rectangulaire creuse arrondie en béton armé

Pour notre modélisation des fûts de piles par éléments multifibres inélastiques de type poteaux-poutres basée sur les forces (élément infrmFB) on a opté cinq points d'intégration de Gauss et 300 sections de fibres comme indiqué sur la figure III.17

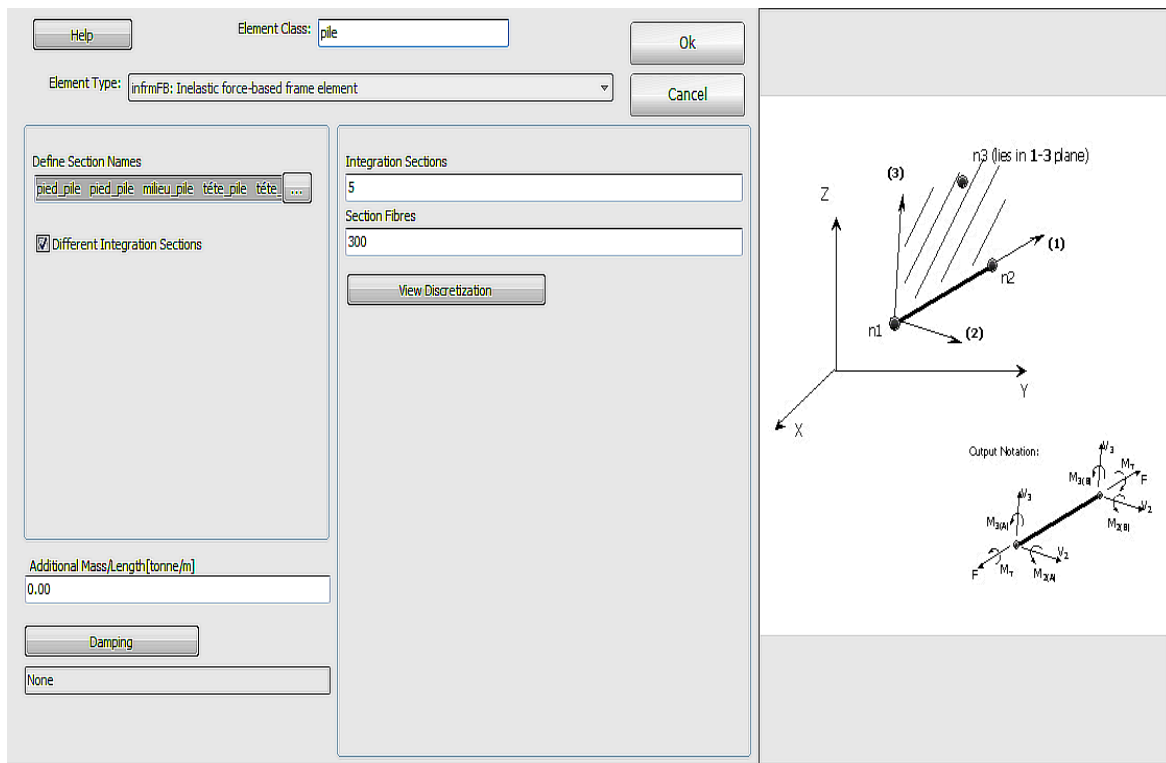


Figure III.17 : Données de modélisation des fûts de piles par éléments multifibres inélastique

Une remarque importante qu'on doit signaler est que le modèle modélisé par le logiciel SeismoStruct 2020 en utilisant les éléments multifibres qui tiennent compte de la non linéarité matérielle (loi de comportement) et de même de la non linéarité géométrique (effet P- Δ).

III.6.2 – Les fondations

Les fondations de notre modèle sont supposées rigides et elles sont modélisées par des encastremements. Notons que notre modèle de calcul ne tient pas en compte de l'interaction sol-structure (modélisation du système sol- fondation).

III.6.3 – Les chevêtres et les tabliers

Les chevêtres et les tabliers sont considérés comme ayant un comportement élastique linéaire dans le domaine élastique. Les tabliers sont remplacés par une masse concentrée au milieu du modèle et ils sont modélisés en Seismostruct par des éléments Imass (la masse concentrée). Les deux figures III.18 et III.19 montrent les types d'éléments choisis pour la modélisation des chevêtres et les tabliers de notre viaduc respectivement.

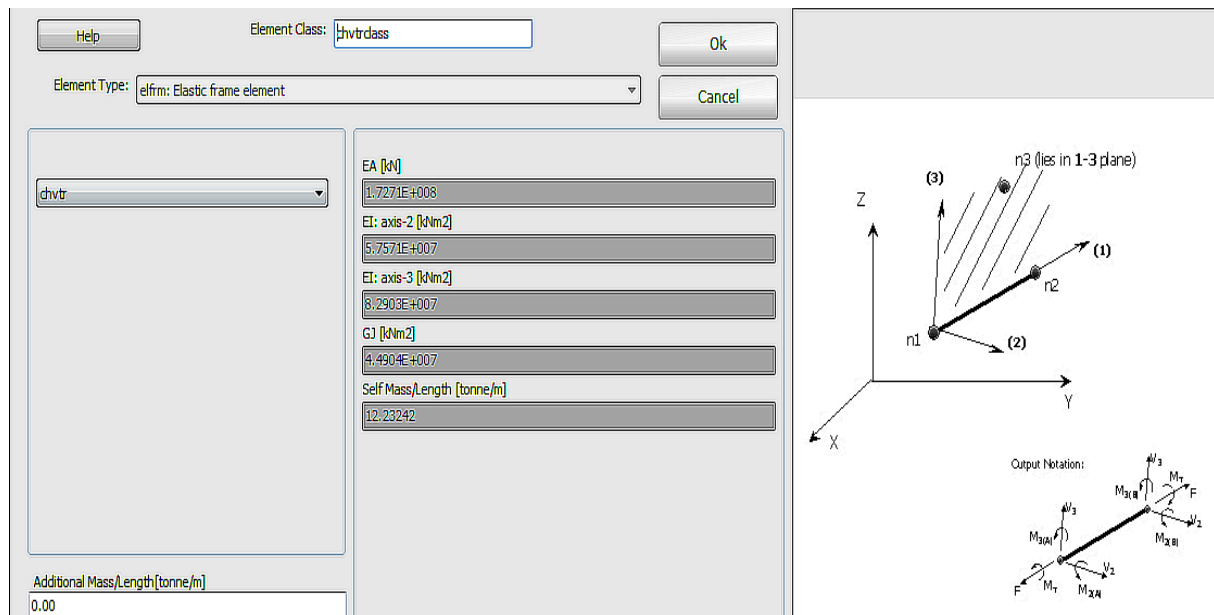


Figure III.18 : Types d'éléments choisis pour la modélisation des chevêtres

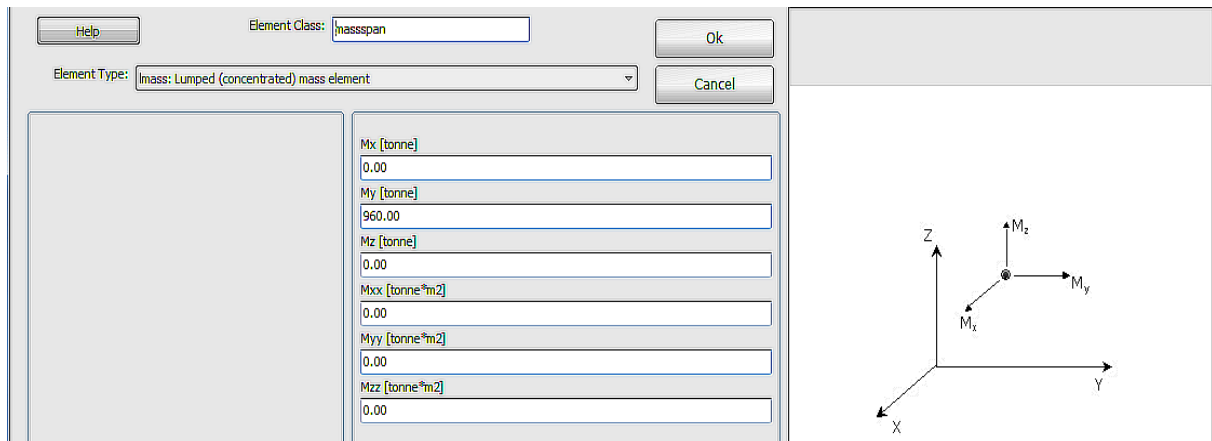


Figure III.19 : Types d'éléments choisis pour la modélisation du tablier

III.6.4 – Les appareils d'appui

Les poutres des tabliers reposent sur des appareils d'appui en élastomère fretté. Pour les appareils d'appui, un comportement bilinéaire est supposé dans cette étude et modélisé par des éléments Link. Les valeurs des paramètres de modélisation par un comportement bilinéaire sont montrées sur la figure III.20. Les appareils d'appuis sont supposés dans cette étude comme des éléments de longueur nulle, c'est-à-dire définir chaque appareil par deux nœuds au même endroit. Les nœuds sont reliés par plusieurs objets (à comportement non linéaire uni-axial) pour représenter la relation force-déformation de chaque élément.

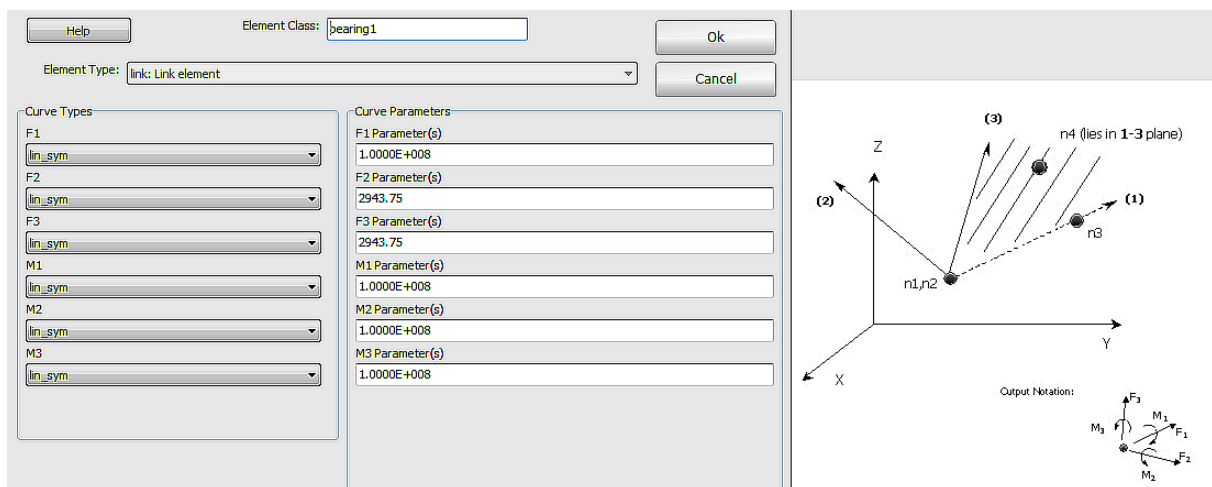


Figure III.20 : Types d'éléments choisis pour la modélisation des appareils d'appui

III.6.5 – Les liaisons entre les différents éléments de viaduc

Des liaisons rigides pour relier les fondations avec les piles, les piles avec les chevêtres, les chevêtres avec les appareils d'appuis, et les appareils d'appuis avec la superstructure (les tabliers). La figure III.21 montre la modélisation par des liaisons rigides pour relier les différents éléments de viaduc.

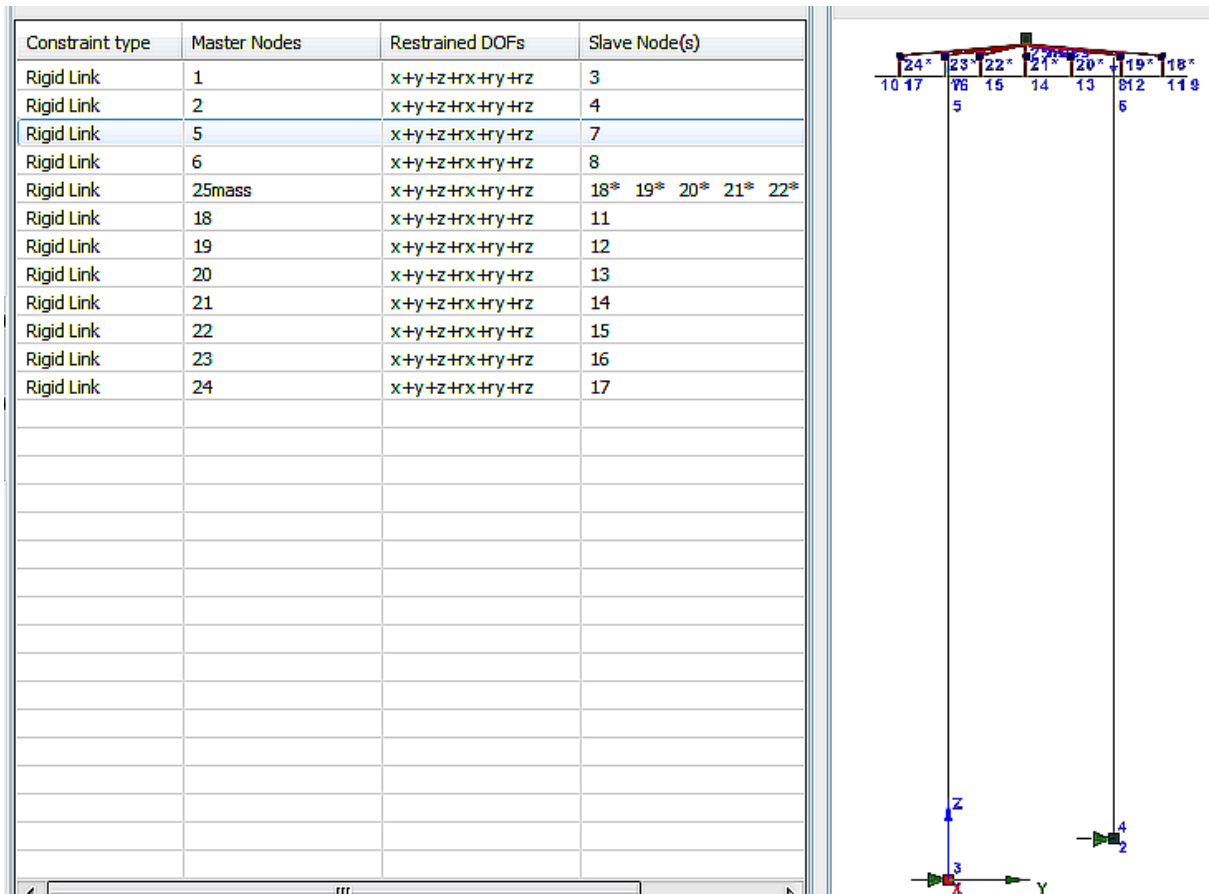


Figure III.21 : Les liaisons entre les différents éléments de viaduc

III.7 – Méthodes d'analyse sismique de viaduc

Deux types de méthodes d'analyses sismiques ont été utilisés dans notre modèle de viaduc pour le fût de piles élancés et le fût de piles courtes pour la détermination des réponses sismiques à savoir ; la méthode d'analyse statique non linéaire (Pushover Analysis) et la méthode d'analyse dynamique temporelle non linéaire (Nonlinear Time History Analysis).

III.7.1 - Analyse statique non linéaire (Pushover)

L'analyse Pushover est une étude statique non-linéaire dans laquelle les charges latérales appliquées à notre modèle de viaduc sont incrémentées selon un modèle prédéfini. Par la suite, en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que des modes de ruine apparaissent dans l'ouvrage (Figure III.22), c'est-à-dire que l'on « pousse » jusqu'à ce que l'ouvrage atteigne un déplacement prédéfini (attendu) appelé le déplacement cible.

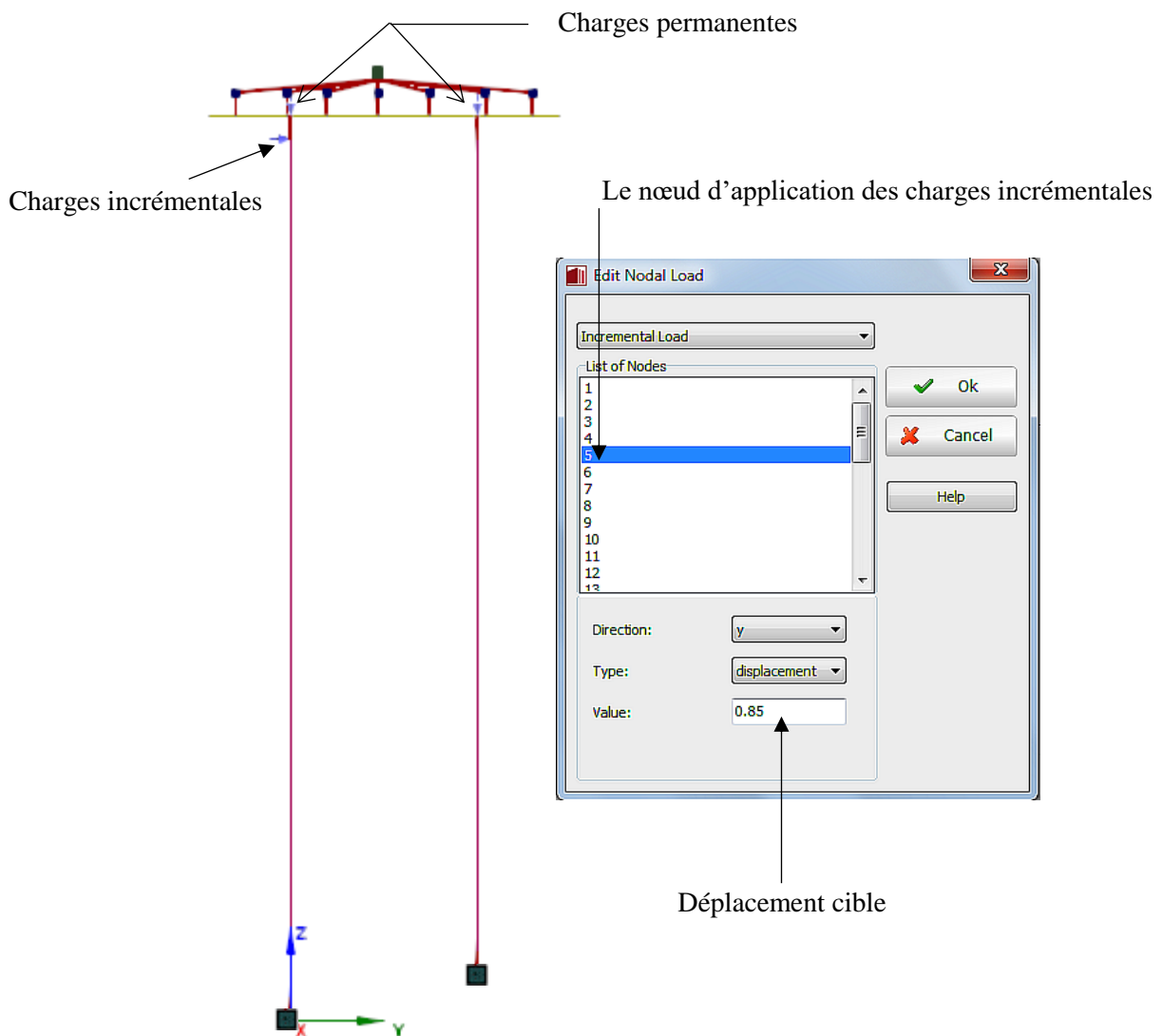


Figure III.22 : Application de l'analyse statique non linéaire (Pushover) en Seismostruct

Toutefois, l'utilisateur doit spécifier un type de règles pour définir la manière dont ces charges seront augmentées, le nombre de pas nécessaire. Cela se fait à l'aide du module des phases de

chargement (Loading Phases). Ce module définit les phases de contrôle utilisées pour tracer la courbe de Pushover pour la charge proportionnelle. Dans notre étude, la figure III.23 montre le module des phases de chargement nécessaire (le nombre de pas nécessaire pour atteindre le déplacement cible).

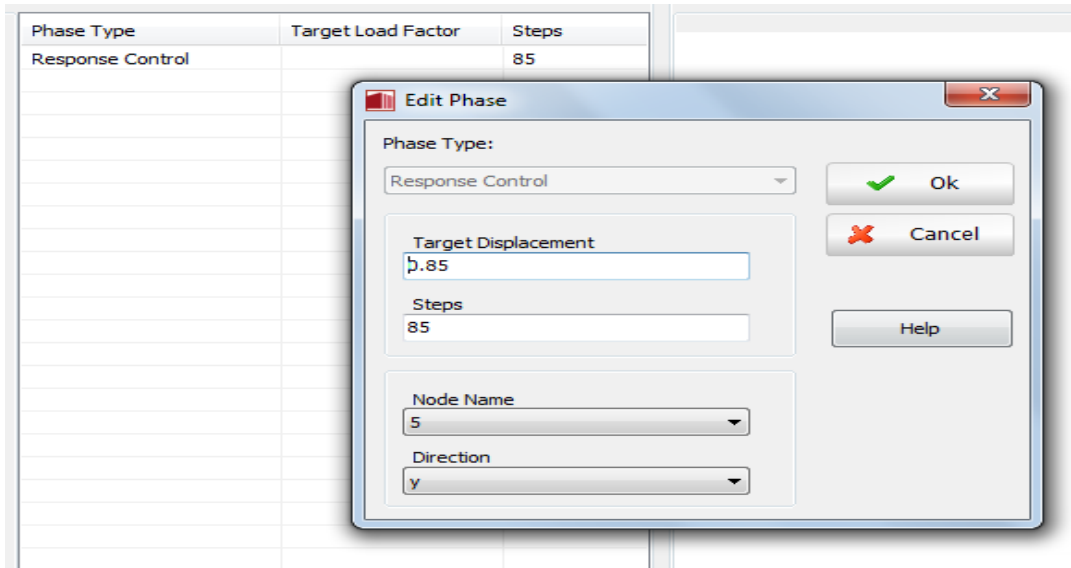


Figure III.23 : La manière d'augmentation les charges incrémentales en Seismostruct

III.7.2 - Analyses dynamiques temporelles non linéaires (Time History Analysis)

L'analyse dynamique temporelle non linéaire (Nonlinear Time History Analysis) est effectuée afin de déterminer les déplacements maximums de la pile ainsi que l'énergie dissipée durant le mouvement sismique. Cette dernière analyse est réputée pour être la plus rigoureuse dans l'estimation des demandes sismiques inélastiques des structures.

Pour effectuer des analyses dynamiques non linéaires, une suite de 15 enregistrements du mouvement sismique ont été utilisés avec des ranges différentes de PGA. Ces enregistrements devraient être représentatifs des caractéristiques sismiques de la zone du projet. En outre, ces enregistrements internationaux sont obtenus à partir de la base de données américaine (PEER-DATABASE). Les spectres de réponses des enregistrements sismiques utilisés dans cette étude sont compatibles avec celui du spectre de réponse élastique (cible) du règlement national algérien appelé : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA-

2008), RPOA-2008. La figure III.24 montre l'application de l'analyse dynamique temporelle non linéaire dans le logiciel Seismostruct sur notre modèle de calcul.

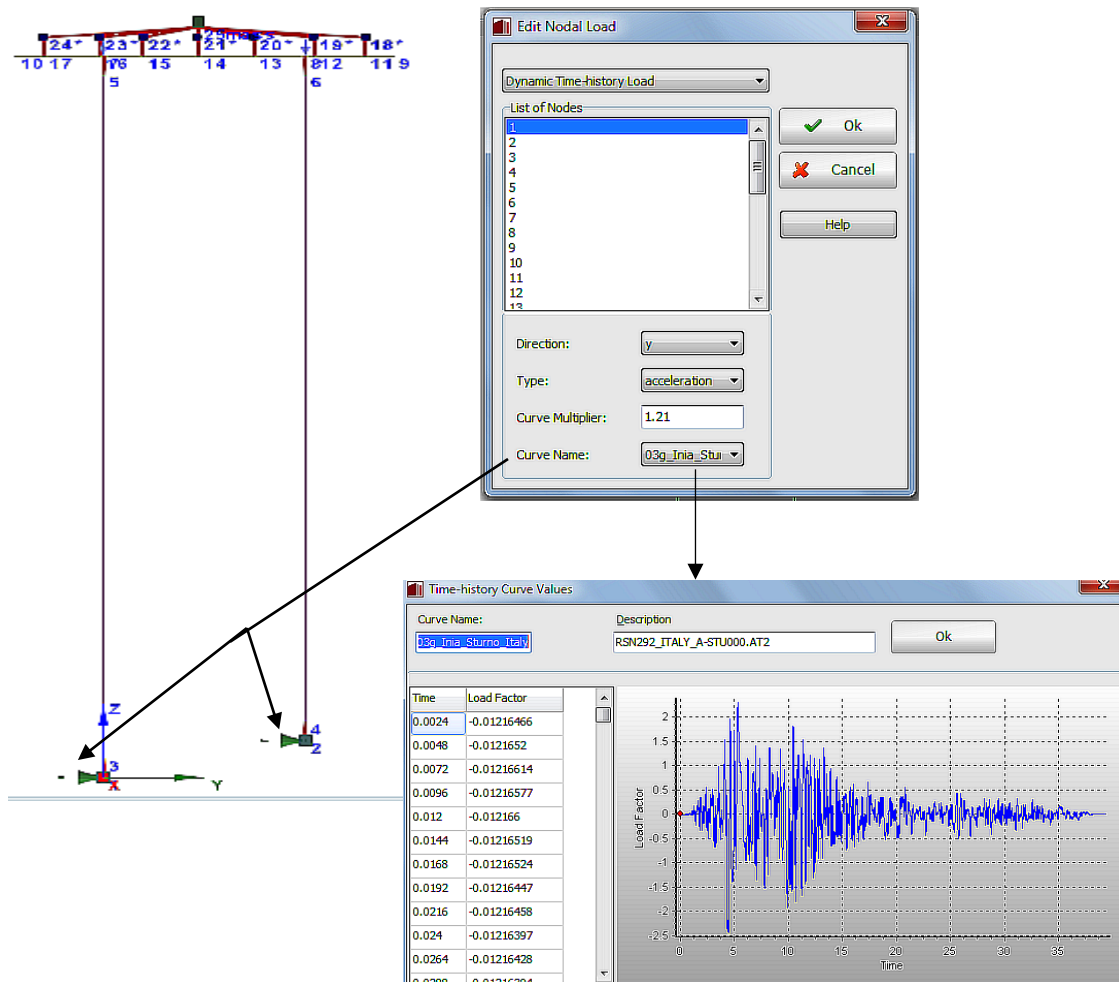


Figure III.24 : Application de l'analyse dynamique temporelle non linéaire dans le logiciel SeismoStruct sur notre modèle de calcul

III.7.2.1 - Spectre de réponse élastique du RPOA-2008 (Spectre cible)

Selon le RPOA 2008, les ponts étudiés sont situés dans une zone de forte sismicité (Zone III), implantés sur des sols de fondation supposés être ferme, de type S2. Le spectre de réponse élastique est défini comme suit :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} A_g S [1 + (T/T_1)(2.5\eta - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta A_g S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta A_g S (T_2 / T) & T_2 \leq T \leq 3,0 \\ 2,5 \eta A_g S (3T_2 / T^2) & 3,0 \leq T \end{cases}$$

Sa : spectre d'accélération.

A : coefficient d'accélération de zone

S : coefficient de site

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

T1 et T2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

η : facteur de correction d'amortissement soit : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

ξ : Taux d'amortissement

La figure III.25 montre l'allure du spectre de réponse élastique (RPOA 2008)

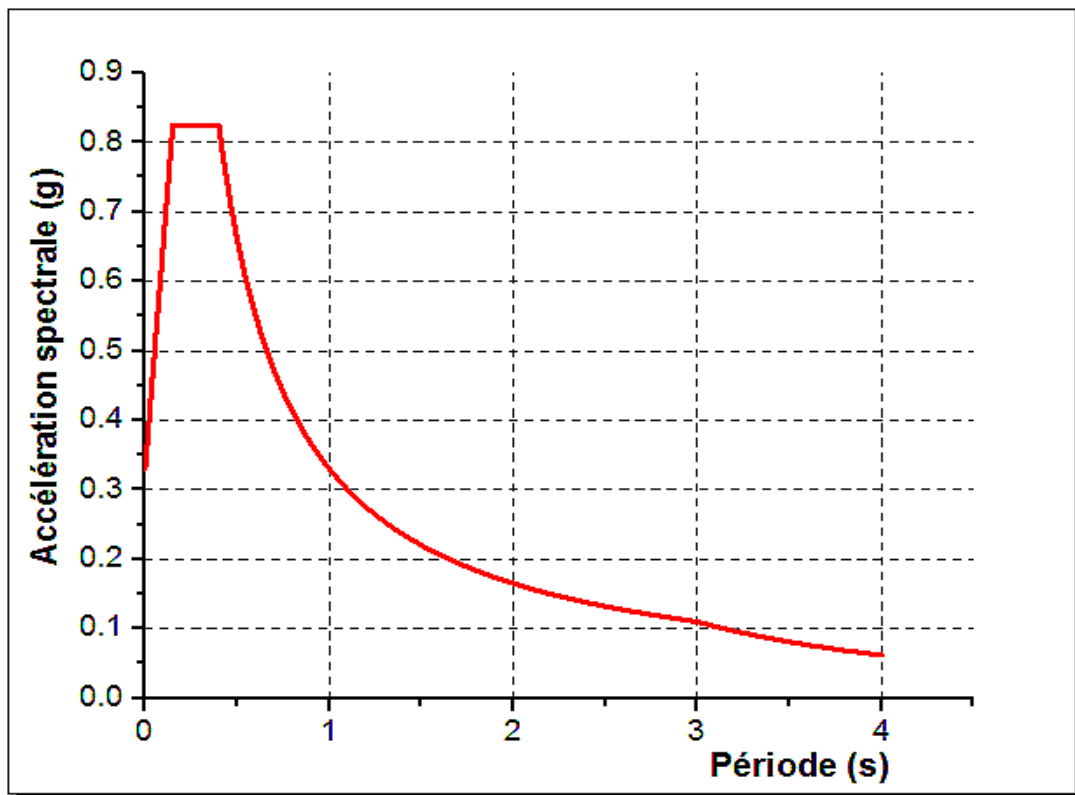


Figure III.25 : Spectre de réponse élastique du RPOA-2008 [6]

III.7.2.2 - Sélection des enregistrements sismiques

La sélection des enregistrements sismiques est nécessaire pour mener des analyses dynamiques temporelles non linéaires. Une première approche est de sélectionner des enregistrements réels naturels qui correspondent au spectre de réponse sismique de site appelé spectre cible. Plusieurs enregistrements doivent être utilisés afin de représenter correctement le spectre de réponse cible. Dans le cas où l'on ne dispose pas d'un nombre suffisant d'accélérogrammes naturels, il est nécessaire de générer des accélérogrammes artificiels et/ou synthétiques.

Dans le cas pratique, une autre approche est adoptée pour surmonter la difficulté causée par les accélérogrammes réels et qui ne sont pas compatibles avec le spectre cible de RPOA2008. Pour cela, il existe des logiciels spécifiques capables d'ajuster les accélérogrammes sismiques pour correspondre à un spectre de réponse cible spécifique, comme REXEL, SeismoSelect et SeismoMatch. De même, la base de données américaine (PEER-DATABASE) sélectionne les accélérogrammes réels en suivant le processus de matching des logiciels précédents en utilisant un facteur de calibrage (scale factor).

En suivant cette dernière approche, une suite de 15 enregistrements de mouvements sismiques ont été utilisés dans notre étude avec différentes ranges de PGA. Ces enregistrements internationaux sont obtenus à partir de la base de données américaine (PEER-DATABASE).

Le tableau III.3 montre les accélérogrammes réels internationaux sélectionnés par PEER-DATABASE. De même, la figure III.26 présente les spectres de réponses des accélérogrammes réels internationaux sélectionnés et qui sont compatibles avec le spectre de réponse cible de RPOA2008. Enfin, une représentation de l'accélérogramme de chaque enregistrement sismique est montée sur la figure III.27

Table III.3 : Accélérogrammes sélectionnés

Earthquake Name	Name Station	Year	Mw	Scale Factor	PGA (g)	Rub
"Irpinia_ Italy-01"	"Sturno (STN)"	1980	6.9	1.096	0.223	30.35
"Loma Prieta"	Bear Valley	1989	6.93	4.29	0.068	73.66
"Chi-Chi_ Taiwan-03"	TCU089	1999	6.2	4.058	0.088	10.45
"Chi-Chi_ Taiwan-04"	CHY010	1999	6.2	4.544	0.08	31.90
"Chi-Chi_ Taiwan-05"	CHY006	1999	6.2	3.94	0.096	59.51
"Bam_ Iran"	Mohammad Abad- e-Madkoon	2003	6.6	3.867	0.123	46.64
"Niigata_ Japan"	NIGH11	2004	6.63	0.743	0.465	17.31
"Chuetsu-oki_ Japan"	Tokamachi Chitosecho	2007	6.8	1.501	0.21	47.73
"Iwate_ Japan"	Sanbongi Osaki City	2008	6.9	2.792	0.07	56.97
"Iwate_ Japan"	Yokote Masuda Tamati Masu	2008	6.9	2.81	0.136	34.27
"San Fernando"	Palmdale Fire Station	2008	6.61	1.613	0.238	29.33
"Livermore-01"	Tracy - Sewage Treatment Plant	1980	5.8	4.4517	0.06	53.82
"Irpinia_ Italy-01"	"Torre Del Greco"	1980	6.9	3.08	0.10	59.63
"Irpinia_ Italy-02"	"Rionero In Vulture"	1980	6.2	2.31	0.24	22.69
"Corinth_ Greece"	"Corinth"	1981	6.6	1.1186	0.238	10.27

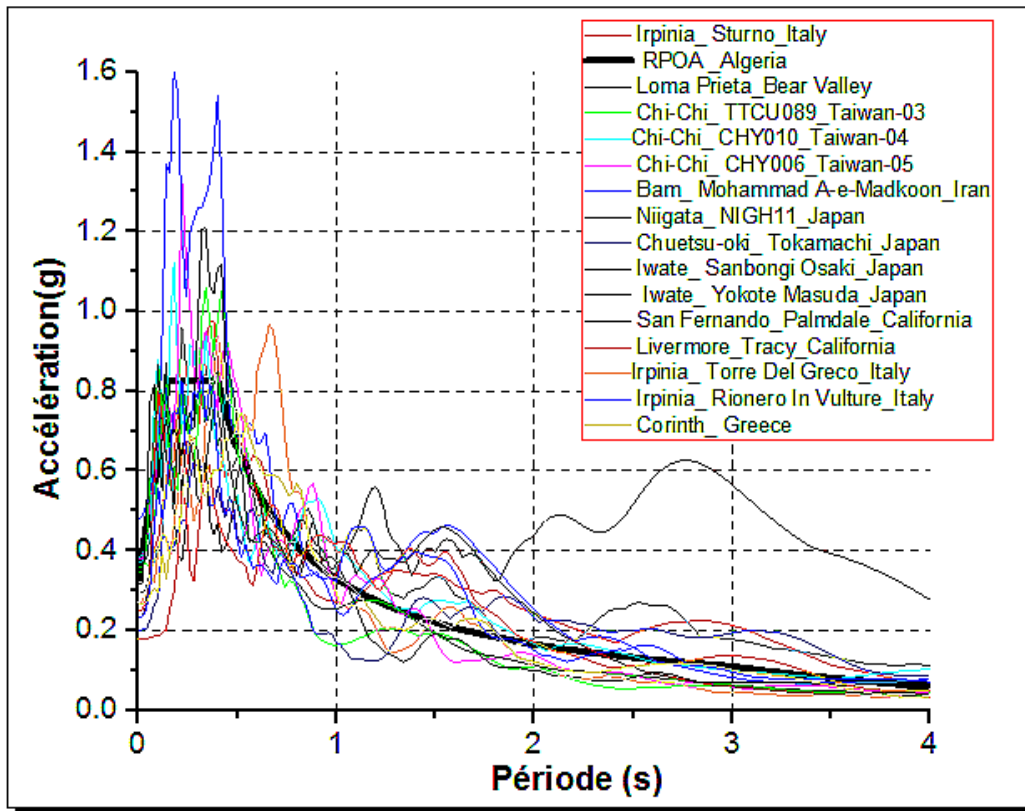
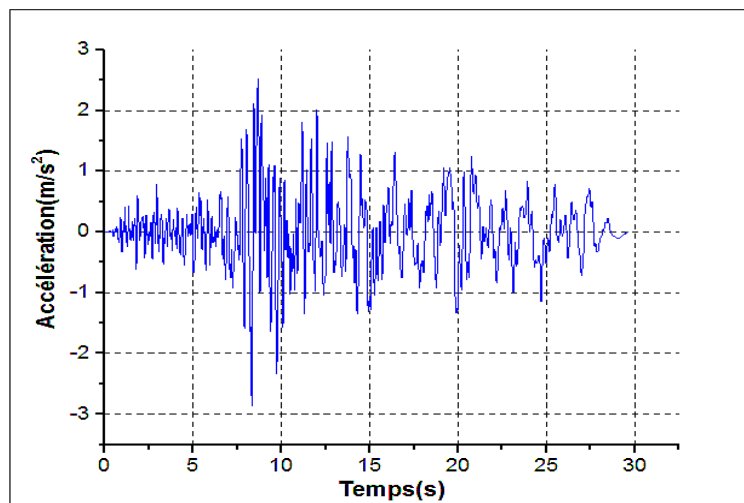
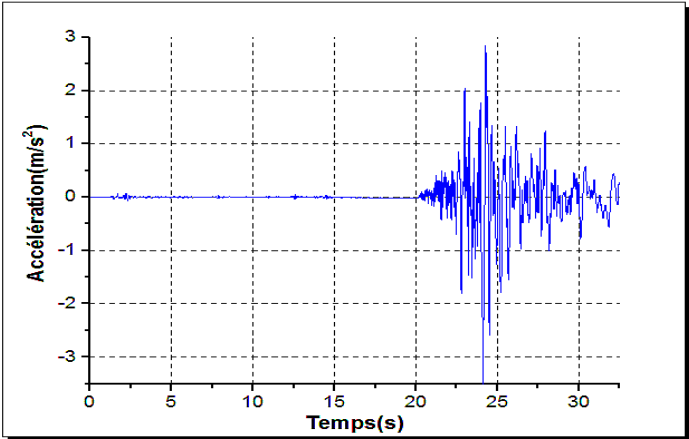


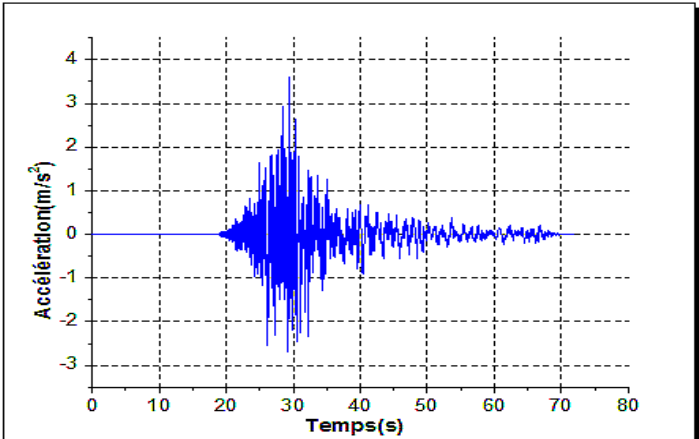
Figure III.26 : Spectres de réponse des accélérogrammes utilisés et du RPOA-2008 avec un amortissement de 5%..



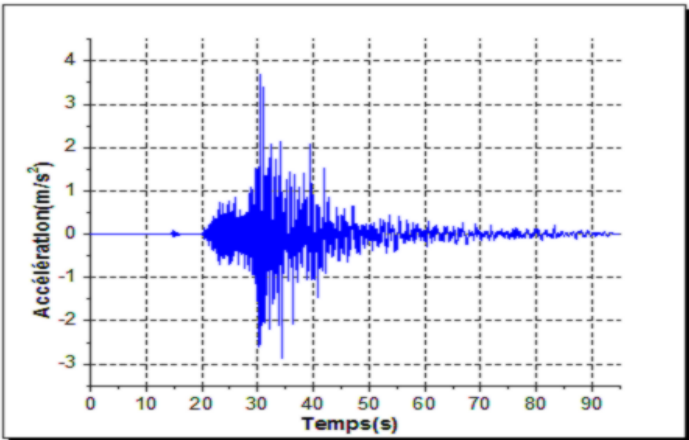
(a)- Accélérogramme du séisme de Loma Prieta_Bear Valley



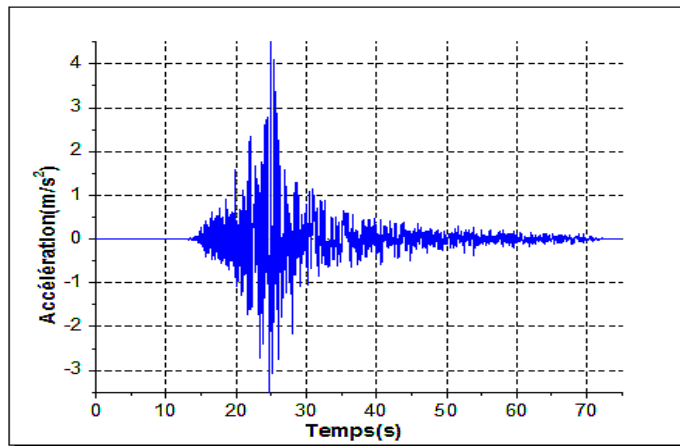
(b)- Accélérogramme du séisme de Chi-Chi_ TTCU089_Taiwan-03



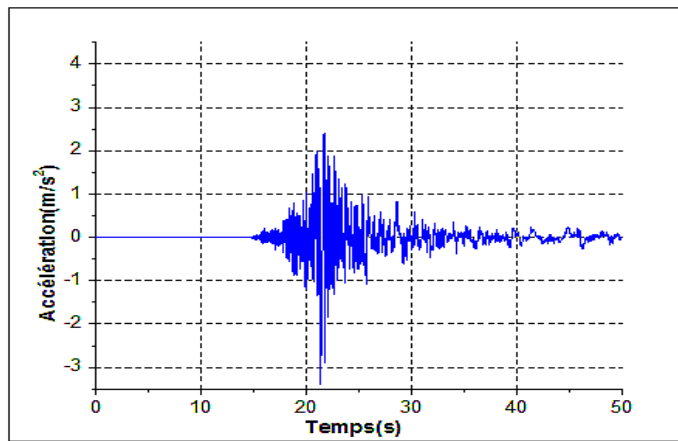
(c)- Accélérogramme du séisme de Chi-Chi_ CHY010_Taiwan-04



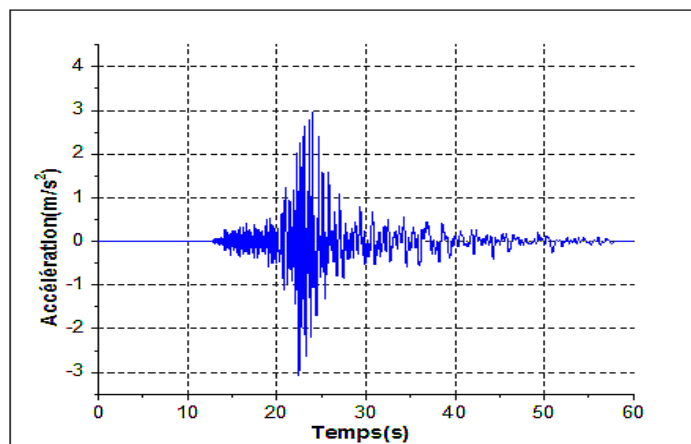
(d)- Accélérogramme du séisme de Chi-Chi_ CHY006_Taiwan-05



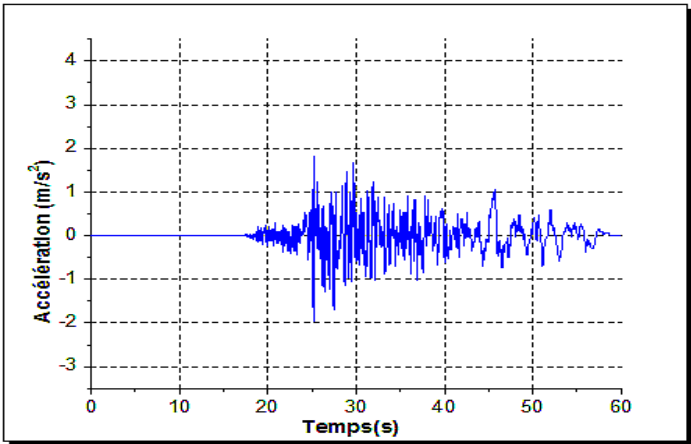
(e)- Accélérogramme du séisme de Bam_ Mohammad A-e-Madkoon_Iran



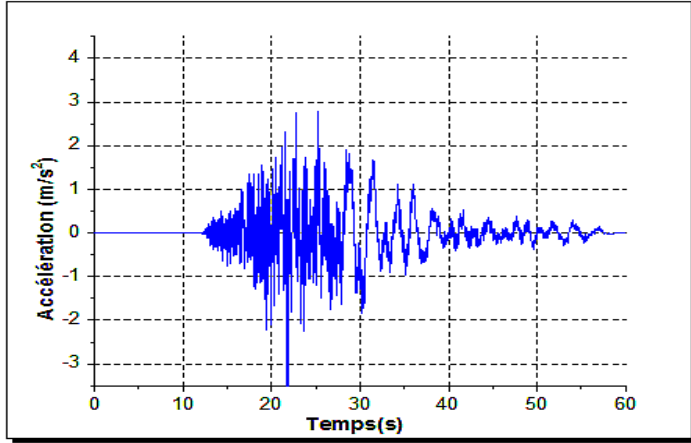
(f)- Accélérogramme du séisme de Niigata_ NIGH11_Japan



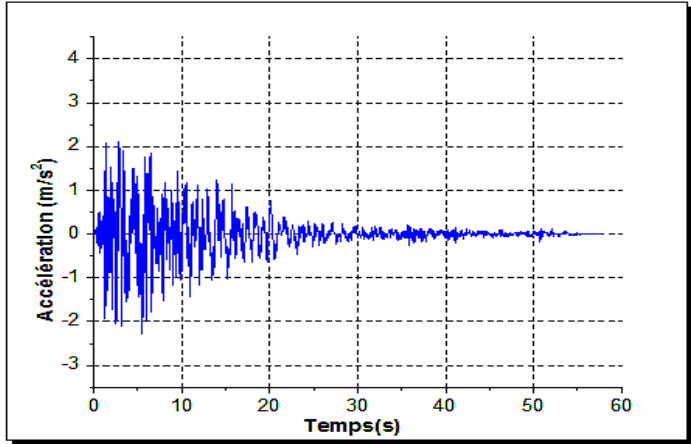
(g)- Accélérogramme du séisme de Chuetsu-oki_ Tokamachi_Japan



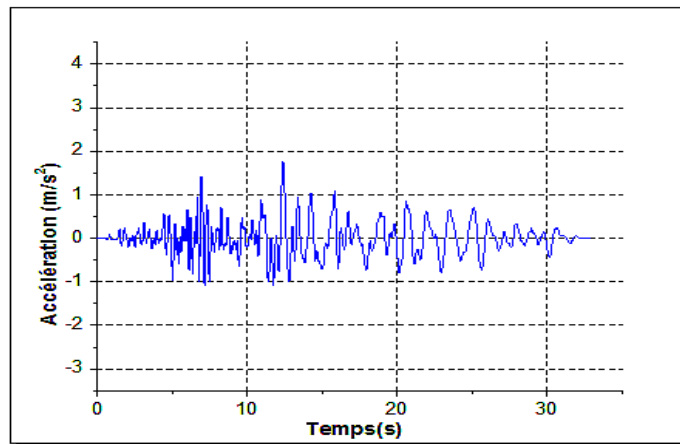
(h)- Accélérogramme du séisme de Iwate_ Sanbongi Osaki_Japan



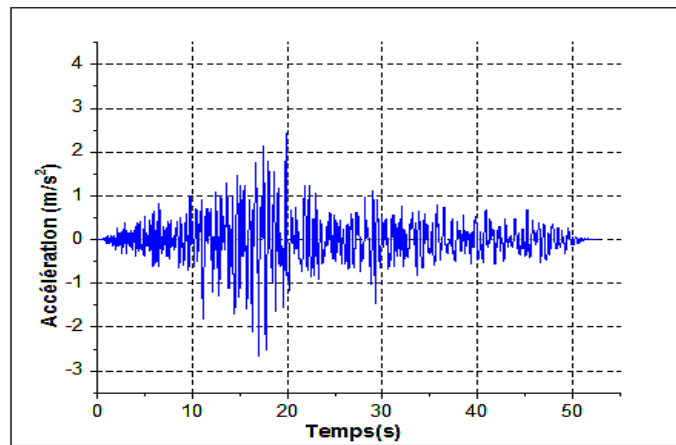
(i)- Accélérogramme du séisme de Iwate_ Yokote Masuda_Japan



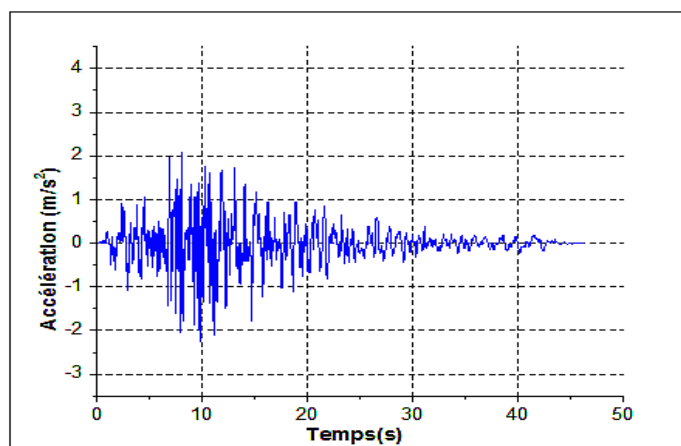
(j)- Accélérogramme du séisme de San Fernando_Palmdale_California



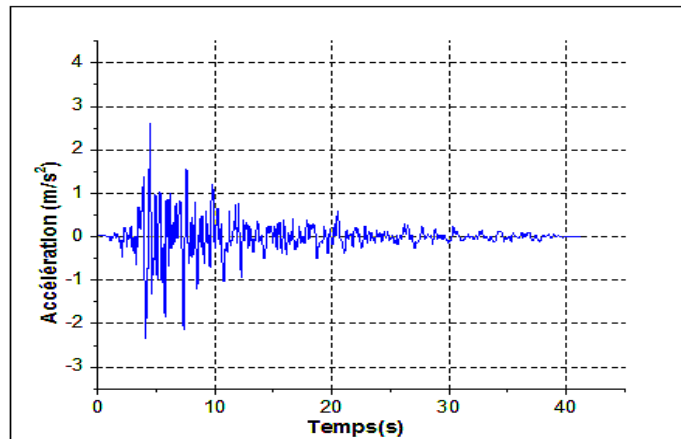
(k)- Accélérogramme du séisme de Livermore_Tracy_California



(l)- Accélérogramme du séisme de Irpinia_Torre Del Greco_Italy



(m)- Accélérogramme du séisme de Irpinia_Rionero In Vulture_Italy



(n)- Accélérogramme du séisme Corinth_ Greece

Figure III.27 : L'allure des accélérogrammes des enregistrements sismiques

III.8 - Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons exposé la modélisation de notre viaduc en détaillant les lois de comportement adoptées pour les matériaux en acier et en béton., En outre, dans ce chapitre, vous trouverez les informations détaillées sur les coffrages et les ferrillages des fûts des piles élancées et courtes, le modèle choisi dans le logiciel de modélisation Seismostruct pour chaque élément de viaduc et le détail de l'application des analyses statique et dynamique non linéaire.

Dans le chapitre suivant, on doit présenter les résultats trouvés dans les deux types d'analyses statique et dynamique non linéaire, ainsi que la discussion sur l'interprétation de ces résultats. De même, ces deux types de résultats nous permettent de développer les courbes de fragilités de notre modèle de pilière élancée de notre viaduc en béton précontraint, ainsi nous permettent de conclure des remarques importantes sur la fragilité sismique de notre modèle selon les classes de dommages détaillées dans le contenu de ce travail de recherche.

CHAPITRE IV

**DEVELOPPEMENT DES COURBES DE
FRAGILITE DES PILES ELANCEES DES
VIADUCS EN BETON PRECONTRAIT ;
RESULTATS ET DISCUSSION**

IV.1 – Introduction

Plusieurs programmes et logiciels ont été utilisés pour prédire le comportement des structures sous un chargement statique ou dynamique, en considérant aussi bien les non linéarités géométriques et matérielles. Parmi ces programmes, on signale le logiciel Seismostruct. Ce dernier est un logiciel de calcul par éléments finis qui permet de décrire le comportement des structures tridimensionnelles sous les effets des déplacements importants lorsqu'elles subissent des charges statiques ou dynamiques, en tenant compte des non-linéarités géométriques et de l'inélasticité des matériaux. Des analyses dynamiques temporelles et statiques non linéaires des ouvrages ont été effectuées, tout d'abord en considérant des accélérogrammes réels sélectionnés selon un spectre de zone conformément aux RPOA (2008) [6].

Dans ce chapitre suivant, on doit présenter les résultats trouvés dans les deux types d'analyses statique et dynamique non linéaire effectuées, ainsi que la discussion sur l'interprétation de ces résultats. De même, ces deux types de résultats nous permettent de développer les courbes de fragilités de notre modèle de pilié élancé d'un viaduc en béton précontraint, ainsi nous permettent de conclure des remarques importantes sur la fragilité sismique de notre modèle selon les classes de dommages détaillées dans le contenu de ce travail de recherche.

IV.2 – Notations utilisées dans la présentation des résultats et les limitations de calcul

La figure IV.1 montre le modèle numérique de calcul non linéaire de notre viaduc pour chaque cas de fût des piles en utilisant une version académique du logiciel de modélisation par la méthode des éléments finis SeismoStruct 2020. Les résultats présentés ci-dessous sont ceux de la pile P7G de fût des piles courtes et de la pile P2G de fût des piles élancées.

Les résultats de calcul des élancements mécaniques et géométriques pour chaque pile de fût des piles courtes et élancées sont présentés dans le tableau IV.1. Notons que l'élancement géométrique H/B permet une évaluation plus précise de l'aspect esthétique d'une pile, tandis que l'élancement mécanique λ mesure la sensibilité d'une pile à une rupture par flambage. Dans le cadre de cette étude, les limitations considérées sont :

- ❖ - Seules les résultats des élancements géométriques sont considérés, le contrôle de flambement n'est pas vérifié pour les piles élancées
- ❖ - Le modèle modélisé par le logiciel SeismoStruct 2020 en utilisant les éléments multifibres tiennent compte de la non linéarité matérielle et de même de la non linéarité géométrique (effet $P-\Delta$)
- ❖ - Pas d'étude d'interaction sol-structure

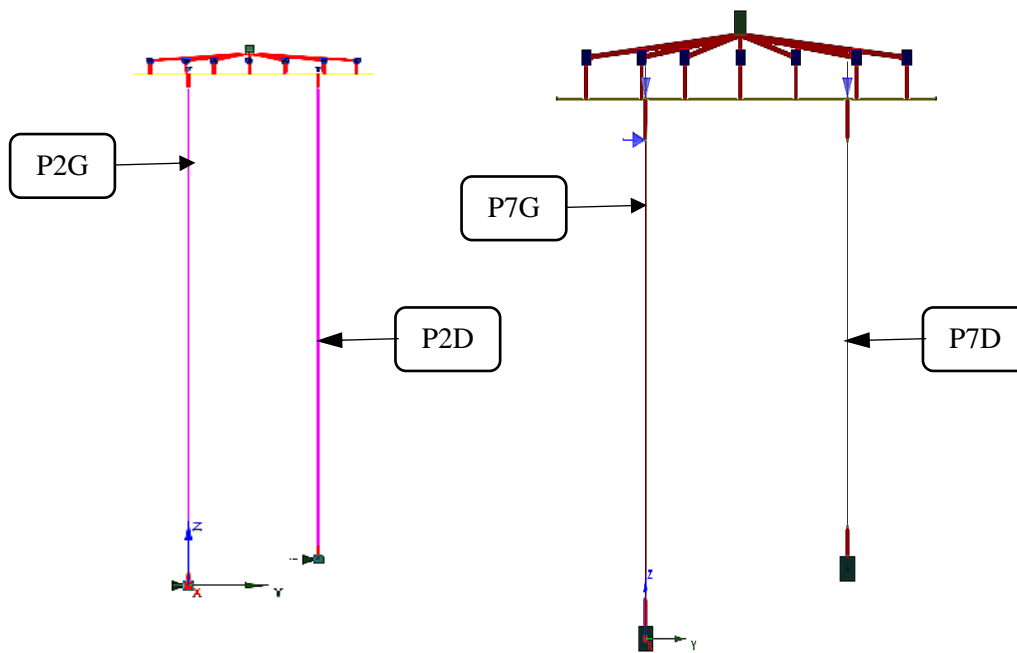


Figure IV.1 : La notation utilisée pour les piles constituant les fûts des piles élancées et courtes

Tableau IV.1 : Les résultats de calcul des élancements mécaniques et géométriques pour chaque pile de fût des piles courtes et élancées

Fûts des piles	pile	Élancements mécaniques	Élancements géométriques
		λ	H/B
Fûts des piles élancées	P2G	38.39	12.26
	P2D	35.48	11.60
Fûts des piles courtes	P7G	13.93	3.71
	P7D	10.91	3.14

IV.3 – Analyse statique non linéaire (Pushover)

IV.3.1 – Fût des piles courtes

Notre fût des piles courtes en premier lieu est soumis à une analyse Pushover qui consiste à soumettre le fût des piles à un chargement latéral progressif, et qui causera la plastification au pied et/ou au sommet de la pile puis sa rotation ultime. La figure IV.3 montre la courbe de capacité pour la pile courte P7G (en couleur rouge) en termes d'effort tranchant à la base -

déplacement en tête. Une courbe bilinéaire idéalisée (en couleur bleue) a été déduite en utilisant le programme BILIN [48]. Les résultats de rigidité à l'état limite élastique K_{el} et la ductilité structurale, le déplacement à l'état limite élastique δ_y , le déplacement ultime δ_u sont calculés par le programme BILIN et montrés sur la figure IV.2. Ces résultats sont nécessaires pour calculer la demande en ductilité (en utilisant l'analyse dynamique non linéaire), l'indice des dommages et développer par suite les courbes de fragilité.

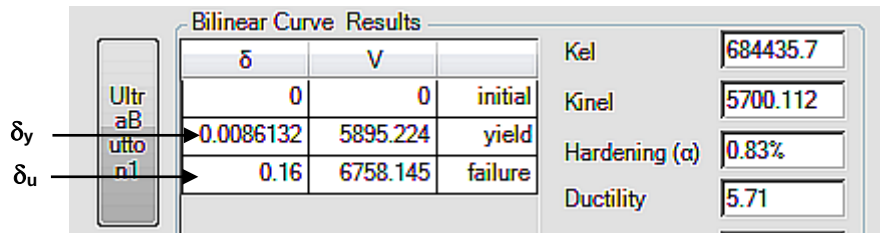


Figure IV.2 : Propriétés de la courbe Pushover pour la pile courte P7G (Programme Bilin)

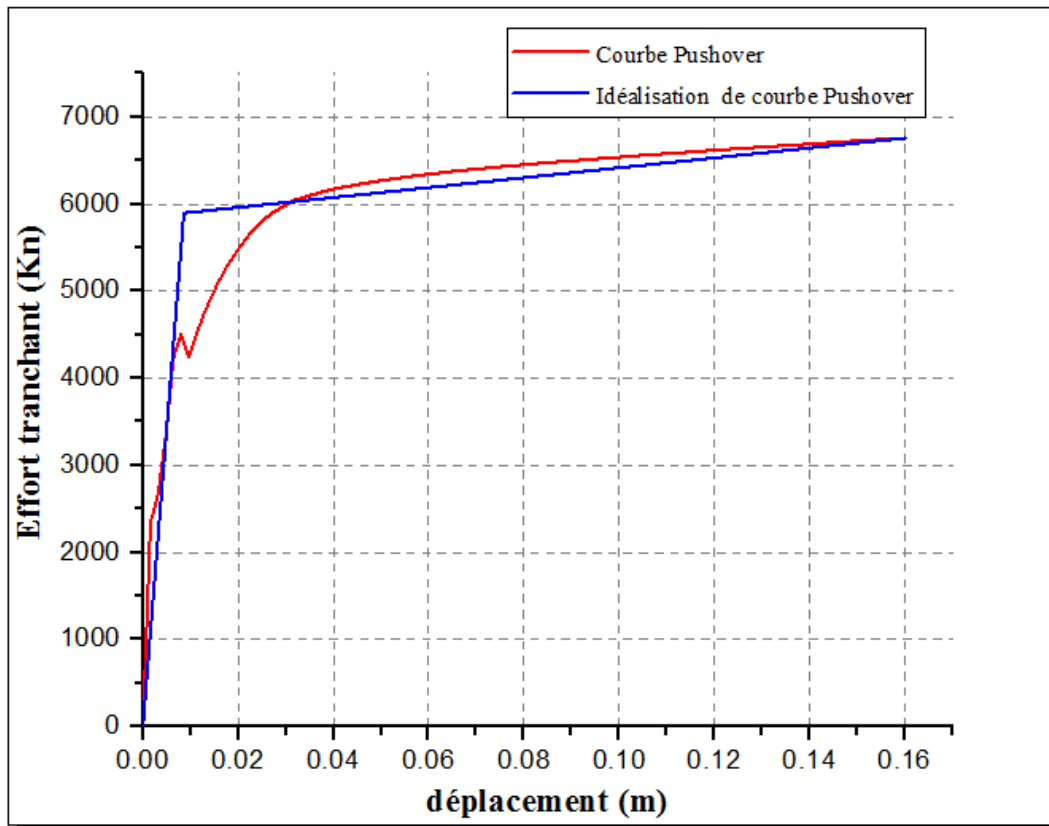


Figure IV.3 : Courbe Pushover et son idéalisation pour la pile courte P7G

IV.3.2 – Fût des piles élancées

Notre fût des piles élancées en premier lieu est soumis à une analyse Pushover qui consiste à soumettre le fût des piles à un chargement latéral progressif, et qui causera la plastification au pied et/ou au sommet de la pile puis sa rotation ultime. La figure IV.5 montre la courbe de capacité pour la pile élancée P2G (en couleur rouge) en termes d'effort tranchant à la base - déplacement en tête. Une courbe bilinéaire idéalisée (en couleur bleue) a été déduite en utilisant le programme BILIN [48]. Les résultats de rigidité à l'état limite élastique K_{el} et la ductilité structurale, le déplacement à l'état limite élastique δ_y , le déplacement ultime δ_u sont calculés par le programme BILIN et montrés sur la figure IV.4. Ces résultats sont nécessaires pour calculer la demande en ductilité (en utilisant l'analyse dynamique non linéaire), l'indice des dommages et développer par suite les courbes de fragilité.

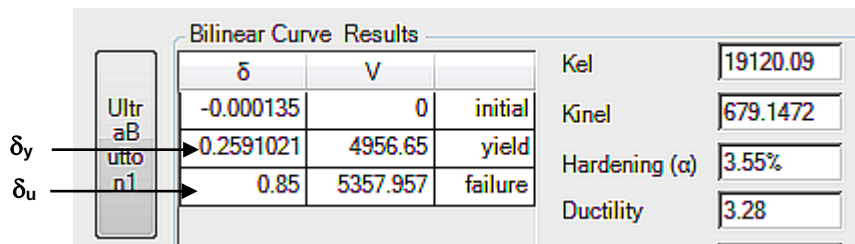


Figure IV.4 : Propriétés de la courbe Pushover pour la pile élancée P2G (Programme Bilin)

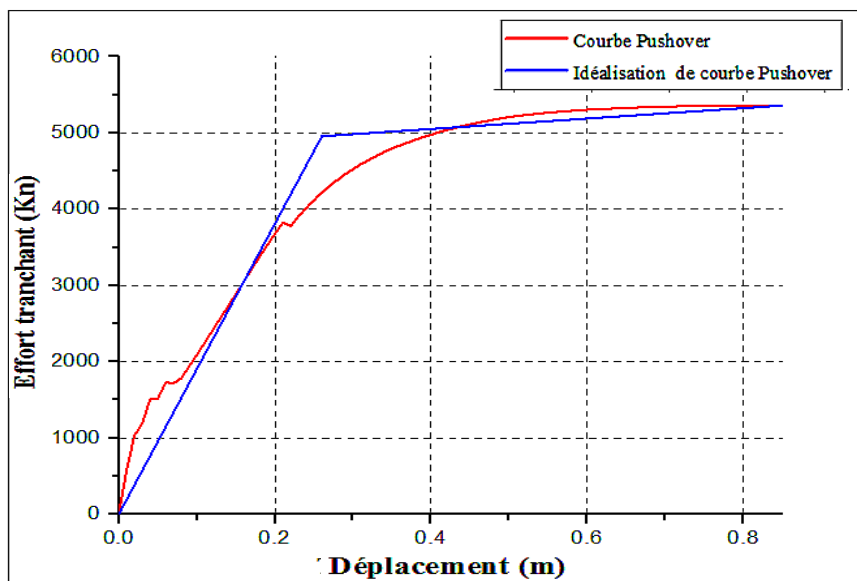


Figure IV.5 : Courbe Pushover et son idéalisation pour la pile élancée P2G

IV.3.3 – Comparaison des résultats de courbes Pushover

La figure IV.6 montre une comparaison des résultats de courbes Pushover trouvés pour la pile courte P7G et la pile élancée P2G. D'après la comparaison entre les deux courbes de Pushover, on voit que les efforts tranchant à la base diminuent pour les piles élancées de notre viaduc, car ils ont la tendance à avoir des périodes de temps fondamentales plus élevées que les piles courtes. De même, les périodes fondamentales plus élevées entraînent une accélération spectrale plus faible dans le spectre de la réponse, ce qui conduit finalement à une contribution plus faible des forces sismiques. Par suite, les piles élancées ont également une plus grande flexibilité, ce qui augmente leur capacité de déflexion (déformation).

Dans des études sur le comportement sismique des ponts et viaducs, on fait souvent référence à la notion de ductilité. Elle est définie comme la capacité d'une structure à se déformer dans le domaine inélastique sans se ramper. Pour une pile d'un viaduc, la ductilité est alors en fonction des caractéristiques de la section de coffrage et du ferrailage d'armatures longitudinales et transversales dans les zones de rotules plastiques.

La pile élancée a une ductilité supérieure à la pile courte dans les conditions de conception standard. Si les mesures indiquent le contraire, comme le montrent les résultats de ductilité présentés sur les deux figures IV.2 et IV.4, c'est grâce à des mesures de conception ou de renforcement spécifiques de la pile courte, notamment du confinement du béton et du pourcentage d'acier. Néanmoins, les résultats de la comparaison des courbes Pushover de la figure IV.6 révèlent que la pile élancée est plus ductile que la pile courte. Ceci s'explique par le fait que :

- - La pile élancée permet de grands déplacements globaux, en raison de sa plus grande capacité de déformation avant la rupture (mode de ruine par flexion). En conséquence, la pile élancée semble présenter une ductilité élevée (la zone sous la courbe pushover est plus grande), même si la ductilité locale de sa section peut être modérée.
- - La pile courte subit une rupture fragile en raison du cisaillement (efforts tranchants) et de faibles déplacements globaux, ce qui entraîne une apparence de faible ductilité sur la courbe pushover, même si le béton peut être bien confiné localement.

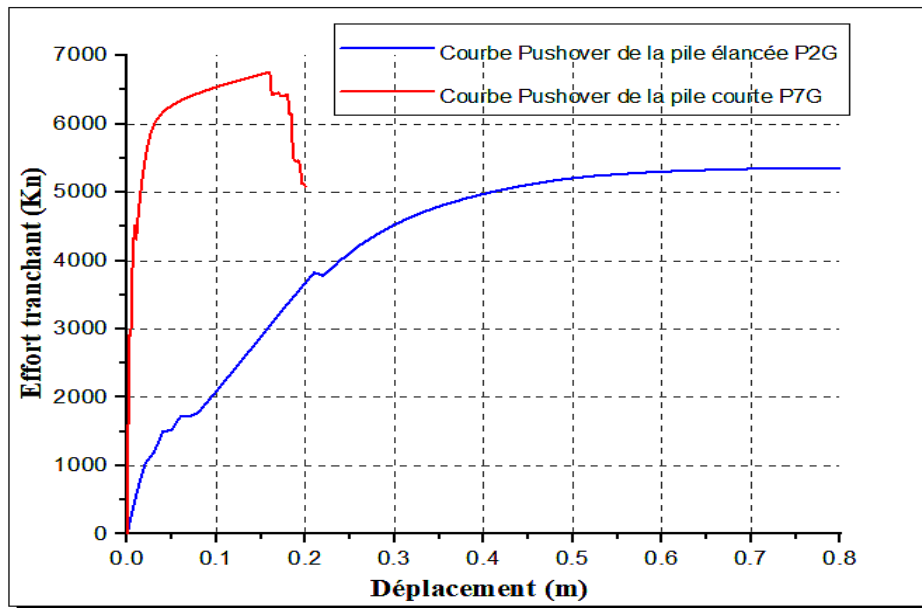


Figure IV.6 : Comparaison des résultats des courbes Pushover pour la pile courte et la pile élancée

IV.4. Analyse dynamique non linéaire (Non linéaire Time History Analysis)

L'analyse dynamique non linéaire est la méthode la plus précise pour analyser le comportement inélastique non linéaire de notre fût de piles élancées sous le mouvement sismique. Pour effectuer ce type d'analyse, le modèle adopté a été analysé à l'aide d'une série de 15 enregistrements sismiques normalisés. Pour chaque enregistrement en faisant varier les PGA de 0.1g à 1g donnant ainsi 150 analyses NTHA de notre modèle. Dans chaque analyse, on calcule le déplacement maximum de la pile élancée P2G et son énergie par hystérésis. Ces résultats sont nécessaires pour calculer la demande en ductilité, la ductilité cumulative d'énergie par hystérésis, l'indice des dommages et développer par suite les courbes de fragilités de notre pile élancée.

La figure IV.7 montre à titre d'exemple le déplacement relatif pour la pile élancée P2G sous le séisme "Iwate_ Japan_Yokoto (PGA=0.5 g) pour calculer le déplacement maximum de la pile δ_{max} . De même, la figure IV.8 montre l'énergie par hystérésis pour la pile élancée P2G sous le séisme "Iwate_ Japan_Yokoto (PGA=0.5 g) pour calculer l'énergie cumulée par hystérésis E_h (l'air de cette courbe). Pour le calcul de l'énergie élastique E_e , il sera déduit de la courbe Pushover de la figure IV.5.

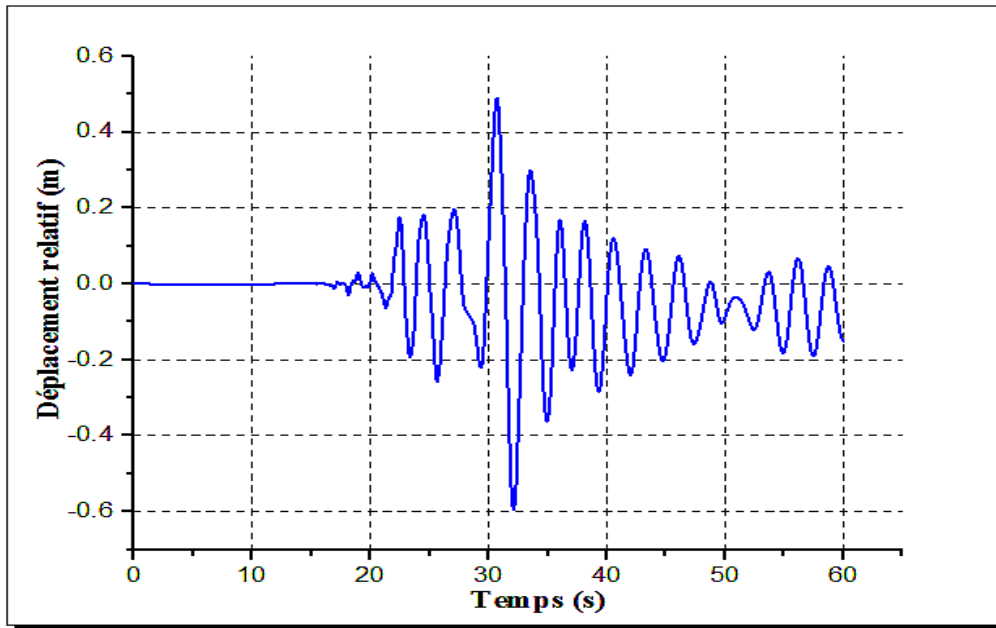


Figure IV.7 : Déplacement relatif pour la pile élancée P2G sous le séisme "Iwate_Japan_Yokoto (PGA=0.5 g)

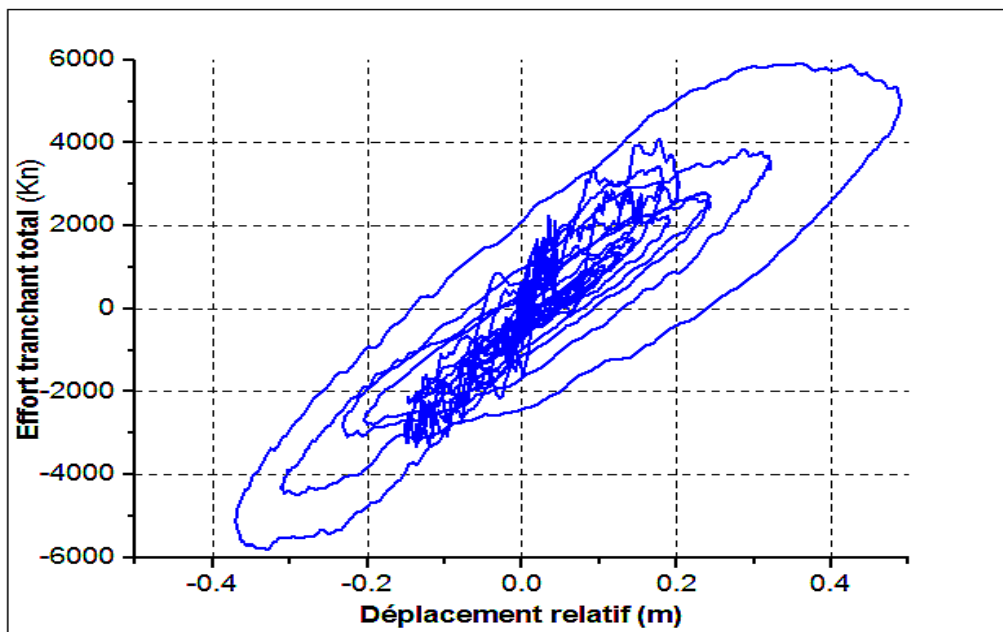


Figure IV.8 : Energie par hystérésis pour la pile élancée P2G sous le séisme "Iwate_Japan_Yokoto (PGA=0.5 g)

Les figures IV.7 et IV.8 montrent les résultats de déplacement relatif et d'énergie par hystérésis pour le séisme "Iwate_ Japan_Yokoto (PGA=0.5 g) qu'on a besoin pour calculer le déplacement maximum de la pile et l'énergie cumulée par hystérésis E_h . Par suite, le calcul de ces deux paramètres sera complété pour les autres rangs de PGA de 0,1g à 1g. Pour cela, nous devons réaliser 150 analyses dynamiques non linéaires. De la même manière, ce travail a été exécuté pour les quatorze autres enregistrements. D'un autre côté, la réponse structurelle de notre modèle change en fonction de l'intensité d'un séisme. Par exemple, les deux figures IV.9 et IV.10 montrent à titre d'exemple respectivement les courbes de déplacement relatif et l'énergie par hystérésis pour la pile élancée P2G sous le séisme "Iwate_ Japan_Yokoto et le séisme Irpinia_Italy_Torre (PGA=0.5 g).

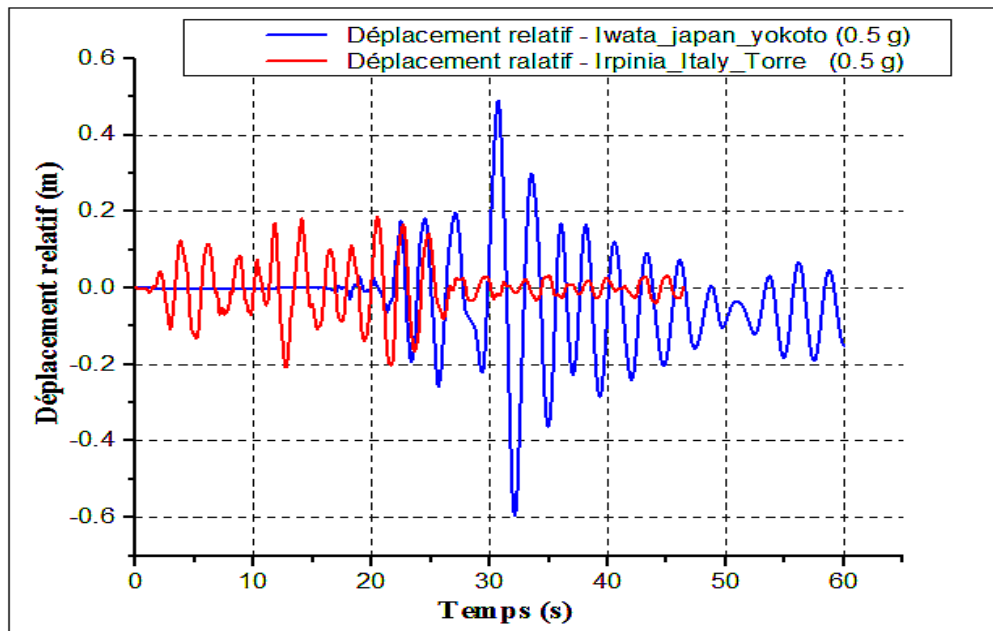


Figure IV.9: Déplacement relatif pour la pile élancée P2G sous les séismes "Iwate_ Japan_Yokoto et Irpinia_Italy_Torre (PGA=0.5 g).

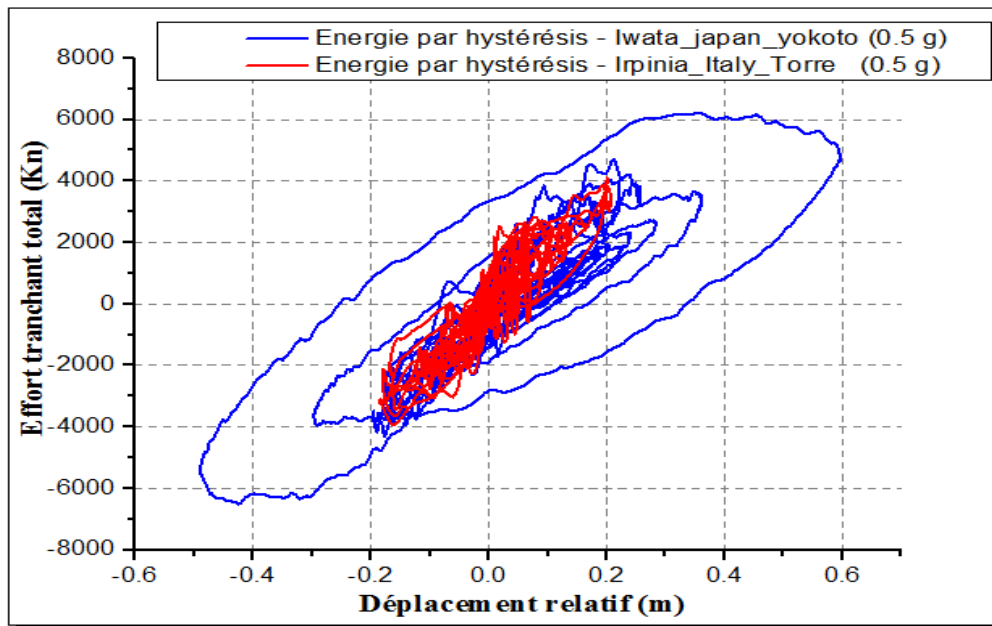


Figure IV.10 : Energie par hystérésis pour la pile élancée P2G sous les séismes "Iwate_Japan_Yokoto et Irpinia_Italy_Torre (PGA=0.5 g).

IV.5. Indices de dommages

Dans un premier lieu, l'évaluation des dommages affectant notre fût des piles élancées de viaduc en béton précontraint est quantifiée à l'aide de l'indice de dommages DI, qui est dérivé du modèle de dommages élaboré par **(Park ; Ang, 85)** [32]. Par suit, les courbes de fragilité de notre pile élancée seront développées en considérant une distribution log-normale des dégradations [1], [2], [25]. Les procédures à suivre pour calculer les indices de dommages pour chaque enregistrement sismique en fait varient les pics d'accélération PGA de 0,1g à 1g et en suivant la méthodologie décrit en chapitre II (formule 2.2) sont :

- 1- Calcul de la ductilité ultime μ_u (le rapport du déplacement maximum au déplacement à l'état limite élastique en utilisant les résultats de l'analyse statique non linéaire).
- 2- Calcul de la demande en ductilité μ_d (le rapport de déplacement maximum en utilisant l'analyse dynamique non linéaire au déplacement à la limite élastique des piles en utilisant l'analyse statique non linéaire)
- 3- Calcul de la ductilité cumulative d'énergie par hystérésis μ_h (le rapport de l'énergie cumulée par hystérésis à l'énergie élastique à la limite élastique)

Les résultats de calcul des paramètres ci-dessus, ainsi que les indices de dommages résultant de l'application la formule 3.2 du chapitre III qui ont trouvés à titre d'exemple pour le séisme Irpinia_ Sturno_Italy sont montrés dans ce qui suit :

❖ - **La ductilité ultime μ_u :**

D'après les résultats trouvés dans l'analyse statique non linéaire (Pushover)

$$\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.85}{0.26} = 3.26$$

❖ - **La demande en ductilité μ_d :**

$\mu_d = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$, $\delta_y = 0.26$ m et δ_{max} est le déplacement maximum de la tête de la pile élancée en utilisant l'analyse dynamique non linéaire pour chaque range de PGA, les résultats trouvés sont montrés sur le tableau IV.2 .

Tableau IV. 2: La demande en ductilité μ_d (Séisme Irpinia_ Sturno_Italy)

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d
0.1	0.26	0.068	0.262
0.2	0.26	0.124	0.477
0.3	0.26	0.185	0.712
0.4	0.26	0.26	1.000
0.5	0.26	0.346	1.331
0.6	0.26	0.429	1.650
0.7	0.26	0.519	1.996
0.8	0.26	0.627	2.412
0.9	0.26	0.718	2.762
1.0	0.26	0.807	3.104

❖ - **La ductilité cumulative d'énergie par hystérésis μ_h :**

$\mu_h = \frac{E_h}{E_e}$ μ_h , E_h est l'énergie cumulée par hystérésis et E_e est l'énergie élastique à la limite élastique, les résultats trouvés pour chaque range de PGA sont montrés sur le tableau IV.3 .

Tableau IV.3 : La ductilité cumulative d'énergie par hystérésis μ_h

PGA (g)	Energie élastique E_e (kn.m)	Energie hystérésis E_h (kn.m)	μ_h
0.1	44.010	195.610	4.445
0.2	146.344	751.597	5.136
0.3	325.743	1455.980	4.470
0.4	643.396	2602.000	4.044
0.5	643.396	4910.500	7.632
0.6	643.396	7786.240	12.102
0.7	643.396	10873.420	16.900
0.8	643.396	14171.056	22.025
0.9	643.396	17076.639	26.541
1.0	643.396	20174.479	31.356

❖ - **Indice de Dommage pour le Séisme Irpinia_ Sturno_Italy**

$DI = \frac{\mu_d + \beta \mu_h}{\mu_u}$, avec β est le facteur de chargement cyclique dont la valeur est égale à 0,15, Par suit, les résultats trouvés pour chaque range de PGA sont montrés sur le tableau IV.4 .

Tableau IV. 4 : Indice de Dommage pour le Séisme Irpinia_ Sturno_Italy

PGA (g)	μ_d	μ_h	μ_u	β	DI
0.1	0.262	4.445	3.26	0.15	0.284
0.2	0.477	5.136	3.26	0.15	0.381
0.3	0.712	4.470	3.26	0.15	0.423
0.4	1.000	4.044	3.26	0.15	0.491
0.5	1.331	7.632	3.26	0.15	0.757
0.6	1.650	12.102	3.26	0.15	1.060
0.7	1.996	16.900	3.26	0.15	1.386
0.8	2.412	22.025	3.26	0.15	1.748
0.9	2.762	26.541	3.26	0.15	2.0625
1.0	3.104	31.356	3.26	0.15	2.388

De la même manière, ce travail a été exécuté pour les autres quatorze enregistrements sismiques. La figure IV.11 montre la variation de l'indice de dommages DI en fonction des PGA des accélérogrammes des enregistrements sismiques utilisés dans cette étude en faisant varier les PGA de chaque accélérogramme de 0,1g à 1g. L'appréciation générale sur ces résultats est que les indices de dommages augmentent avec l'augmentation des valeurs de pics d'accélération. Le potentiel des résultats de l'indice de dommage DI pour les enregistrements : Iwate_ Japan_Yokoto, Irpinia_ Italy-01 _ Sturno et Iwate_ Japan_Sanbongi_Osaki_City s'explique par le fait qu'il existe une corrélation entre les mesures de l'intensité des paramètres des séismes et la réponse structurelle. Ce sujet a été bien étudié par de nombreux chercheurs [10], [11], [12].

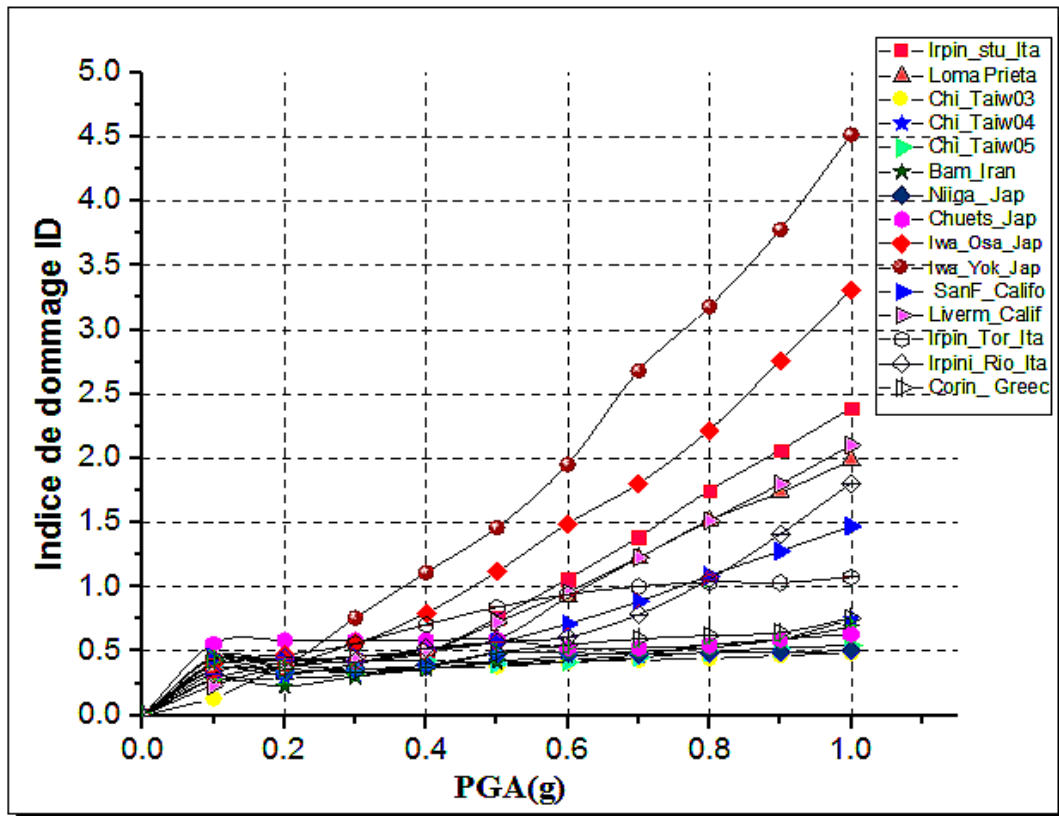


Figure IV.11: La variation de l'indice de dommages DI en fonction de PGA des accélérogrammes des enregistrements sismiques

IV.6. Courbes de fragilité

Pour élaborer les courbes de fragilité de la pile élancée de notre modèle de calcul soumis à quinze enregistrements sismiques, il est nécessaire de lier les résultats des indices de dommages DI calculés ci-dessus avec la classification des niveaux de dommages suggérés par Park et Ang (Tableau II.1 du chapitre II). Pour cela, les tableaux IV.5 et IV.6 montrent les nombres

d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération respectivement pour les séismes de Irpinia_ Sturno_Italy et Bam_ Mohammad -EL-Madkoon_Iran (à titre d'exemple) .

Tableau IV. 5 : les nombres d'occurrences pour les séismes de Irpinia_ Sturno_Italy

PGA (g)	DI	Domage léger 0.14<DI≤0.4	Domage modéré 0.4<DI≤0.6	Domage étendu 0.6<DI≤1.0	Domage complète DI > 1
0.1	0.284	1	0	0	0
0.2	0.381	1	1	0	0
0.3	0.423	1	1	0	0
0.4	0.491	1	1	0	0
0.5	0.757	1	1	1	0
0.6	1.060	1	1	1	1
0.7	1.386	1	1	1	1
0.8	1.748	1	1	1	1
0.9	2.0625	1	1	1	1
1.0	2.388	1	1	1	1

Tableau IV. 6 : les nombres d'occurrences pour les séismes de Bam_ Mohammad - EL-Madkoon_Iran

PGA (g)	DI	Domage léger 0.14<DI≤0.4	Domage modéré 0.4<DI≤0.6	Domage étendu 0.6<DI≤1.0	Domage complète DI > 1
0.1	0.265	1	0	0	0
0.2	0.226	1	0	0	0
0.3	0.301	1	0	0	0
0.4	0.360	1	0	0	0
0.5	0.417	1	1	0	0
0.6	0.461	1	1	0	0
0.7	0.493	1	1	0	0
0.8	0.524	1	1	0	0
0.9	0.590	1	1	0	0
1.0	0.687	1	1	1	0

Après la détermination des nombres d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour chaque enregistrement sismique, le tableau IV.7 montre les nombres d'occurrences de chaque classe de dommages correspondant à chaque niveau d'accélération pour tous les enregistrements sismiques utilisés de notre étude.

Tableau IV.7 : les nombres d'occurrences pour tous les enregistrements sismiques utilisés de notre étude

PGA (g)	Dommege léger $0.14 < DI \leq 0.4$	Dommege modéré $0.4 < DI \leq 0.6$	Dommege étendu $0.6 < DI \leq 1.0$	Dommege complète $DI > 1$
0.1	14	5	0	0
0.2	15	6	0	0
0.3	15	10	1	0
0.4	15	10	3	1
0.5	15	14	5	2
0.6	15	15	8	3
0.7	15	15	8	6
0.8	15	15	9	8
0.9	15	15	9	8
1.0	15	15	12	8

Le calcul suivant consiste à convertir les nombres d'occurrences pour tous les enregistrements sismiques utilisés dans notre étude en pourcentage. Par exemple, c'est pour un range de PGA de 0,1g, j'ai quinze enregistrements qui causent des dommages légers, donc j'ai une probabilité cumulée égale 1 et un pourcentage de 100 % d'avoir les dommages légers pour tous les enregistrements sismiques de rang 0,1g. Les deux tableaux IV.8 et IV.9 récapitules respectivement les probabilités cumulées et les pourcentage d'occurrences pour tous les enregistrements sismiques utilisés de notre étude de rang 0,1g à 1g.

Les résultats de calcul des indices de dommages, ainsi que les nombres d'occurrences pour les autres enregistrements sismiques utilisés de notre étude sont présentés dans l'annexe.

Tableau IV. 8 : Les probabilités cumulées pour tous les enregistrements sismiques utilisé de notre étude

PGA (g)	Dommages léger $0.14 < DI \leq 0.4$	Dommages modérés $0.4 < DI \leq 0.6$	Dommages étendus $0.6 < DI \leq 1.0$	Dommages complets $DI > 1$
0.1	0.93	0.33	0	0
0.2	1	0.40	0	0
0.3	1	0.67	0.07	0
0.4	1	0.67	0.20	0.07
0.5	1	0.93	0.33	0.13
0.6	1	1.00	0.53	0.20
0.7	1	1.00	0.53	0.40
0.8	1	1.00	0.60	0.53
0.9	1	1.00	0.60	0.53
1.0	1	1.00	0.80	0.53

Tableau IV. 9 : Les pourcentages de nombres d'occurrences pour tous les enregistrements sismiques utilisé de notre étude

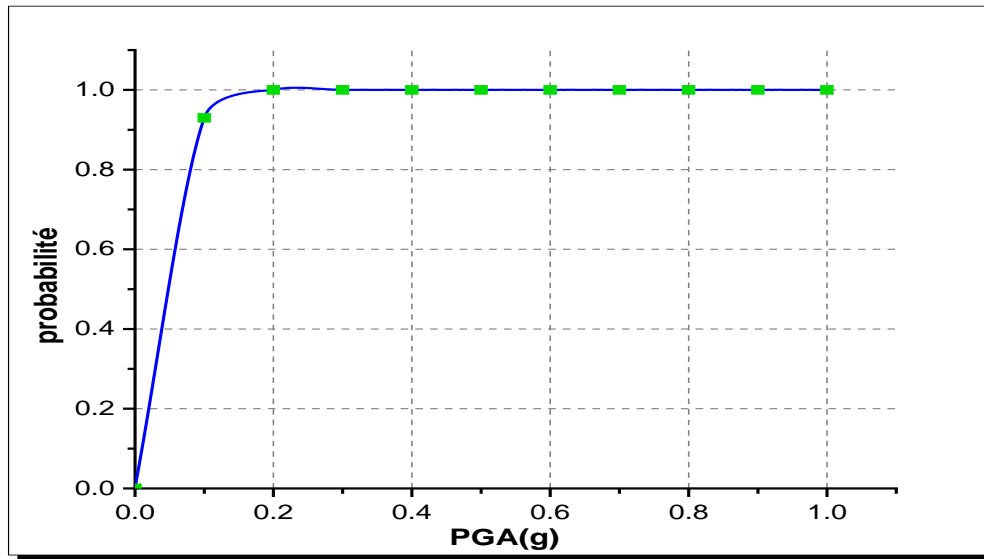
PGA (g)	Dommages léger $0.14 < DI \leq 0.4$	Dommages modérés $0.4 < DI \leq 0.6$	Dommages étendus $0.6 < DI \leq 1.0$	Dommages complets $DI > 1$
0.1	93.33 %	33.33 %	0 %	0 %
0.2	100 %	40 %	0 %	0 %
0.3	100 %	66.67 %	6.67%	0 %
0.4	100 %	66.67 %	20 %	6.67 %
0.5	100 %	93.33 %	33.33 %	13 %
0.6	100 %	100 %	53.33 %	20 %
0.7	100 %	100 %	53.33 %	40 %
0.8	100 %	100 %	60 %	53.33 %
0.9	100 %	100 %	60 %	53.33 %
1.0	100 %	100 %	80 %	53.33 %

Par la suite, les courbes de fragilité de notre fût des piles élancées sont développées en considérant une distribution log-normale des dégradations présentée dans le chapitre II. Afin d'obtenir les deux paramètres qui définissent la distribution log-normale (ζ , σ) et d'optimiser les courbes de fragilités résultant, l'outil SOLVEUR de Microsoft Excel 2016 a été utilisé pour optimiser les résultats trouvés. Dans ce qui suit, on présente les résultats d'optimisation trouvés et la courbe de fragilité développée pour chaque type de classe de dommage :

❖ - Classe des dommages légers

Tableau IV. 10 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages légers

PGA (g)	Probabilité cumulée	$(\ln(\text{PGA})-\lambda)/\zeta$	Log-Normale Cumulative	Différence
0	0	0	0	0
0.1	0.93	-0.906	0.93	0
0.2	1	0.289	1	0
0.3	1	0.988	1	0
0.4	1	1.484	1	0
0.5	1	1.868	1	0
0.6	1	2.183	1	0
0.7	1	2.449	1	0
0.8	1	2.679	1	0
0.9	1	2.882	1	0
1.0	1	3.063	1	0
Somme des différences				0
Moyenne (λ)		-1.777		
Ecart type (ζ)		0.580		



SQ

Figure IV.12 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages légers

❖ - Classe des dommages modérés

Tableau IV. 11 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages modérés

PGA (g)	Probabilité cumulée	$(\ln(\text{PGA})-\lambda)/\zeta$	Log-Normale Cumulative	Différence
0	0	0	0	0
0.1	0.33	-1.962	0.066	0.267
0.2	0.40	-1.031	0.400	0.000
0.3	0.67	-0.486	0.684	0.017
0.4	0.67	-0.100	0.841	0.174
0.5	0.93	0.200	0.919	0.014
0.6	1.00	0.445	0.958	0.042
0.7	1.00	0.652	0.978	0.022
0.8	1.00	0.832	0.988	0.012
0.9	1.00	0.990	0.993	0.007
1.0	1.00	1.131	0.996	0.004
Somme des différences				0.560
Moyenne (λ)		-0.842		
Ecart type (ζ)		0.744		

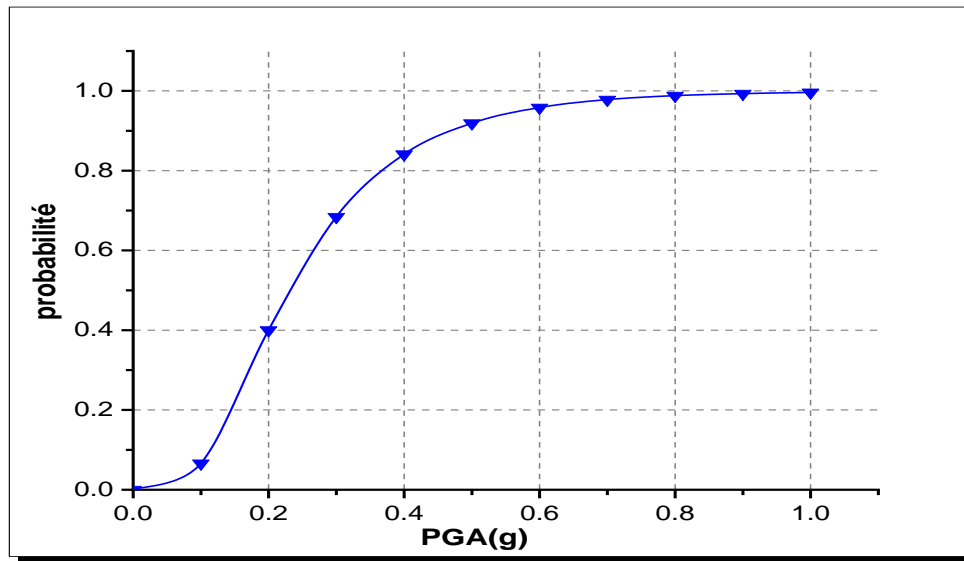


Figure IV.13 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages modérés

❖ - Classe des dommages étendus

Tableau IV. 12 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages étendus

PGA (g)	Probabilité cumulée	$(\ln(\text{PGA})-\lambda)/\zeta$	Log-Normale Cumulative	Différence
0	0	0	0	0
0.1	0.00	-2.666	0.001	0.001
0.2	0.00	-1.775	0.023	0.023
0.3	0.07	-1.254	0.094	0.027
0.4	0.20	-0.884	0.200	0.000
0.5	0.33	-0.597	0.318	0.015
0.6	0.53	-0.362	0.432	0.101
0.7	0.53	-0.164	0.533	0.000
0.8	0.60	0.008	0.620	0.020
0.9	0.60	0.159	0.691	0.091
1	0.80	0.295	0.750	0.050
Somme des différences				0.329
Moyenne (λ)		0.229		
Ecart type (ζ)		0.778		

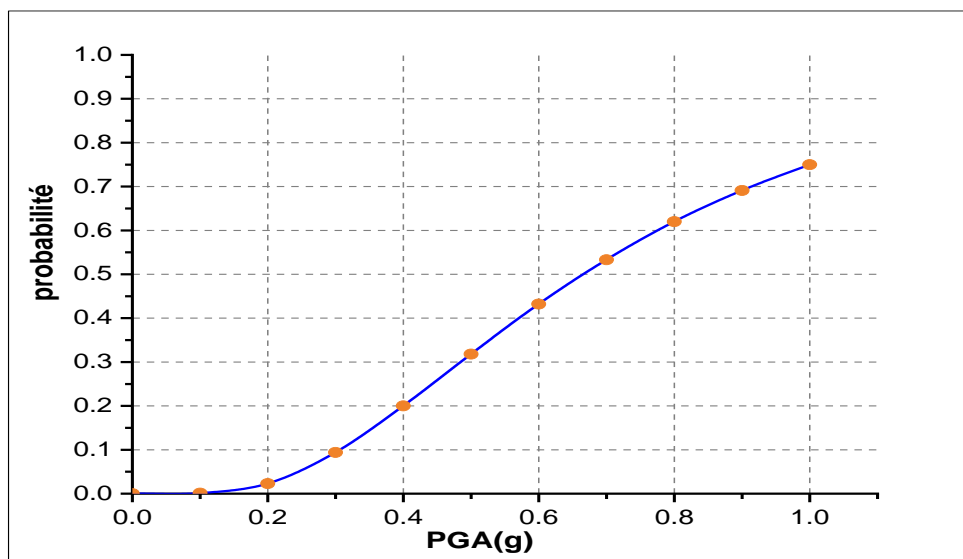


Figure IV.14 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages étendus

❖ - Classe des dommages complets

Tableau IV. 13 : Optimisation des probabilités cumulées pour la classe des dommages complets

PGA (g)	Probabilité cumulée	$(\ln(\text{PGA})-\lambda)/\zeta$	Log-Normale Cumulative	Différence
0	0	0	0	0
0.1	0	-3.158	0.000	0.000
0.2	0	-2.171	0.001	0.001
0.3	0	-1.593	0.016	0.016
0.4	0.07	-1.183	0.059	0.008
0.5	0.13	-0.865	0.134	0.000
0.6	0.20	-0.605	0.230	0.030
0.7	0.40	-0.386	0.335	0.065
0.8	0.53	-0.195	0.438	0.095
0.9	0.53	-0.027	0.533	0.000
1	0.53	0.123	0.617	0.084
Somme des différences				0.299
Moyenne (λ)		-0.086		
Ecart type (ζ)		0.702		

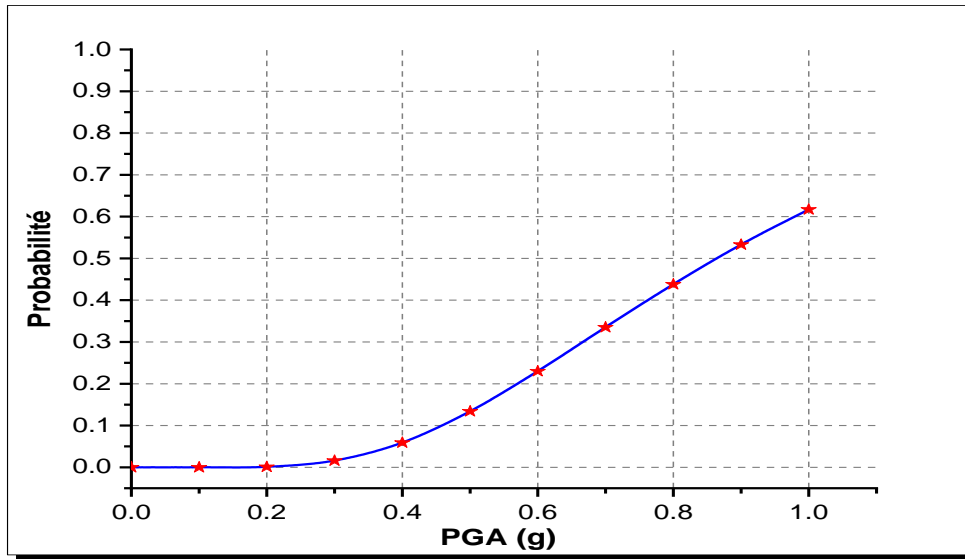


Figure IV.15 : Courbe de fragilité pour la classe des dommages complets

Les courbes de fragilité de la pile élancée, qui montrent les divers états de dommages, sont exposées dans la Figure IV.16

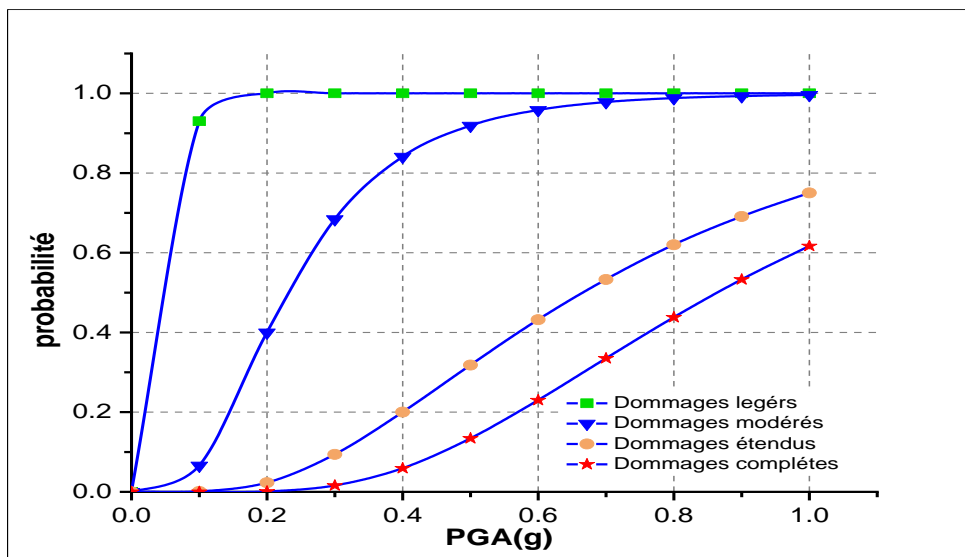


Figure IV.16 : Courbes de fragilité pour les quatre classes des dommages

Les courbes de fragilité de notre pile élancée P2G de notre viaduc en béton précontraint sont développées en utilisant une procédure probabiliste en considérant une distribution de lois de log normale qui a été présentée dans le chapitre II. Les résultats obtenus de courbes de fragilité de notre pile élancée P2G correspondant aux différents états de dommages sont illustrées dans la figure IV.16.

En comparant les résultats obtenus avec ceux des recherches sur l'analyse de la vulnérabilité sismique par le développement des courbes de fragilités sismiques pour les piles courtes et ordinaires [1] [7] [8], nous avons pu déduire quelques observations :

- Les courbes de fragilité obtenues démontrent que les probabilités associées à l'état de dommage léger sont presque les mêmes dans les deux cas.
- Les probabilités associées à l'état de dommage modéré sont dépassées 85 % à partir de PGA 0,4 g dans notre cas d'étude, tandis que pour les autres cas de recherches les probabilités ne dépassent pas les 55 % pour le même niveau de PGA.
- Dans cette étude, on a constaté que pour le modèle analysé pour une valeur maximale de PGA (0,4 g), la probabilité d'endommagement des états de dommage étendu est de 20 % et de 6 % à l'état de dommage complet, tandis que pour les autres cas de recherches les probabilités ne dépassent pas respectivement les 15 % et 5 % pour le même niveau de PGA.

En règle générale, les piles courtes sont considérées comme plus vulnérables aux mouvements sismiques que les piles élancées. En effet, les piles courtes présentent un rapport d'élançement réduit, elles sont très rigides, ce qui signifie qu'elles absorbent une part importante des efforts horizontaux générés par un séisme. De même, les forces sismiques peuvent solliciter les piles courtes au-delà de leur capacité en cisaillement, entraînant une rupture fragile et soudaine, qui est plus dangereuse qu'une rupture ductile. Dans un autre côté, les piles élancées sont plus flexibles, ce qui leur permet de mieux absorber l'énergie sismique par déplacement plutôt que par des forces internes massives. Bien que des déplacements importants puissent se produire, le mode de défaillance par flexion des piles élancées est généralement plus ductile, ce qui laisse plus de temps pour l'évacuation et l'intervention avant un effondrement catastrophique. Des mesures de conception, comme un ferrailage adéquat, peuvent améliorer la ductilité des piles élancées et leur performance sismique globale.

Cependant, en se basant sur les résultats obtenus pour les états des dommages modérés, étendu et complets, il apparaît que les piles élancées sont plus vulnérables aux mouvements sismiques

que les piles courtes (figure IV.16). Ces résultats spécifiques sont principalement dus à des situations particulières où la vulnérabilité des piles élancées augmente, telles que :

- ❖ - La période de vibration naturelle d'une pile élancée est plus longue que celle d'une pile courte. Si le séisme présente une longue période dominante (c'est souvent le cas pour les séismes lointains ou se propageant dans des sols mous profonds), il peut y avoir un phénomène de résonance. La structure absorbe alors une quantité maximale d'énergie, ce qui amplifie considérablement ses déplacements et ses efforts internes, entraînant potentiellement une défaillance.
- ❖ - En raison de leur élancement (faible rigidité latérale), les piles élancées sont sujettes au flambement sous l'effet combiné de la charge axiale (le poids de la structure qu'elles supportent) et des forces sismiques latérales. Des déplacements excessifs (figure IV.17) peuvent causer une instabilité de la structure, menant à un effondrement. Donc, une vérification du modèle de calcul aux flambement est nécessaire pour assurer de leur sécurité et leur stabilité.
- ❖ - Malgré le fait que les piles élancées gèrent mieux les forces sismiques par la flexion, il est possible que les déplacements latéraux extrêmes dépassent la capacité des matériaux (fissuration excessive du béton, plastification de l'acier) et une rupture peut se produire si la structure n'a pas une ductilité suffisante.
- ❖ - Le déplacement latéral important d'une pile élancée, combiné à la charge axiale (P), crée un moment de renversement supplémentaire (l'effet P-Delta). La présence de cet effet secondaire peut considérablement accroître les sollicitations et accélérer la défaillance si la structure n'a pas été conçue pour résister à cet effet.

En conséquence, les résultats de l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées nous indiquent que ces piles requièrent une attention particulière pour garantir leur performance sismique et préserver leur intégrité. De même, en respectant les critères de capacité et de ductilité adéquats, ce type de pile peut se déformer sans s'effondrer brutalement.

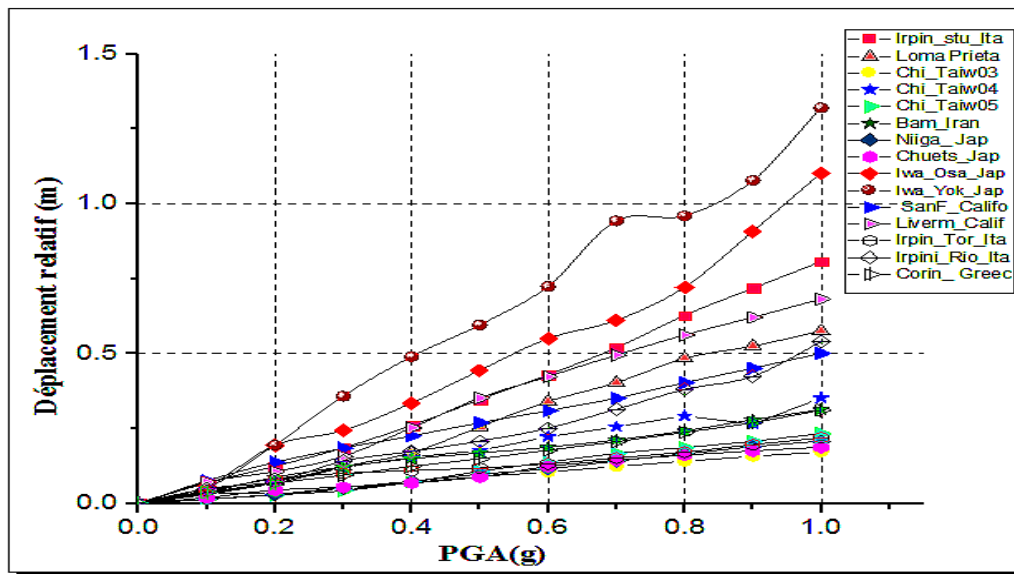
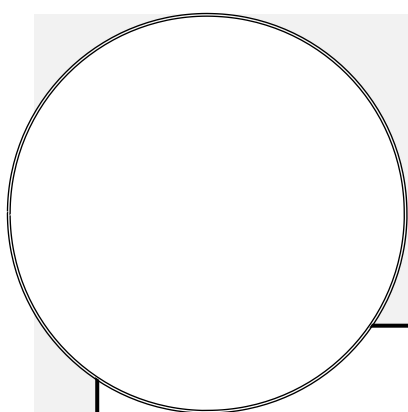


Figure IV.17 : Déplacement relatif en fonction de PGA

IV.7. Conclusion

Les résultats présentés dans ce chapitre concernant l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées des viaducs en béton précontraintes peuvent être utilisés d'une part, dans le cadre d'une politique de gestion et de la planification de programmes de protection sismique du patrimoine, et d'autre part, pour le développement des stratégies de réduction ou d'atténuation du risque sismique. D'après ces résultats, nous avons arrivé à conclure ce qui suit :

- ❖ – Dans des études sur le comportement sismique d'ouvrages tels que les ponts et les viaducs, ont fait souvent référence à la notion de ductilité. L'utilisation de ce concept de ductilité permet d'expliquer la rupture fragile par cisaillement sur la pile courte que pour la pile élancée.
- ❖ – D'après les résultats obtenus, on constate que la demande en déplacement sismique augmente pour les piles élancées, car l'élancement des piles augmente dans ce cas. De même, les piles élancées sont plus flexibles, ce qui leur permet de mieux absorber l'énergie sismique par déplacement plutôt que par des forces internes massives.
- ❖ – Les courbes de fragilité obtenues indiquent que les probabilités associées à l'état de dommage léger sont presque identiques à celles des piles courtes. Cependant, en se basant sur les résultats obtenus pour les états des dommages modérés, étendu et complets, il apparaît que les piles élancées sont plus vulnérables aux mouvements sismiques que les piles courtes. Il est important de noter que ces résultats spécifiques sont bien expliqués ci-dessus.



CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Les séismes récents ont causé d'importants dommages au grand viaduc avec des piles élancées à travers le monde, y compris en Algérie. À cet effet, les experts ont mis en lumière l'importance du développement des méthodes capables d'évaluer la vulnérabilité sismique de ce type d'ouvrages. En outre, ces méthodes seront en mesure d'évaluer la performance du réseau de ponts et viaducs existants, avant et après un tremblement de terre, ainsi que la génération ou l'amélioration de plans de priorité pour la réhabilitation.

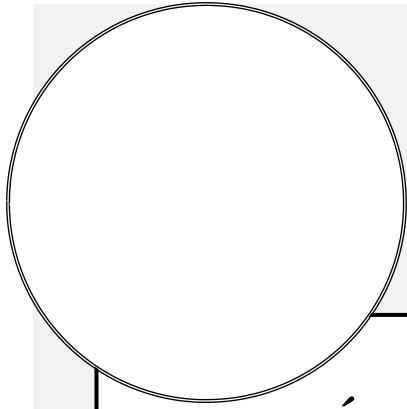
L'objectif à atteindre pour les études de vulnérabilité des piles élancées des viaducs en béton précontrainte en développant leurs courbes de fragilité est d'évaluer leur performance sismique, et d'assurer encore leurs fonctionnalités post-sismique. Alors que ce sujet a été très peu étudiée en Algérie. Dans cette perspective, nous avons pris en considération cette lacune et, en se basant sur les résultats des prévisions numériques, nous avons conclu que :

- – Les résultats obtenus dans d'autres recherches pertinentes à notre sujet sont de très bonne approximation grâce aux outils utilisés.
- – Le modèle numérique est aussi capable de simuler le comportement non-linéaire des piles élancées de notre viaduc où les lois de comportement utilisées pour le béton et l'acier sont basées sur des modèles inélastiques.
- – L'utilisation d'éléments en fibres pour la modélisation des piles élancées de notre viaduc permet de simuler la réponse sismique non linéaire de notre modèle.
- – Les efforts tranchants à la base diminuent pour les piles élancées de notre viaduc, car ils ont la tendance à avoir des accélérations spectrales plus faible, ce qui conduit finalement à une contribution plus faibles des forces sismiques. En outre, les piles élancées ont également une plus grande flexibilité, ce qui augmente leur capacité de déflexion (déformation). Par conséquent, il semble que les piles élancées aient une ductilité élevée sur la courbe pushover.
- – Les résultats de l'évaluation de la fragilité sismique des piles élancées nous indiquent que ces piles requièrent une attention particulière pour garantir leur performance sismique et préserver leur intégrité.

Conclusion générale

Cette recherche progresse bien par rapport à un sujet de recherche aussi vaste et complexe. En fait, à la fin de notre travail, on se pose plus de questions qu'au début à cause des informations aussi étendues acquises dans cette recherche. Parmi ces questions, certaines peuvent représenter des recommandations qui peuvent donner une suite à ce travail, on peut citer :

- ❖ – Les recherches futures devraient améliorer la modélisation des matériaux de béton et de l'acier en utilisant d'autres nouveaux modèles.
- ❖ – Utiliser d'autres types d'analyse du logiciel SeismoStruc comme l'analyse statique non linéaire adaptative et l'analyse dynamique non linéaire incrémentale.
- ❖ – Analyse de l'effet de l'utilisation d'un renforcement du type TFC (tissu à fibres de carbone) sur les courbes de fragilité des viaducs.
- ❖ – L'intégration de l'effet de la variabilité du mouvement sismique en termes d'amplitude, de durée et de contenu fréquentiel.
- ❖ – Tenir compte de l'interaction sol-structure dans les modèles de calcul (modélisation du système sol- fondation).
- ❖ – Les courbes de fragilité développées dans le cadre de cette thèse ont été dérivées en considérant l'accélération maximale au sol (PGA). De plus, il est essentiel d'utiliser d'autres paramètres qui caractérisent les enregistrements sismiques.
- ❖ – Établir des courbes de fragilité des viaducs en se basant sur les expériences menées dans les laboratoires, afin de les comparer avec celles des résultats numériques



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

[1]. Kibboua, A. "Développement d'une méthodologie d'analyse pour la vulnérabilité sismique des piles de ponts Algériens", (**PhD Thesis**). Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Algérie, 2012.

[2]. KIBBOUA, A.; NAILI, M.; BENOUAR, D.; KEHILA, F. "Analytical fragility curves for typical Algerian reinforced concrete bridge piers", **Structural engineering and mechanics: An international journal**, 39 (3), p. 411–425, 2011.

<https://doi.org/10.12989/sem.2011.39.3.411>

[3]. CHEN, Xu. ; Jianzhong Li. ; Zhongguo, Guan. "Fragility analysis of tall pier bridges subjected to near-fault pulse-like ground motions", **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 16(8), p. 1082–1095, 2019.

<https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1683589>

[4]. SHAN, D.; Q.U., F; DENG, X. "Seismic fragility analysis of irregular bridges with non-circular tall piers considering ground motion directionality", **Bull Earthquake Eng**, v. 18, p.1723–1753, 2020.

<https://doi.org/10.1007/s10518-019-00769-z>

[5]. XIAOQIONG, LI.; Louis, Chi. Hung. LAM. "Influence of the pier heights on the seismic response of large rigid frame bridges in mountain", **IOP Conference Series: Earth and Environmental Science**. V 474 (7), p. 072023, 2020.

<https://doi.org/10.1088/1755-1315/474/7/072023>

[6]. Algiers. RPOA (2008), "Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art", **Document Technique Règlementaire**, Ministère des Travaux Publics, 2008.

[7]. ZOURGUi, N.H.; KIBBOUA, A.; TAKI, M. "Using full bridge model to develop analytical fragility curves for typical concrete bridge piers", **Gradevinar**, v. 70 (6), p. 519–530, 2018.

<https://doi.org/10.14256/JCE.2137.2017>

[8]. KEHILA, F.; REMKI, M.; KIBBOUA, A. "Seismic Assessment of Algerian Bridge". In: Rodrigues, H; Elnashai, A; Calvi, G. (eds) "Facing the Challenges in Structural Engineering", **GeoMEast 2017, Sustainable Civil Infrastructures**. Springer, Cham, 2018.

https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_24

[9]. BOUAZZA, H.; DJELIL, M.; Matallah, M. "On the relevance of incorporating bar slip, bar buckling, and low-cycle fatigue effects in seismic fragility assessment of R.C. bridge piers", **Engineering Structures**. V 256, e. 114032, 2022.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114032>

[10]. COSENZA, E.; MANFREDI, G. "Damage indices, and damage measures", **Progress in Structural Engineering and Materials**, V. 2, Issue1, P. 50-59, 2000.
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1528-2716\(200001/03\)2:1%3C50::AID-PSE7%3E3.0.CO;2-S](https://doi.org/10.1002/(SICI)1528-2716(200001/03)2:1%3C50::AID-PSE7%3E3.0.CO;2-S)

[11]. PHAN, V.T; NGUYEN, D.D. "Correlation between seismic intensity measures and response of skewed bridges", In: Kolathayar, S., Chian, S.C. (eds) **Recent Advances in Earthquake Engineering**. Lecture Notes in Civil Engineering, v 175. Springer, Singapore, 2022.

[12]. ANASTASIA, K. E. ; ATHANASIOS, I. K. "Correlation of Structural Seismic Damage with Fundamental Period of R.C. Buildings", **Open Journal of Civil Engineering**, v. 3, p. 45-67, 2013. <http://dx.doi.org/10.4236/ojce.2013.31006>
https://doi.org/10.1007/978-981-16-4617-1_3

[13]. Poreddy, L. ; Pathapadu, M.; Navyatha, C. ;Vemuri, J. ; Chenna, R, "Correlation analysis between ground motion parameters and seismic damage of buildings for near-field ground motions", **Natural Hazards Research**, 2022
DOI:[10.1016/j.nhres.2022.08.002](https://doi.org/10.1016/j.nhres.2022.08.002)

[14]. Mitchell, D., Tinawi, R., "Structural damage due to the April 22, 1991, Costa Rican earthquake". **Can. J. Civ. Eng.**, vol.19, n°4, p. 586-605, 1992.

[15]. KERNOU, N.; MESSAOUDENE, L.; BENNACER, L. "Effects of column damage on the reliability of reinforced concrete portal frames", **Gradevinar**, v. 75 (1), p. 53-63, 2023.
<https://doi.org/10.14256/JCE.3588.2022>

[16]. Priestley, M.J.N.; Seible, F.; Calvi, G. M . "Seismic design and retrofit of bridges", New York, J. **Wiley and Sons**, xvii, 686 p, 1996

[17]. Kehila, F. "Performance sismique des piles de ponts en béton armé : Cas des piles de ponts Algériens" (**PhD Thesis**). Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Algérie, 2016

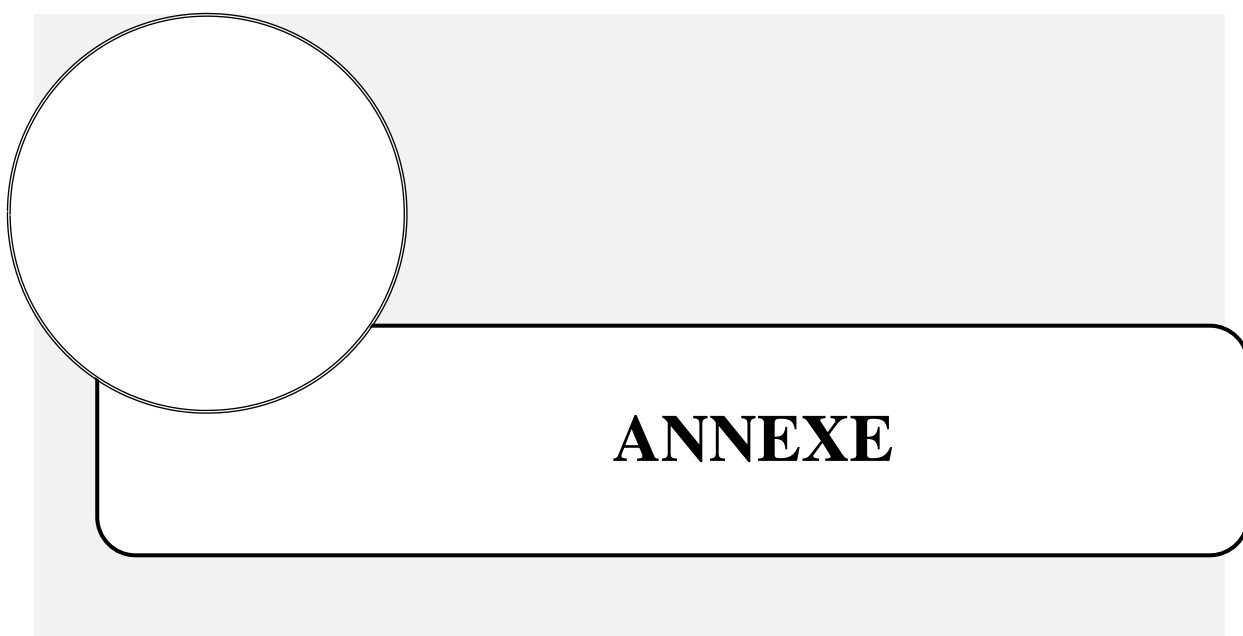
- [18]. Document SETRA "**Ponts Courants en Zone Sismique Guide de Conception**",
Janvier 2000
- [19]. DTP, Boumerdès. "Rapports d'expertises des ouvrages ponts sur la Route Nationale RN24". **Direction des Travaux Publics de la wilaya de Boumerdès**, Algérie, 2003.
- [20]. Erberik, M.A. "Seismic Fragility Analysis", In: Beer, M., Kougoumtzoglou, I., Patelli, E., Au, I.K. (eds), **Encyclopedia of Earthquake Engineering**, Springer, Berlin, Heidelberg, 2015
https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_387-1
- [21]. Nielson, B. G. "Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones ", **PhD, Georgia Institute of Technology**, Ann Arbor,. Repéré à ProQuest Dissertations & Theses Global. 2005
http://openurl.quebec.ca:9003/ets?url_ver=Z39.88-2004&rft_val_fmt=info:ofi/fmt:kev:mtx:dissertation&genre=dissertations+%26+theses&sid=ProQ:ProQuest+Dissertations+%26+Theses+Global&atitle=&title=Analytical
- [22]. Nollet, M.J, "Vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie et études de risque", Présentée au **Séminaire de Génie civil**, Laval, 2018.
- [23]. TAVARES, D.H.; PADGETT, J. E; PAULTRE, P. "Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada", **Engineering Structures**, v. 40, P. 107-118, 2012.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.019>
- [24]. Abo El Ezz, A.; Nollet, M.-J. ' ; McGrath, H.; Nastev, M. "Framework for seismic vulnerability of highway bridge network", présentée à **Fredericton 2018**, Fredericton, 2018.
- [25]. SHINOZUKA, M; FENG, M. Q; Jongheon, L; Toshihiko, N. "Statistical Analysis of Fragility Curves", **Journal of Engineering Mechanics**, V. 126, Issue 12, 2001.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2000\)126:12\(1224\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1224))
- [26]. Lemaire, A. "Etude de sensibilité des paramètres pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et calibration de la méthode d'évaluation du Québec" (**Maitrise**, Ecole de Technologie supérieure, Montréal, 2012
- [27]. FEMA HAZUS MH 2.1 , Multi-hazard Loss Estimation Methodology. **Technical Manual**, Prepared by the Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency , Mitigation Division , Washington, DC, USA, 1999.

- [28]. Yu, O.; Allen, D. L.; Drnevich, V. P. "Seismic Vulnerability Assessment of Bridges on Earthquake Priority Routes in Western Kentucky," in **3rd US Conference on Lifeline Earthquake Engineering**, Los Angeles, CA, USA. ASCE, 1991, p. 1991
- [29]. Jernigan; J. B.; Hwang, H. "Development of Bridge Fragility Curves," in **7th US National Conference on Earthquake Engineering**, Boston, Mass. EERI, , p 2002, 2002.
- [30]. Mander, B. "Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges", **Research Progress**, 1999.
- [31]. Mander, J. B. ;Basoz, N. "Seismic fragility curve theory for highway bridges," in **5th US Conference on Lifeline Earthquake Engineering**, Seattle, WA, USA. ASCE, 1999.
- [32]. PARK, Y.J.; ANG, A.H.S. Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. **Journal of Structural Engineering** -ASCE, V. 111, Issue. 4, p. 740–757, 1985
- [33]. DIOT A., 2020 , " Approche simplifiée pour l'analyse de la fragilité sismique des ponts du Québec" , **Mémoire de Maîtrise**, Ecole de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, Le 13 juillet 2020
- [34]. ATC. " Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings" . **Report No. ATC** Redwood City, CA: **Applied Technology Council**, USA, 1996.
- [35]. Federal Emergency Management Agency FEMA, "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings“, **FEMA-273**, Washington, D.C, 1997.
- [36]. Hose Y.; Seible F. "Performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads". **Rapport technique**. San Diego, California. 1999
- [37]. Caltrans, SDC. "Caltrans Seismic Design Criteria", version 1.4. California Department of Transportation. Sacramento, California, 2006.
- [38]. Kramer, S.L.. "Geotechnical earthquake engineering", Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, USA, 1996
- [39]. TAVARES, D.H.; PADGETT, J. E; PAULTRE, P. "Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada", **Engineering Structures**, v. 40, P. 107-118, 2012.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.019>
- [40]. SETRA (auteurs multiples), " Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l’Eurocode 8" , Éditions SETRA , version provisoire février 2012

- [41]. Ghobarah, A; Aly, N.M; El-Attar, M. " Performance level criteria and evaluation", **Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the next Generation of Codes**, Balkema, Rotterdam, 1997
- [42]. Michaël Jean , "Analyse des états limites d'une pile de pont renforcée à l'aide de matériaux composites (prf) ", **Mémoire de maîtrise**, université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil, (Québec), Canada, Décembre 2012
- [43] - Agence Nationale des Autoroutes, "Réalisation de la section autoroutier entre la Chiffa et Berrouaghia sur 53km - **Note de calcul** du Viaduc V 17.4.S3 ", Groupement CSCEC, ENGOA, SAPTA, Ministère des Travaux Publics , Juin 2015.
- [44]. SeismoStruct. "A computer program for processing strong motion data", **Seismosoft Ltd**, 2020, website: www.seismosoft.com
- [45] - SeismoSpec, "Signal Processing for Ground Motion Records", 2020, website: www.seismosoft.com
- [46] - Mander, J; Priestley, M. J. N; Park, R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete". **Journal of structural engineering**, V. 114, Issue. 8, p. 1804-1826, 1988
- [47] - Menegotto, M; Pinto, P.E. "Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending", In: IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. Zurich, p. 112–1231, 1973.
- [48]. Panagopoulos, G.K.; Kappos, A.J.: "Bilinear approximations of force-displacement curves". **16th Greek Concrete Conference**, Paphos. Cyprus (in Greek), 2009.
- [49]. Kuzmanovic, Aleksandar. "Preliminary Design of Slender Reinforced Concrete Highway Bridge Pier Systems", **Master thesis**, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, (2014).
- [50]. Elnashai, A.S. ; Di Sarno, L. " Fundamentals of Earthquake Engineering", **John Wiley and Sons**, 347 p, 2008. doi: 10.1002/9780470024867
- [51]. **Ata Babazadeh-Naseri** . "Nonlinear inelastic response of slender reinforced concrete bridge columns", **PhD Thesis**, Michigan State University ,303P , 2017. <https://doi.org/doi:10.25335/kha9-r370>

[52]. Di Re, P. ; Bernardini, D. ; Ruta, D. et al. "Pushover Analyses of Slender Cantilever Bridge Piers with Strength and Ductility Degradation". **KSCE J Civ Eng** 28, 836–848 ,2024.
<https://doi.org/10.1007/s12205-024-0940-8>

[53]. Xu, C. ; Nailiang, X.; Chunxiang, Li. "Influence of higher-order modes of slender tall pier bridge columns on the seismic performance of pile foundations" , **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, Volume 142, ISSN 0267-7261, 2021
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106543>



ANNEXE

Dans le chapitre IV, on a présenté les résultats de calcul des indices de dommages, ainsi que les nombres d'occurrences de la pile élançée pour l'enregistrement sismique du séisme Irpinia_Sturno_Italy. Dans cette annexe, nous exposons ces résultats pour les autres enregistrements sismiques utilisés dans notre étude.

❖ - Séisme Loma Prieta_Bear Valley

Tableau 1: Indice de Dommage pour le séisme Loma Prieta_Bear Valley

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	E_h (kn.m)	E_e (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.032	0.123	67.390	9.746	6.915	0.85	3.27	0.15	0.355
0.2	0.26	0.072	0.277	247.800	49.340	5.022	0.85	3.27	0.15	0.315
0.3	0.26	0.123	0.473	802.600	143.993	5.574	0.85	3.27	0.15	0.400
0.4	0.26	0.169	0.650	1846.530	271.835	6.793	0.85	3.27	0.15	0.510
0.5	0.26	0.255	0.981	3924.557	618.888	6.341	0.85	3.27	0.15	0.591
0.6	0.26	0.340	1.308	7258.846	643.396	11.282	0.85	3.27	0.15	0.918
0.7	0.26	0.403	1.550	10490.839	643.396	16.305	0.85	3.27	0.15	1.222
0.8	0.26	0.484	1.862	13263.424	643.396	20.615	0.85	3.27	0.15	1.515
0.9	0.26	0.525	2.019	15634.530	643.396	24.300	0.85	3.27	0.15	1.733
1.0	0.26	0.575	2.212	18318.331	643.396	28.471	0.85	3.27	0.15	1.983

Tableau 2 : Nombres d'occurrences pour le séisme Loma Prieta_Bear Valley

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.355	1	0	0	0
0.2	0.315	1	0	0	0
0.3	0.400	1	1	0	0
0.4	0.510	1	1	0	0
0.5	0.591	1	1	0	0
0.6	0.918	1	1	1	0
0.7	1.222	1	1	1	1
0.8	1.515	1	1	1	1
0.9	1.733	1	1	1	1
1.0	1.983	1	1	1	1

❖ - Séisme Chi-Chi_Taiwan 03

Tableau 3 : Indice de Dommage pour le séisme Chi-Chi_Taiwan 03

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.036	0.138	23.320	12.335	1.891	0.85	3.27	0.15	0.129
0.2	0.26	0.031	0.119	71.660	9.147	7.835	0.85	3.27	0.15	0.396
0.3	0.26	0.047	0.181	135.610	21.025	6.450	0.85	3.27	0.15	0.351
0.4	0.26	0.069	0.265	292.200	45.314	6.448	0.85	3.27	0.15	0.377
0.5	0.26	0.090	0.346	457.470	77.093	5.934	0.85	3.27	0.15	0.378
0.6	0.26	0.105	0.404	669.350	104.933	6.379	0.85	3.27	0.15	0.416
0.7	0.26	0.123	0.473	894.520	143.993	6.212	0.85	3.27	0.15	0.430
0.8	0.26	0.141	0.542	1135.650	189.221	6.002	0.85	3.27	0.15	0.441
0.9	0.26	0.157	0.604	1435.650	234.602	6.120	0.85	3.27	0.15	0.465
1.0	0.26	0.172	0.662	1745.000	281.571	6.197	0.85	3.27	0.15	0.487

Tableau 4 : Nombres d'occurrences pour le séisme Chi-Chi_Taiwan 03

PGA (g)	DI	Dommages légers 0.14<DI≤0.4	Dommages modérés 0.4<DI≤0.6	Dommages étendus 0.6<DI≤1.0	Dommages complets DI > 1
0.1	0.129	0	0	0	0
0.2	0.396	1	0	0	0
0.3	0.351	1	0	0	0
0.4	0.377	1	0	0	0
0.5	0.378	1	0	0	0
0.6	0.416	1	1	0	0
0.7	0.430	1	1	0	0
0.8	0.441	1	1	0	0
0.9	0.465	1	1	0	0
1.0	0.487	1	1	0	0

❖ - Séisme Chi-Chi_Taiwan 04

Tableau 5 : Indice de Dommage pour le séisme Chi-Chi_Taiwan 04

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.030	0.115	48.000	8.566	5.604	0.85	3.27	0.15	0.292
0.2	0.26	0.067	0.258	193.000	42.725	4.517	0.85	3.27	0.15	0.286
0.3	0.26	0.120	0.462	506.070	137.055	3.692	0.85	3.27	0.15	0.311
0.4	0.26	0.154	0.592	892.160	225.722	3.952	0.85	3.27	0.15	0.363
0.5	0.26	0.177	0.681	1301.000	298.180	4.363	0.85	3.27	0.15	0.408
0.6	0.26	0.222	0.854	1740.850	469.070	3.711	0.85	3.27	0.15	0.431
0.7	0.26	0.256	0.985	2250.190	623.751	3.608	0.85	3.27	0.15	0.467
0.8	0.26	0.292	1.123	2966.000	643.396	4.610	0.85	3.27	0.15	0.555
0.9	0.26	0.265	1.019	3861.680	643.396	6.002	0.85	3.27	0.15	0.587
1.0	0.26	0.352	1.354	4639.450	643.396	7.211	0.85	3.27	0.15	0.745

Tableau 6 : Nombres d'occurrences pour le séisme Chi-Chi_Taiwan 04

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.292	1	0	0	0
0.2	0.286	1	0	0	0
0.3	0.311	1	0	0	0
0.4	0.363	1	0	0	0
0.5	0.408	1	1	0	0
0.6	0.431	1	1	0	0
0.7	0.467	1	1	0	0
0.8	0.555	1	1	0	0
0.9	0.587	1	1	0	0
1.0	0.745	1	1	1	0

❖ - Séisme Chi-Chi_Taiwan 05

Tableau 7 : Indice de Dommage pour le séisme Chi-Chi_Taiwan 05

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.013	0.050	13.000	1.608	8.082	0.85	3.27	0.15	0.386
0.2	0.26	0.028	0.108	65.000	7.462	8.711	0.85	3.27	0.15	0.433
0.3	0.26	0.042	0.162	140.000	16.789	8.339	0.85	3.27	0.15	0.432
0.4	0.26	0.071	0.273	356.210	47.979	7.424	0.85	3.27	0.15	0.424
0.5	0.26	0.107	0.412	660.000	108.968	6.057	0.85	3.27	0.15	0.404
0.6	0.26	0.137	0.527	982.780	178.638	5.502	0.85	3.27	0.15	0.414
0.7	0.26	0.167	0.642	1467.740	265.439	5.529	0.85	3.27	0.15	0.450
0.8	0.26	0.186	0.715	1958.110	329.274	5.947	0.85	3.27	0.15	0.492
0.9	0.26	0.207	0.796	2479.920	407.824	6.081	0.85	3.27	0.15	0.523
1.0	0.26	0.233	0.896	3050.000	516.706	5.903	0.85	3.27	0.15	0.545

Tableau 8 : Nombres d'occurrences pour le séisme Chi-Chi_Taiwan 05

PGA (g)	DI	Dommages légers 0.14 < DI ≤ 0.4	Dommages modérés 0.4 < DI ≤ 0.6	Dommages étendus 0.6 < DI ≤ 1.0	Dommages complets DI > 1
0.1	0.386	1	0	0	0
0.2	0.433	1	1	0	0
0.3	0.432	1	1	0	0
0.4	0.424	1	1	0	0
0.5	0.404	1	1	0	0
0.6	0.414	1	1	0	0
0.7	0.450	1	1	0	0
0.8	0.492	1	1	0	0
0.9	0.523	1	1	0	0
1.0	0.545	1	1	0	0

❖ - Séisme Niigata_Japan

Tableau 9 : Indice de Dommage pour le séisme Niigata_Japan

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.014	0.054	15.500	1.865	8.309	0.85	3.27	0.15	0.398
0.2	0.26	0.03	0.115	57.000	8.566	6.654	0.85	3.27	0.15	0.341
0.3	0.26	0.052	0.200	165.500	25.736	6.431	0.85	3.27	0.15	0.356
0.4	0.26	0.074	0.285	344.000	52.119	6.600	0.85	3.27	0.15	0.390
0.5	0.26	0.097	0.373	722.000	89.552	8.062	0.85	3.27	0.15	0.484
0.6	0.26	0.115	0.442	965.000	125.871	7.667	0.85	3.27	0.15	0.487
0.7	0.26	0.141	0.542	1280.000	189.221	6.765	0.85	3.27	0.15	0.476
0.8	0.26	0.165	0.635	1650.000	259.119	6.368	0.85	3.27	0.15	0.486
0.9	0.26	0.189	0.727	2000.000	339.981	5.883	0.85	3.27	0.15	0.492
1.0	0.26	0.208	0.800	2300.000	411.773	5.586	0.85	3.27	0.15	0.501

Tableau 10: Nombres d'occurrences pour le séisme Niigata_Japan

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.398	1	0	0	0
0.2	0.341	1	0	0	0
0.3	0.356	1	0	0	0
0.4	0.390	1	0	0	0
0.5	0.484	1	1	0	0
0.6	0.487	1	1	0	0
0.7	0.476	1	1	0	0
0.8	0.486	1	1	0	0
0.9	0.492	1	1	0	0
1.0	0.501	1	1	0	0

❖ - Séisme Chuetsu-oki_Tokamachi_Japan

Tableau 11 : Indice de Dommage pour le séisme Chuetsu-oki_Tokamachi_Japan

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.019	0.073	40.000	3.436	11.642	0.85	3.27	0.15	0.557
0.2	0.26	0.044	0.169	214.000	18.426	11.614	0.85	3.27	0.15	0.585
0.3	0.26	0.054	0.208	315.000	27.754	11.350	0.85	3.27	0.15	0.584
0.4	0.26	0.068	0.262	485.000	44.010	11.020	0.85	3.27	0.15	0.586
0.5	0.26	0.088	0.338	780.000	73.705	10.583	0.85	3.27	0.15	0.589
0.6	0.26	0.123	0.473	1192.000	143.993	8.278	0.85	3.27	0.15	0.525
0.7	0.26	0.144	0.554	1516.600	197.359	7.684	0.85	3.27	0.15	0.522
0.8	0.26	0.161	0.619	1920.000	246.708	7.782	0.85	3.27	0.15	0.546
0.9	0.26	0.175	0.673	2460.000	291.479	8.440	0.85	3.27	0.15	0.593
1.0	0.26	0.187	0.719	2977.000	332.824	8.945	0.85	3.27	0.15	0.630

Tableau 12: Nombres d'occurrences pour le séisme Chuetsu-oki_Tokamachi_Japan

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.557	1	1	0	0
0.2	0.585	1	1	0	0
0.3	0.584	1	1	0	0
0.4	0.586	1	1	0	0
0.5	0.589	1	1	0	0
0.6	0.525	1	1	0	0
0.7	0.522	1	1	0	0
0.8	0.546	1	1	0	0
0.9	0.593	1	1	0	0
1.0	0.630	1	1	1	0

❖ - Séisme Iwate_ Sanbongi_Osaki_Japan

Tableau 13 : Indice de Dommage pour le séisme Iwate_ Sanbongi_Osaki_Japan

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.057	0.219	224.650	30.923	7.265	0.85	3.27	0.15	0.400
0.2	0.26	0.194	0.746	1897.500	358.208	5.297	0.85	3.27	0.15	0.471
0.3	0.26	0.243	0.935	3337.000	562.010	5.938	0.85	3.27	0.15	0.558
0.4	0.26	0.335	1.288	5619.500	643.396	8.734	0.85	3.27	0.15	0.795
0.5	0.26	0.444	1.708	8320.000	643.396	12.931	0.85	3.27	0.15	1.116
0.6	0.26	0.550	2.115	11826.000	643.396	18.381	0.85	3.27	0.15	1.490
0.7	0.26	0.611	2.350	15196.500	643.396	23.619	0.85	3.27	0.15	1.803
0.8	0.26	0.721	2.773	19214.000	643.396	29.863	0.85	3.27	0.15	2.218
0.9	0.26	0.908	3.492	23700.000	643.396	36.836	0.85	3.27	0.15	2.758
1.0	0.26	1.103	4.242	28170.000	643.396	43.783	0.85	3.27	0.15	3.307

Tableau 14: Nombres d'occurrences pour le séisme Iwate_ Sanbongi_Osaki_Japan

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.400	1	1	0	0
0.2	0.471	1	1	0	0
0.3	0.558	1	1	0	0
0.4	0.795	1	1	1	0
0.5	1.116	1	1	1	1
0.6	1.490	1	1	1	1
0.7	1.803	1	1	1	1
0.8	2.218	1	1	1	1
0.9	2.758	1	1	1	1
1.0	3.307	1	1	1	1

❖ - Séisme Iwate_Yokote_Masuda_Japan

Tableau 15 : Indice de Dommage pour le séisme Iwate_Yokote_Masuda_Japan

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.051	0.196	155.900	24.756	6.298	0.85	3.27	0.15	0.349
0.2	0.26	0.195	0.750	1283.000	361.910	3.545	0.85	3.27	0.15	0.392
0.3	0.26	0.358	1.377	4734.000	643.396	7.358	0.85	3.27	0.15	0.759
0.4	0.26	0.490	1.885	7513.000	643.396	11.677	0.85	3.27	0.15	1.112
0.5	0.26	0.596	2.292	10642.800	643.396	16.542	0.85	3.27	0.15	1.460
0.6	0.26	0.724	2.785	15430.720	643.396	23.983	0.85	3.27	0.15	1.952
0.7	0.26	0.943	3.627	22017.000	643.396	34.220	0.85	3.27	0.15	2.680
0.8	0.26	0.960	3.692	28731.000	643.396	44.655	0.85	3.27	0.15	3.178
0.9	0.26	1.078	4.146	35200.660	643.396	54.711	0.85	3.27	0.15	3.778
1.0	0.26	1.321	5.081	41518.000	643.396	64.529	0.85	3.27	0.15	4.515

Tableau 16 : Nombres d'occurrences pour le séisme Iwate_Yokote_Masuda_Japan

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.349	1	0	0	0
0.2	0.392	1	0	0	0
0.3	0.759	1	1	1	0
0.4	1.112	1	1	1	1
0.5	1.460	1	1	1	1
0.6	1.952	1	1	1	1
0.7	2.680	1	1	1	1
0.8	3.178	1	1	1	1
0.9	3.778	1	1	1	1
1.0	4.515	1	1	1	1

❖ - Séisme San Fernando_Palmdale_California

Tableau 17 : Indice de Dommage pour le séisme San Fernando_Palmdale_California

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.075	0.288	425.000	53.537	7.938	0.85	3.27	0.15	0.452
0.2	0.26	0.137	0.527	1010.100	178.638	5.654	0.85	3.27	0.15	0.421
0.3	0.26	0.184	0.708	1698.470	322.231	5.271	0.85	3.27	0.15	0.458
0.4	0.26	0.225	0.865	2519.470	481.833	5.229	0.85	3.27	0.15	0.505
0.5	0.26	0.269	1.035	3547.475	643.396	5.514	0.85	3.27	0.15	0.569
0.6	0.26	0.309	1.188	4862.075	643.396	7.557	0.85	3.27	0.15	0.710
0.7	0.26	0.351	1.350	6627.950	643.396	10.302	0.85	3.27	0.15	0.886
0.8	0.26	0.403	1.550	8569.930	643.396	13.320	0.85	3.27	0.15	1.085
0.9	0.26	0.451	1.735	10451.200	643.396	16.244	0.85	3.27	0.15	1.276
1.0	0.26	0.501	1.927	12338.600	643.396	19.177	0.85	3.27	0.15	1.469

Tableau 18 : Nombres d'occurrences pour le séisme San Fernando_Palmdale_California

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.452	1	1	0	0
0.2	0.421	1	1	0	0
0.3	0.458	1	1	0	0
0.4	0.505	1	1	0	0
0.5	0.569	1	1	0	0
0.6	0.710	1	1	1	0
0.7	0.886	1	1	1	0
0.8	1.085	1	1	1	1
0.9	1.276	1	1	1	1
1.0	1.469	1	1	1	1

❖ - Séisme Livermore_Tracy_California

Tableau 19 : Indice de Dommage pour le séisme Livermore_Tracy_California

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.071	0.273	154.720	47.979	3.225	0.85	3.27	0.15	0.231
0.2	0.26	0.106	0.408	593.740	106.941	5.552	0.85	3.27	0.15	0.379
0.3	0.26	0.157	0.604	1374.060	234.602	5.857	0.85	3.27	0.15	0.453
0.4	0.26	0.252	0.969	2644.150	604.412	4.375	0.85	3.27	0.15	0.497
0.5	0.26	0.352	1.354	4342.200	643.396	6.749	0.85	3.27	0.15	0.724
0.6	0.26	0.423	1.627	6424.610	643.396	9.985	0.85	3.27	0.15	0.956
0.7	0.26	0.495	1.904	9026.760	643.396	14.030	0.85	3.27	0.15	1.226
0.8	0.26	0.562	2.162	11958.450	643.396	18.586	0.85	3.27	0.15	1.514
0.9	0.26	0.621	2.388	14979.400	643.396	23.282	0.85	3.27	0.15	1.799
1.0	0.26	0.682	2.623	18210.500	643.396	28.304	0.85	3.27	0.15	2.101

Tableau 20 : Nombres d'occurrences pour le séisme Livermore_Tracy_California

PGA (g)	DI	Dommages légers 0.14<DI≤0.4	Dommages modérés 0.4<DI≤0.6	Dommages étendus 0.6<DI≤1.0	Dommages complets DI > 1
0.1	0.231	1	0	0	0
0.2	0.379	1	0	0	0
0.3	0.453	1	1	0	0
0.4	0.497	1	1	0	0
0.5	0.724	1	1	1	0
0.6	0.956	1	1	1	0
0.7	1.226	1	1	1	1
0.8	1.514	1	1	1	1
0.9	1.799	1	1	1	1
1.0	2.101	1	1	1	1

❖ - Séisme Irpinia_Torre_Del_Greco_Italy

Tableau 21 : Indice de Dommage pour le séisme Irpinia_Torre_Del_Greco_Italy

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.042	0.162	143.000	16.789	8.517	0.85	3.27	0.15	0.440
0.2	0.26	0.082	0.315	423.570	63.997	6.619	0.85	3.27	0.15	0.400
0.3	0.26	0.100	0.385	911.710	95.177	9.579	0.85	3.27	0.15	0.557
0.4	0.26	0.109	0.419	1418.910	113.080	12.548	0.85	3.27	0.15	0.704
0.5	0.26	0.118	0.454	2026.450	132.524	15.291	0.85	3.27	0.15	0.840
0.6	0.26	0.132	0.508	2839.630	165.836	17.123	0.85	3.27	0.15	0.941
0.7	0.26	0.151	0.581	3898.250	217.013	17.963	0.85	3.27	0.15	1.002
0.8	0.26	0.171	0.658	5061.500	278.307	18.187	0.85	3.27	0.15	1.036
0.9	0.26	0.196	0.754	6381.170	365.632	17.452	0.85	3.27	0.15	1.031
1.0	0.26	0.219	0.842	8135.600	456.478	17.823	0.85	3.27	0.15	1.075

Tableau 22 : Nombres d'occurrences pour le séisme Irpinia_Torre_Del_Greco_Italy

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.440	1	1	0	0
0.2	0.400	1	1	0	0
0.3	0.557	1	1	0	0
0.4	0.704	1	1	1	0
0.5	0.840	1	1	1	0
0.6	0.941	1	1	1	0
0.7	1.002	1	1	1	1
0.8	1.036	1	1	1	1
0.9	1.031	1	1	1	1
1.0	1.075	1	1	1	1

❖ - Séisme Irpinia_Rionero_In_Vulture_Italy

Tableau 23 : Indice de Dommage pour le séisme Irpinia_Rionero_In_Vulture_Italy

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.049	0.188	131.890	22.852	5.771	0.85	3.27	0.15	0.322
0.2	0.26	0.073	0.281	395.970	50.720	7.807	0.85	3.27	0.15	0.444
0.3	0.26	0.141	0.542	1024.100	189.221	5.412	0.85	3.27	0.15	0.414
0.4	0.26	0.173	0.665	1983.260	284.855	6.962	0.85	3.27	0.15	0.523
0.5	0.26	0.208	0.800	2893.900	411.773	7.028	0.85	3.27	0.15	0.567
0.6	0.26	0.251	0.965	4101.050	599.624	6.839	0.85	3.27	0.15	0.609
0.7	0.26	0.314	1.208	5817.020	643.396	9.041	0.85	3.27	0.15	0.784
0.8	0.26	0.380	1.462	8542.510	643.396	13.277	0.85	3.27	0.15	1.056
0.9	0.26	0.424	1.631	12775.200	643.396	19.856	0.85	3.27	0.15	1.410
1.0	0.26	0.539	2.073	16452.580	643.396	25.571	0.85	3.27	0.15	1.807

Tableau 24 : Nombres d'occurrences pour le séisme Irpinia_Rionero_In_Vulture_Italy

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.322	1	0	0	0
0.2	0.444	1	1	0	0
0.3	0.414	1	1	0	0
0.4	0.523	1	1	0	0
0.5	0.567	1	1	0	0
0.6	0.609	1	1	1	0
0.7	0.784	1	1	1	0
0.8	1.056	1	1	1	1
0.9	1.410	1	1	1	1
1.0	1.807	1	1	1	1

❖ - Séisme Corinth_ Greece

Tableau 25 : Indice de Dommage pour le séisme Corinth_ Greece

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.037	0.142	110.850	13.030	8.507	0.85	3.27	0.15	0.434
0.2	0.26	0.067	0.258	265.900	42.725	6.224	0.85	3.27	0.15	0.364
0.3	0.26	0.094	0.362	414.320	84.098	4.927	0.85	3.27	0.15	0.337
0.4	0.26	0.123	0.473	719.400	143.993	4.996	0.85	3.27	0.15	0.374
0.5	0.26	0.149	0.573	1437.380	211.302	6.802	0.85	3.27	0.15	0.487
0.6	0.26	0.177	0.681	2207.890	298.180	7.405	0.85	3.27	0.15	0.548
0.7	0.26	0.206	0.792	3092.270	403.893	7.656	0.85	3.27	0.15	0.594
0.8	0.26	0.237	0.912	3969.300	534.599	7.425	0.85	3.27	0.15	0.619
0.9	0.26	0.269	1.035	4599.160	643.396	7.148	0.85	3.27	0.15	0.644
1.0	0.26	0.311	1.196	5465.470	643.396	8.495	0.85	3.27	0.15	0.756

Tableau 26 : Nombres d'occurrences pour le séisme Corinth_ Greece

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.434	1	1	0	0
0.2	0.364	1	0	0	0
0.3	0.337	1	0	0	0
0.4	0.374	1	0	0	0
0.5	0.487	1	1	0	0
0.6	0.548	1	1	0	0
0.7	0.594	1	1	0	0
0.8	0.619	1	1	1	0
0.9	0.644	1	1	1	0
1.0	0.756	1	1	1	0

❖ - Séisme Bam_Mohammad_Al-Madkoon_Iran

Tableau 27 : Indice de Dommage pour le séisme Bam_Mohammad_Al-Madkoon_Iran

PGA (g)	δ_y (m)	δ_{max} (m)	μ_d	Eh (kn.m)	Ee (kn.m)	μ_h	δ_u (m)	μ_u	β	DI
0.1	0.26	0.036	0.138	60.000	12.335	4.864	0.85	3.27	0.15	0.266
0.2	0.26	0.087	0.335	195.000	72.039	2.707	0.85	3.27	0.15	0.227
0.3	0.26	0.122	0.469	485.000	141.661	3.424	0.85	3.27	0.15	0.301
0.4	0.26	0.149	0.573	850.000	211.302	4.023	0.85	3.27	0.15	0.360
0.5	0.26	0.168	0.646	1285.000	268.627	4.784	0.85	3.27	0.15	0.417
0.6	0.26	0.187	0.719	1748.000	332.824	5.252	0.85	3.27	0.15	0.461
0.7	0.26	0.212	0.815	2275.000	427.763	5.318	0.85	3.27	0.15	0.493
0.8	0.26	0.242	0.931	2910.000	557.394	5.221	0.85	3.27	0.15	0.524
0.9	0.26	0.279	1.073	3675.000	643.396	5.712	0.85	3.27	0.15	0.590
1.0	0.26	0.313	1.204	4465.000	643.396	6.940	0.85	3.27	0.15	0.687

Tableau 28 : Nombres d'occurrences pour le séisme Bam_Mohammad_Al-Madkoon_Iran

PGA (g)	DI	Dommage léger 0.14<DI≤0.4	Dommage modéré 0.4<DI≤0.6	Dommage étendu 0.6<DI≤1.0	Dommage complète DI > 1
0.1	0.266	1	0	0	0
0.2	0.227	1	0	0	0
0.3	0.301	1	0	0	0
0.4	0.360	1	0	0	0
0.5	0.417	1	1	0	0
0.6	0.461	1	1	0	0
0.7	0.493	1	1	0	0
0.8	0.524	1	1	0	0
0.9	0.590	1	1	0	0
1.0	0.687	1	1	1	0