

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaid – Tlemcen –  
Faculté de TECHNOLOGIE



## **THESE**

Présentée pour l'obtention du **grade** de **DOCTEUR EN SCIENCES**

**En : Génie Civil**

**Spécialité : Structure et Génie Parasismique**

**Par : RACHEDI Mohammed**

**Sujet**

# **Vulnérabilité des Structures et des Ouvrages en Béton Armé**

Soutenue publiquement, le 28/05/2025 , devant le jury composé de :

M.	ZENDAGUI Djawad	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
M.	MATALLAH Mohammed	Professeur	Univ. Tlemcen	Directeur de thèse
Mme	TAHAR-BERRABAH Amina	Professeur	Univ. Ain Temouchent	Examinatrice
M.	DERRAS Boumediene	Professeur	Univ. Saida	Examineur
Mme	BENMANSOUR Nassima	MCA	Univ. Tlemcen	Invitée





# ملخص

نبيدل عافتلا قاعارم مهملام، تقديب اهفعض مبيقتو يعقاو لكشب تيلازلزلا لامدلاً تحت لكايهلا كولسد ميمصتلا تيكيمانيدلا يوقلا ريديقت نم ليلقتلا يلكايهلاو تيرتلا نبيدل عافتلا لامها يديون انكمي. (SSI) لكايهلاو تيرتلا تيرتلا نبيدل عافتلا قاعارم متي، انلمع يفلزلزل ثودد تلامد يفلشفا رطخن مديزيامم، لكايهلا يلع قرثوملا هبش تيرت تلتك يلع رقتسملا ساسلاً يكاخي (macro-element) داعبلاً يثلاثا تهجاو رصنع مادختساب لكايهلاو رصنعلا اذه جيتي. (ساسلاً عفر) تيسدنهلا تيطخلا مدعو (تيرتلا تئودل) تيداملا تيطخلا مدع قاعارم عم، تيناهنلا باسحلا تقو ليلقت عم تاحاز لاو يوقلا تطسبم تجمدم.

صناصخا لثم، تدقعملا تاريغتملا نم ديدعلا قاعارم لزلزلا تعصاخلا لكايهلا يكيمايدلا كولسلا تسارد باطنت ابلاغ متي تئلا، تاليلحتلا مذهب ربتعت بخلا، لزلزلا دشو، تيرتلا تينقتويجلا صناصخاو، داوملا تيكيناكيما نم باطنتلا تديدش اضيا اهنكلو صاخ لكشب تمرصد، يطخلا ريغ رباعلا يكيمايدلا ليلحتلا لثم قرط مادختساب مبيقت ي (ANN) تيعانطصلاا تيبصعلا تاكيشلا مادختسا تبتا، قايسلا اذه يفلدراوملاو باسحلا تقو تيد، تدقعملا باسحلا تيلمع تيمتأ طقة تيعانطصلاا تيبصعلا تاكيشلا موقت لا. صاخ لكشب تنداف تيلازلزلا رطاخملا ليلحت تيبصعلا تاكيشلا نكمي. لزلزلا تاهويرانيسد فلتخمل لكايهلا تيجتسا تقدرتكا لكشب اضيا عقوتت لب تقدر نسحيامم، تيلولأا بيردتلا تانايب يفلدوجوم نوكت لادق ددحم تلامد تجمدمو تانايبلا نم قريبك تايمك تاوبنتلا.

رابتخا عارجا متدوجوم رسجلا تشاشهلا تاينحنم عاشنلا تيعانطصا تيبصعلا تاكيش ريوطن يفلانلمع فدهل ثمتي تدعاق يلع انب تيبصعلا تيكيش بيردت تيجيتار تسلاا نمضتت. ELSA ربتخم يفلرسجلا اذهل يدومل يكيمايد هبش قفحتلا متو، MATLAB يفلدريوطت متي ذللا دودحملا رصانعلا جومون نم اهيلع لوصحلا مت تيمقر تانايب يلائم وبتت قيقحت متي يكيمايدلا هبش رابتخلاا اننا اهيلع لوصحلا متي تئلا تيبيرجتلا جئاتنلا للاخن م اهتخصم تشاشهلا تاينحنم عاشنلا مت، اريخا. تيعانطصلاا تيبصعلا تاكيشلا مادختساب تيطخلا ريغ تيكيمانيدلا تيجتسلاا تيمها يلع عوضلا جئاتنلا طلست. تيرتلا نم تفلتخم تائف ثلاث (SSI) لكايهلاو تيرتلا نبيدل عافتلا قاعارم عم تيلازلزلا رطاخملا ليلحتو تيكايهلا رارضلاً مبيقت يفلSSI تاريثات جمد.

رصنع وركاملا ييطخلا ريغ يكيمايدلا ليلحتا؛ لكايهلاو تيرتلا لعافت؛ تشاشهلا تاينحنم: **تيجاتفملا تاملكلا** قفاوتملا تيجتسلاا فيط.

# RESUME

---

Afin de modéliser de manière réaliste le comportement des structures sous des charges sismiques et évaluer correctement leur vulnérabilité, il est important de tenir compte de l'interaction sol structure (ISS). En effet, négliger l'interaction sol structure peut entraîner une sous-évaluation des forces dynamiques exercées sur les structures, augmentant ainsi les risques de défaillance en cas de tremblement de terre. Dans notre travail, l'interaction sol structure est prise en compte en utilisant un élément d'interface tridimensionnel (Macro-élément) qui simule une fondation reposant sur un sol semi-infini, en tenant compte des non-linéarités matérielles (plasticité du sol) et géométriques (décollage de la fondation). Cet élément permet de modéliser les forces et déplacements de manière simplifiée, tout en réduisant le temps de calcul.

L'étude du comportement dynamique des structures soumises à des séismes exige la prise en compte de nombreuses variables complexes, telles que les caractéristiques mécaniques des matériaux, les propriétés géotechniques du sol, l'intensité sismique, etc. Ces analyses, souvent menées à travers des méthodes telles que l'analyse dynamique transitoire non linéaire, sont particulièrement rigoureuses mais également très gourmandes en temps de calcul et en ressources informatiques. Dans ce contexte, l'utilisation des réseaux de neurones artificiels dans l'évaluation des risques sismiques s'avère particulièrement utile. Elle permet non seulement d'automatiser le processus de calcul complexe, mais aussi de prédire avec plus de précision la réponse des structures à des scénarios sismiques variés. Les réseaux de neurones peuvent analyser de grandes quantités de données et modéliser des cas spécifiques qui ne seraient pas nécessairement présents dans les données d'apprentissage initiales, améliorant ainsi la précision des prévisions.

L'objectif de notre travail est de développer des réseaux de neurones artificiels pour l'établissement des courbes de fragilité d'un pont existant. Un essai pseudo-dynamique d'une maquette de ce pont a été réalisé au laboratoire ELSA. La stratégie consiste à entraîner un réseau de neurones à partir d'une base de données numérique obtenue par un modèle d'éléments finis, développé sous Matlab, et validé par les résultats expérimentaux obtenus lors de l'essai pseudo-dynamique. Une prédiction optimale de la réponse dynamique non linéaire est obtenue grâce aux réseaux de neurones artificiels. Finalement, des courbes de fragilité ont été établies en prenant en compte l'ISS pour trois classes de sols différentes. Les résultats mettent en évidence l'importance d'intégrer les effets de l'interaction sol structure dans l'évaluation des dommages structurels et l'analyse des risques sismiques.

**Mots clés :** Courbes de fragilité ; Interaction sol-structure ; analyse dynamique non linéaire ; Macro-élément ; Spectre de réponse compatible.

# ABSTRACT

---

To realistically model the behavior of structures under seismic loads and accurately assess their vulnerability, it is important to consider the soil-structure interaction (SSI). Neglecting soil-structure interaction can lead to an underestimation of the dynamic forces exerted on structures, thus increasing the risk of failure in the event of an earthquake. In our work, soil-structure interaction is accounted for using a three-dimensional interface element (macro-element) that simulates a foundation resting on a semi-infinite soil mass, taking into consideration material non-linearities (soil plasticity) and geometric non-linearities (foundation uplift). This element allows for simplified modeling of forces and displacements while reducing computation time.

The study of the dynamic behavior of structures subjected to earthquakes requires the consideration of many complex variables, such as the mechanical properties of materials, geotechnical properties of the soil, seismic intensity, etc. These analyses, often conducted through methods like non-linear transient dynamic analysis, are particularly rigorous but also very demanding in terms of computation time and resources. In this context, the use of artificial neural networks (ANN) in the assessment of seismic risks proves particularly useful. Artificial neural networks not only automate the complex computation process but also predicts with greater accuracy the response of structures to various seismic scenarios. Neural networks can analyze large amounts of data and model specific cases that might not be present in the initial training data, thereby improving the precision of the predictions.

The objective of our work is to develop artificial neural networks for the establishment of fragility curves for an existing bridge. A pseudo-dynamic test of a model of this bridge was carried out at the ELSA laboratory. The strategy involves training a neural network based on a numerical database obtained from a finite element model developed in MATLAB, and validated by the experimental results obtained during the pseudo-dynamic test. An optimal prediction of the non-linear dynamic response is achieved using artificial neural networks. Finally, fragility curves were established considering SSI for three different soil classes. The results highlight the importance of integrating the effects of SSI in the evaluation of structural damage and seismic risk analysis.

**Keywords:** Fragility curves; Soil-Structure Interaction; Non-linear dynamic analysis; Macro-element, Compatible response spectrum.

# REMERCIEMENTS

---

Je tiens tout d'abord à exprimer mes remerciements les plus sincères au **Professeur Mohammed MATALLAH**, directeur de cette thèse, pour son encadrement précieux, sa bienveillance et ses conseils éclairés tout au long de ce travail. Sa rigueur scientifique et son soutien constant ont été essentiels à la réalisation de ce projet.

Je tiens à remercier chaleureusement le **Professeur. Panagiotis KOTRONIS**, dont l'aide immense et les précieuses suggestions ont grandement contribué à l'aboutissement de cette thèse. Sa disponibilité et son expertise ont été un atout majeur dans l'avancement de mes recherches, et je lui en suis profondément reconnaissant.

Je souhaite également exprimer ma gratitude au **Professeur Djawad ZENDAGUI**, président de ce jury, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider cette soutenance. Ses remarques et suggestions ont permis d'améliorer la qualité de ce travail.

Mes remerciements s'adressent également au **Professeur Amina TAHAR BERRABAH**, de l'université d'Ain Temouchent, pour l'attention portée à cette thèse et pour son rôle d'examinatrice. Ses analyses pertinentes et ses remarques constructives ont permis d'affiner et d'approfondir certains aspects de ce travail.

Je remercie aussi le **Professeur Boumediene DERRAS**, de l'Université de Saida, pour avoir accepté d'évaluer cette thèse. Son regard critique et ses observations enrichissantes ont été d'une grande aide pour améliorer la rigueur et la clarté de cette recherche.

Une mention toute particulière au **Docteur Nassima MEDDANE**, qui m'a fait l'honneur d'être présente à ma soutenance en tant qu'invitée. Son accompagnement, depuis mon projet de fin d'études pour mon diplôme d'ingénieur, a été une source précieuse d'inspiration et d'encouragement.

Je souhaite également adresser une pensée profonde et respectueuse à **Monsieur Mustapha DJAFOUR**, mon co-directeur de thèse, qui nous a malheureusement quittés. Son apport à ce travail a été inestimable, et son absence se fait lourdement sentir. Que son âme repose en paix.

Enfin, je souhaite exprimer ma plus profonde reconnaissance à **ma famille. À mes parents**, merci pour votre amour inconditionnel et votre soutien indéfectible au fil des années. Votre présence et vos encouragements m'ont été d'une aide précieuse.

# TABLE DES MATIERES

ملخص ii

RÉSUMÉ .....iii

ABSTRACT .....iv

REMERCIEMENTS..... v

TABLE DES MATIÈRES..... vi

LISTE DES FIGURES..... ix

LISTE DES TABLEAUX ..... xii

**1 INTRODUCTION GÉNÉRAL ..... 1**

1.1 INTRODUCTION .....1

1.2 MISE EN CONTEXTE.....3

1.3 OBJECTIFS.....5

1.4 ORGANISATION DE LA THESE .....6

**2 GÉNIE PARASISMIQUE ET SISMOLOGIE ..... 7**

2.1 REVUE HISTORIQUE .....7

2.2 CODES PARASISMIQUES .....8

2.2.1 LA NORME EUROPEENNE EN 1998-1 : EUROCODE 8 : .....9

2.2.2 LES NORMES AMERICAINES : IBC ET ASCE7 : .....9

2.2.3 LES NORMES ALGERIENNES.....10

2.3 RISQUE SISMIQUE .....11

2.4 ÉCHELLE DE RICHTER ET L'ECHELLE DE MERCALLI.....11

2.5 SISMOMETERE ET SISMOGRAPHE.....13

2.6 ACCELEROGRAMMES ARTIFICIELS.....15

2.7 PARAMETRES D'UN TREMBLEMENT DE TERRE.....15

2.7.1 PARAMETRES D'AMPLITUDE .....16

2.7.2 DUREE DU TREMBLEMENT DE TERRE.....19

2.7.3 INTENSITE D'ARIAS .....20

2.7.4 RACINE CARRE MOYENNE DE L'ACCELERATION –RMS- .....21

2.7.5 VITESSE ABSOLUE CUMULEE.....22

2.7.6	CONTENU FREQUENTIEL.....	23
2.7.7	CLASSIFICATION DES SITES.....	26
2.7.8	SPECTRES DE REPONSE .....	27
2.8	CONCLUSION .....	33
<b>3</b>	<b>INTÉRACTION SOL STRUCTURE .....</b>	<b>35</b>
3.1	INTRODUCTION .....	35
3.2	ETAT COMPREHENSION SCIENTIFIQUE DE LA SSI : DES DEBUTS A L'ETAT ACTUEL	36
3.3	SSI DANS LES REGLEMENTATIONS PARASISMIQUE .....	40
3.3.1	CODES DES ETATS UNIS .....	40
3.3.2	CODES AU CANADA.....	41
3.3.3	CODES AU JAPAN .....	41
3.3.4	CODES EN EUROPE.....	42
3.3.5	NOUVELLE ZELANDE .....	42
3.4	METHODES D'ANALYSE DU SSI .....	42
3.4.1	METHODE DE SOUS-STRUCTURE.....	43
3.4.2	METHODE DIRECTE .....	44
3.4.3	METHODE HYBRIDE .....	44
3.5	LACUNES DANS LES CONNAISSANCES.....	46
3.6	CONCLUSION .....	47
<b>4</b>	<b>RESEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS.....</b>	<b>49</b>
4.1	INTRODUCTION .....	49
4.2	RESEAUX DE NEURONES : LES FONDAMENTAUX .....	51
4.2.1	EVOLUTION DES RESEAUX DE NEURONES ARTIFICELS.....	51
4.2.2	ARCHITECTURE DES RÉSEAUX DE NEURONNAUX.....	53
4.2.3	METHODES D'APPRENTISSAGE.....	59
4.3	RESEAUX DE NEURONES APPLIQUES A L'INGENIERIE .....	60
4.3.1	ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION .....	60
4.3.2	INGENIERIE STRUCTURELLE .....	61
4.3.3	INGENIERIE SISMIQUE .....	62
4.4	LIMITES D'UTILISATION POUR EVALUER LE RISQUE SISMIQUES.....	63
4.5	CONCLUSION .....	64

<b>5</b>	<b>ANALYSE DYNAMIQUE NONLINEAIRE EN TENANT</b>	
<b>COMPTE DE L'ISS</b>		<b>66</b>
5.1	INTRODUCTION	66
5.2	MODELISATION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	66
5.3	DESCRIPTION DE LA STRUCTURE DU VIADUC	69
5.4	VALIDATION DU MODEL NUMERIQUE	71
5.4.1	DESCRIPTION DU MODEL NUMERIQUE	71
5.4.2	VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE	75
5.5	INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE	77
5.5.1	DESCRIPTION DU MACRO-ELEMENT	77
5.5.2	GENERATION ARTIFICIEL DES SIGNAUX SISMIQUE COMPATIBLE AU SPECTRE DE REponse	79
5.6	CONCLUSION	82
<b>6</b>	<b>COURBES DE FRAGILITÉ D'UN PONT EXISTANT</b>	<b>84</b>
6.1	INTRODUCTION	84
6.2	COURBES DE FRAGILITE	85
6.3	REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	86
6.4	CONSTRUCTION DES COURBES DE FRAGILITES	87
6.4.1	APPROCHE FEMA ET AASHTO	88
6.4.2	APPROCHE EUROCODE 8	89
6.4.3	LES LIMITES DE L'UTILISATION DES COURBES DE FRAGILITE	90
6.5	MISE EN PLACE DU RESEAU DE NEURONES ARTIFICIELS	91
6.5.1	PARAMETRES D'ENTREES DU RESEAU	91
6.5.2	ÉVALUATION DE LA PUISSANCE PREDICTIVE DU RNA	93
6.5.3	ÉVALUATION DES CAPACITES DE GENERALISATION DES RNA	95
6.6	COURBES DE FRAGILITE DU PONT	96
6.7	CONCLUSION	98
<b>7</b>	<b>CONCLUSION &amp; PERSPECTIVES</b>	<b>100</b>
	<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	<b>102</b>

# LISTE DES FIGURES

---

Figure 1. La carte de sismicité du nord de l'Algérie (source CRAAG).....	2
Figure 2. Le premier instrument au monde à étudier les performances des bâtiments vis à vis les tremblements de terre .....	8
Figure 3. Répartition géographique du pic d'accélération du sol (PGA) avec une probabilité de 10 % (Johnson, Villani et al. 2023) .....	11
Figure 4. Réseau d'accélérographe, Analogique SMA-1 Numérique SSA-1, Numérique ETNA (CAILLOT).....	14
Figure 5 Carte de l'accélération maximale (PGA en m/s <sup>2</sup> ). (Jiménez, Giardini et al. 2003).....	17
Figure 6. Zonage sismique selon RPOA, Zone III PGA : 0.25-0.4g, Zone IIb PGA : 0.20-0.30g, Zone IIa PGA : 0.15-0.25g, Zone I PGA : 0.1-0.15g, Zone 0 PGA < 0.1g .....	18
Figure 7 Comparaison entre différentes méthodes de calcul de la durée d'un accélérogrammes. Enregistrement en entier : la durée est de 45 secondes selon Page et al (1972) et de 40 secondes selon Wong et al (1979) et d'après Trifunac et Brady (1975) la durée est de 35s.....	20
Figure 8 évolution de l'intensité d'arias en fonction du temps des séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdes.....	21
Figure 9. Spectre de Fourier du tremblement des séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdes .....	24
Figure 10. Densité Spectrale de Puissance du tremblement des séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdes.....	25
Figure 11. Comparaison des paramètres Vs et Nspt des règlementation ASCE7, EC8 et RPOA.....	27
Figure 12. Procédure de calcul du spectre de réponse à partir de l'accélération selon Chopra (1981).....	28
Figure 13 Spectre de Réponse en Accélération ( $\xi = 5\%$ ) pour les séisme Loma Prieta , Northridge et Boumerdes.....	28
Figure 14. Influence de l'interaction sol structure sur le comportement structurel. a) ISS pas prise en compte induit une concentration des efforts dans le mur de refend, (b) grands déplacements dans la structure induits par la prise en compte de l'ISS. ....	36
Figure 15. Un spectre de réponse typique selon les codes et les spectres de réponse provenant des enregistrements sismiques de certain tremblement de terre dévastateurs (Mylonakis and Gazetas 2000).....	39
Figure 16. Effondrement du pont Fukae après le tremblement de terre de Kobe 1995 .....	40
Figure 17. Méthode sous structurelle.....	43
Figure 18. Méthode Directe.....	44
Figure 19. Méthode Hybride .....	45
Figure 20. L'utilisation des éléments Dashpot e (Wang, Cates et al. 1998) dans des macroéléments.....	45
Figure 21. Influence du décollement sur le mécanisme de plasticité des macroéléments Cremer (2001).....	46

Figure 22. Réseau de neurones à 2 couche cachée .....	53
Figure 23. Fonction d'activation type seuil, a) Fonction seuil, b) dérivé de la fonction seuil. .....	55
Figure 24. Fonction d'Activation sigmoïde. a) fonction sigmoïde, b) dérivé de la fonction sigmoïde.....	56
Figure 25. Fonction d'activation ReLU et Leaky Relu. a) Fonction ReLU, b) Dérivé de la Fonction ReLU, c) Fonction ReLU, d) Dérivé de la Fonction ReLU. ....	57
Figure 26. Réseau de neurones propagation avant (Feedforward) .....	58
Figure 27. Classification des méthodes d'apprentissage. ....	60
Figure 28. Les étapes d'une analyse dynamique non linéaire comme expliqué par FEMA 440 .....	68
Figure 29. Comparaison, sur la base des tendances d'incertitude dans les résultats, entre les différentes analyses statique et dynamique (FEMA 440).....	69
Figure 30. Description de l'essai Pseudo-dynamique réalisé au laboratoire ELSA.....	70
Figure 31. Viaduc : vue en plan du viaduc. a) Vue en plan de la maquette en béton armé à l'échelle 1:2.5 (Pinto, Verzeletti et al. 1996), b) Schéma des piles, c) Schéma du tablier (dimensions en mètres). ....	70
Figure 32. a) Description de l'élément de poutre multifibre b) Variables cinématiques et statiques. ....	71
Figure 33. Modèle multifibre du pont en béton armé testé a) Représentation schématique du modèle numérique b) Éléments multifibres et section transversale multifibre pour chaque type de pile.....	72
Figure 34. Modèle unilatéral du béton de La Borderie en (1991) .....	73
Figure 35. Modèle de comportement de l'acier (Menegotto et Pinto (2022)).....	74
Figure 36. Accélérogramme synthétique compatible avec le spectre de réglementaire à 5% d'amortissement de l'Eurocode 8 pour la classe de sol B, (a) Spectre réglementaire de l'Eurocode 8 pour 5% d'amortissement et classe de sol B, (b) Accélérogramme synthétique pour a structure à échelle réelle, (c) Accélérogramme synthétique pour la structure mise à l'échelle." .....	76
Figure 37. Déplacements expérimentaux (issus du test pseudo-dynamique) vs. Déplacements numériques. a) Déplacements transversaux en tête des piliers P1 et P3 ; b) Déplacements transversaux en tête du pilier P2. ....	77
Figure 38. Variables généralisées (forces et déplacements) (b) Cinématique d'une fondation pour le mécanisme de soulèvement. (adapté de [Grange, Kotronis et al. 2009]) .....	78
Figure 39. "Génération artificielle d'un accélérogramme synthétique correspondant à la classe de sol C, (a) Spectres de conception de l'EC8 (classe de sol C) pour un amortissement de 5% et spectres de l'accélérogramme synthétique, (b) Accélérogramme synthétique." .....	81
Figure 40. Comparaison entre les accélérogrammes synthétiques compatibles avec le spectre de réponse de conception de l'EC8 pour les types de sol B et C.....	81
Figure 41. Comparaison des déplacements transversaux en tête des piles, a) Piles P1 et P3, b) Pile P2.....	82
Figure 42. Exemple de courbe de fragilité en fonction de l'accélération maximale du sol PGA. ....	86

Figure 43. Erreur quadratique moyenne (MSE) produite par des RNA entraînés, (a) MSE produite par des RNA entraînés en fonction du nombre différent de neurones de la couche cachée (HL), (b) MSE fournie par un RNA à 16 couches cachées (HL) en fonction du nombre d'époques .....	94
Figure 44. Déplacements de sortie de la MEF vs. Déplacements prédits par le RNA (a) ensemble de données complet R=0.99, (b) ensemble de données de test R=0.99. ....	95
Figure 45. Comparaison des réponses en déplacement non vues prédites par la MEF et le RNA.....	96
Figure 46. Courbes de fragilité (a) Entièrement opérationnel (FO), (b) Occupation immédiate (IO), (c) Sécurité de la vie (LF), (d) Prévention de l'effondrement (CP) .....	98

# LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau 1 Comparaison entre les paramètres sismique de l'EC8 utilisé par la France, l'Italie et la Grèce .....	9
Tableau 2. Échelle de Mercalli .....	12
Tableau 3. Intensité (échelle de Mercalli modifié) de quelques tremblements de terre. ....	13
Tableau 4. Caractéristiques des accélérographes utilisé en Algérie .....	15
Tableau 5. Paramètres d'amplitude (PGA, PGV et PGD) de différents tremblements de terr .....	18
Tableau 6 Les valeurs du PGA et de RMS des seismes Loma Prieta, Northridge et Boumerdès .....	22
Tableau 7 Durée PGA et de CAV des seismes Loma Prieta, Northridge et Boumerdès .....	22
Tableau 8. Comparaison entre les paramètres de classification des sols selon ASCE7, EC8 et RPOA.....	26
Tableau 9. Comparaison entre les spectres règlementaire des codes EC8 ASCE 7 et RPA 32	
Tableau 10. Comparaison des Processus d'apprentissage .....	59
Tableau 11. Masses et inerties rotationnelles .....	72
Tableau 12. Paramètres des lois de comportement du béton et de l'acier. ....	74
Tableau 13. Paramètres des lois de comportement de l'acier. ....	75
Tableau 14. Fréquences des modes propres. Numériques Vs Expérimentales .....	75
Tableau 15. Paramètres des tremblements de terre utilisés pour la simulation numérique .	92
Tableau 16. Caractéristiques des classes de sols. ....	93
Tableau 17. Seuils d'endommagement. ....	97

# CHAPITRE

# 1 INTRODUCTION GENERAL

---

## 1.1 INTRODUCTION

Depuis toujours, les catastrophes naturelles ont été présentes dans l'histoire des hommes et ont suscité une grande inquiétude. Ces catastrophes, tels que tremblements de terre, tsunamis, tempêtes...) sont des événements qui perturbent la vie quotidienne des gens. Ainsi elles constituent une source d'inquiétude pour presque tous les pays et sont malheureusement en croissance constante en termes de personnes touchées et de pertes économiques. En particulier, en raison d'une augmentation des populations, d'une dégradation de l'environnement, d'une absence de planification des établissements, de l'expansion et du vieillissement des infrastructures, d'une plus grande exposition des biens aux risques et d'une plus grande complexité des sociétés, le nombre, la gravité et le coût des catastrophes augmentent.

De loin, les tremblements de terre constituent le plus grand aléa naturel auquel l'Algérie est confrontée. Ils peuvent affecter une vaste zone (tout le nord de l'Algérie), causer des dommages importants aux structures, causer des blessures, des pertes de vie et altérer le fonctionnement socio-économique du pays. Le nord de l'Algérie est reconnu comme une zone de forte sismicité, due à la mitoyenneté avec frontière active des deux plaques tectoniques Africaine et Eurasiatique. Le risque de tremblements de terre varie d'une région à l'autre, en fonction de la géologie régionale et locale, comme peut illustrer la carte de l'activité sismique établie par le CRAAG.

Historiquement, les régions les plus touchées par des séismes violents, c'était les régions situées sur le littoral. Particulièrement :

- La région d'Alger, près de 20 000 personnes périrent après le séisme du Février 1716,
- La région d'Oran, le célèbre séisme qui ravagea toute la ville d'Oran en 1790
- La région de Chlef, d'ailleurs nommé comme tel après séisme dévastateur de magnitude 7,3. On ne dénombre pas moins de 2000 morts,
- La région de Boumerdes, le plus récent des séismes dévastateurs qu'a connue l'Algérie, Le séisme de 21 Mai 2003 de magnitude 6.8 et causant 2300 victimes. Par ailleurs après ce séisme, on a pu quantifier réellement le niveau de sismicité de la région.

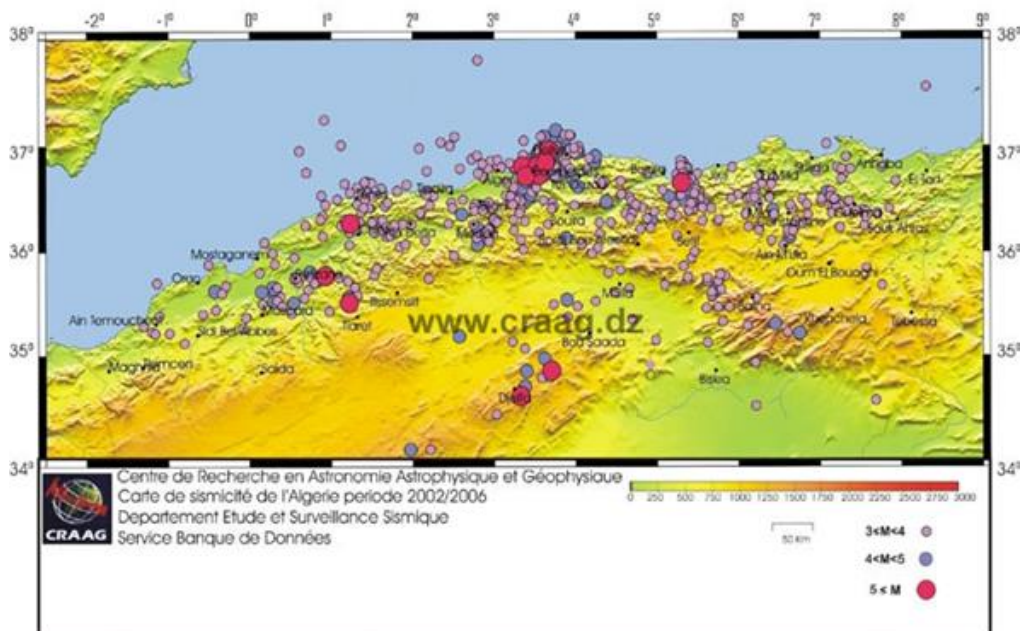


Figure 1. La carte de sismicité du nord de l'Algérie (source CRAAG)

Les types de dommages les plus courants causés par les tremblements de terre en Algérie comprennent :

- **Pertes de vies humaines** : Les différents tremblements de terre, qu'a connus l'Algérie durant son histoire, ont entraîné plusieurs milliers de morts et de blessés, en particulier dans le nord du pays qui est densément peuplé. Un bilan du 21 juin 2003 ultérieur au tremblement de terre dévastateur de Boumerdes mentionnait 2278 morts et 10147 blessés. Dans d'autres régions, on déplore également des pertes humaines : 7 morts et 261 blessés à Tizi Ouzou, 2 morts et 127 blessés à Bouira, 2 morts et 3 blessés à Béjaïa, 2 morts et 709 blessés à Blida, ainsi que 121 blessés à Médea, et au moins une vingtaine dans la capitale, avec plus de 1 672 blessés (Kim, Lee et al. 2005, 2009,

Calabrese and Lai 2013, MoTI 2016, Johnson, Villani et al. 2023). Quant au séisme d'El asnam, il a entraîné la mort de 2633 personnes (Boukri, Farsi et al. 2018).

- **Dommages structurels et Pertes Économiques** : Après chaque tremblement de terre dévastateur qu'à subit l'Algérie, on a relevé des dommages importants au niveau des bâtiments ou les infrastructures. Ces dommages ont donc eu des conséquences économiques considérables à court et à long terme. À titre d'exemple, les dommages causés par le séisme de Boumerdès ont été évalués à 3 milliards de dollars. Il est important de noter que bien que les coûts économiques ne reflètent pas complètement les conséquences humaines et sociales d'une catastrophe d'une telle ampleur, ils indiquent les pertes matérielles subies par la région et par l'Algérie dans son ensemble.

- **Perturbations sociales** : des déplacements de populations ont été presque systématiquement nécessaires après chaque tremblement de terre. Le séisme d'El Asnam a entraîné le déplacement de plus de 6,7 millions de sinistrés et a laissé environ 480 000 personnes sans abri.

Ces types de dommages mettent en évidence l'impact significatif des événements sismiques sur l'Algérie, soulignant l'importance de comprendre les anomalies et les défaillances relevées durant les précédents séismes pour bien évaluer le risque sismique qu'encourt l'Algérie et le réduire aux futurs. Alors, il était important de concevoir des modèles de vulnérabilité sismique pour l'ensemble de la région nord de l'Algérie.

C'est pourquoi, plusieurs initiatives ont été lancées en vue de créer une cartographie sismique exhaustive du pays, en mettant particulièrement l'accent sur le nord. En tirant parti de la récupération et de la réévaluation des données sur les événements historiques, cette cartographie a été actualisée, contribuant ainsi à une meilleure compréhension de l'activité sismique régionale. Parallèlement, des recherches en archéosismologie et en paléosismologie ont été menées pour offrir un aperçu des séismes passés, venant ainsi compléter ces travaux. Et d'un autre côté, plusieurs travaux de recherches ont été entrepris à travers le pays afin d'évaluer la vulnérabilité des structures, majoritaire construite en béton armé, face aux risques sismiques

De ce fait, les réglementations parasismiques en Algérie (RPA, RPOA) ont fait l'objet de révisions au fil du temps. Ces révisions visait à améliorer la résilience sismique des structures et à atténuer l'impact des événements sismiques.

## 1.2 MISE EN CONTEXTE

La protection des bâtiments et des ouvrages contre l'effondrement lors d'événements sismiques devient un objectif crucial pour l'Algérie. Avec les progrès du génie parasismique, le concept de génie parasismique basé sur les performances (PBEE) gagne en popularité, qui prend en compte l'ensemble des risques sismiques et des comportements structurels, y compris le comportement non linéaire et même l'effondrement. L'objectif principal des dispositions sismiques est de protéger la sécurité des personnes en prévenant les effondrements. Les codes sismiques modernes sont construits autour de ce critère, et la plupart des structures sont conçues pour atteindre ce niveau de performance contre une excitation future. Le niveau, auquel la

structure subit des dommages considérables aux parties structurelles et non structurelles, est connu sous le nom de niveau de performance de sécurité des personnes. Afin de rétablir l'occupation, des réparations structurelles sont requises, qui peuvent être considérables en fonction des dégâts. Le niveau de performance de prévention de l'effondrement est le niveau auquel la structure peut subir une défaillance des composants essentiels et peut constituer une menace pour les occupants du bâtiment. De plus, cela peut entraîner des pertes financières significatives

Pour évaluer le comportement et les performances d'une structure vis-à-vis aux séismes, une analyse dynamique transitoire non linéaire est généralement utilisée. L'analyse dynamique transitoire non linéaire est considérée comme l'outil le plus précis mais en même temps le plus rigoureux de toutes les autres méthodes. En comparaison avec d'autres méthodes telles que l'analyse statique non linéaire (Push over), l'analyse dynamique transitoire non linéaire se distingue par sa capacité à capturer les effets transitoires et à modéliser de manière plus réaliste les systèmes soumis à des charges dynamiques variables, offrant ainsi une simulation plus précise et détaillée du comportement des structures. Le principe d'une analyse dynamique transitoire non linéaire est d'effectuer un calcul transitoire tenant en compte des lois de comportement non linéaire des matériaux de la structure, sous sollicitations sismique représenté en générale par un enregistrement temporelles de l'accélération ou le déplacement sismique. En fonction des besoins spécifiques de l'analyse et des conditions de chargement de la structure, le choix entre ces types d'analyse permet d'obtenir des résultats plus précis et adaptés à la situation étudiée.

Le type et le sol des fondations ont une grande influence sur le comportement globale du bâtiment. Ainsi, l'interaction sol-structure (ISS) joue un rôle important dans la conception sismique des bâtiments, en particulier dans les zones sujettes aux tremblements de terre dévastateurs. En prenant en compte (lors d'une analyse dynamique transitoire non linéaire) les caractéristiques du site, la nature du sol, le type des fondations, les ingénieurs peuvent développer des structures robustes capables de résister aux tremblements de terre.

L'impact de l'ISS sur la performance globale d'une structure lors d'un tremblement de terre est substantiel. Sans une prise en compte appropriée de l'ISS, les forces dynamiques exercées sur les bâtiments peuvent être sous évaluées, entraînant des conséquences potentiellement catastrophiques. D'ailleurs, malgré les travaux pionniers de Newmark, Blume et al. (1973) et leur conclusion sur l'effet bénéfique de l'ISS, ils se sont avérés plus tard ne pas être généralement applicables à tous les cas. Nikolaou, et al. (2001) ont révélé les aspects désavantageux du SSI en montrant que la flexibilité supplémentaire d'un pilier de pont élastoplastique peut réduire la capacité de ductilité du système. Comprendre comment la structure interagit avec le sol environnant est essentiel pour déterminer la réponse sismique des structures. Les recherches et les études se sont concentrées sur l'évaluation des effets de l'ISS sur la réponse sismique des structures, dans le but d'améliorer les pratiques de conception sismique et d'atténuer l'impact des événements sismiques.

Bien que, une analyse dynamique transitoire non linéaire en tenant compte de l'ISS est considéré très robuste et capable de fournir des résultats détaillés sur le comportement des structures soumises à des chargement sismiques sous une forme temporelles, elle présente

également plusieurs inconvénients. En effet, beaucoup de temps de calcul et de ressources informatiques sont nécessaires. Puisque, les calculs sont plus compliqués en raison de la prise en compte de la non-linéarité des matériaux, du contact fondations-sol et les grandes déformations.

En résumé, si l'analyse dynamique transitoire non linéaire offre un outil très robuste avec une précision des résultats très élevée, il reste qu'elle nécessite plus de ressources matérielles et de temps de calcul par rapport à des méthodes statiques telles que le pushover qui ont prouvé leur efficacité. Pour cette raison, l'intelligence artificielle (IA) est de plus en plus utilisée pour l'évaluation des risques sismiques.

Effectivement l'IA révolutionne l'évaluation du risque sismique en permettant l'analyse d'un nombre important de cas d'études en tenant en compte des divers paramètres indépendants influents sur la réponse dynamique. Ces méthodes exploitent la capacité des modèles de l'IA, après apprentissage, à reproduire les mêmes résultats, obtenus à partir des méthodes de modélisation conventionnelles, en quelques secondes. De plus, ces méthodes arrivent à s'étendre et prédire des cas qui ne figuraient pas lors de l'apprentissage, un grand point positif dans le cas d'un manque de données sismiques ou géotechniques du site de fondation. Contribuant ainsi à la réduction du risque sismique et à avertir à l'avance ou à la suite d'un des tremblements de terre d'un danger imminent.

En somme, l'utilisation de l'intelligence artificielle pour l'évaluation des risques sismiques revêt une importance primordiale dans la prédiction à priori ou à posteriori des dommages susceptibles d'affecter les structures. Les mécanismes d'alerte pourront également s'appuyer sur des modèles de prédiction, augmentant ainsi la sécurité contre les séismes et réduisant leur impact.

### 1.3 OBJECTIFS

L'objectif principal de ce travail est l'utilisation et d'étudier l'efficacité de réseaux de neurones artificiels pour l'évaluation du risque sismique de structures comme des ponts ou des bâtiments. Plus précisément, ce projet a pour le but de :

- Étudier la réponse dynamique non linéaire d'un système en tenant en compte de l'interaction sol structure.
- Développer des réseaux de neurones artificiels à partir de données obtenues d'analyses dynamiques transitoires non linéaires.
- Étudier la capacité de ces réseaux de neurones à prédire des cas non traités lors de l'apprentissage.
- Étudier l'influence de la nature du sol et de l'intensité sismique, en prenant en compte l'interaction sol structure, sur les courbes de fragilités.
- Étudier l'influence de la variabilité des caractéristiques sismiques, des propriétés mécaniques et des paramètres physiques, en ne prenant pas en compte l'interaction sol structure, sur la vulnérabilité des structures.

## 1.4 ORGANISATION DE LA THESE

Cette thèse comprend cinq chapitres supplémentaires. L'organisation de cette thèse en vue d'atteindre les objectifs de recherche est décrite comme suit :

Le deuxième chapitre introduit la notion de construction parasismique et présente les paramètres de mouvement sismique (Ground motion parameters). Cela fait référence aux caractéristiques d'un tremblement de terre, telles que la magnitude, l'accélération, la période, etc., qui sont utilisées pour décrire et analyser les effets sismiques sur les structures. Ces paramètres seront utilisés lors de l'apprentissage des réseaux de neurones

Dans le chapitre 3 fournit une revue bibliographique des travaux de recherche les plus pertinents traitants l'ISS, et présente les méthodes existantes d'analyse de l'ISS : méthode de sous-structure, méthode directe et méthode hybride

Quant au chapitre 4, il est consacré aux courbes de fragilité. Après une courte revue bibliographique, les différentes méthodes d'établissement de ces courbes sont présentées.

Le chapitre 5, décrit les éléments sur lesquels se basent réseaux de neurones artificiels. Et se conclut en traitant les domaines d'application en ingénierie des réseaux de neurones.

L'avant dernier chapitre, le chapitre 6, traite un cas d'étude : un pont existant étudié expérimentalement à travers une maquette au laboratoire ELSA. D'abord la modélisation et la validation de modèles éléments finis du cas d'étude est réalisé. En suite l'apprentissage de réseaux de neurone à partir des résultats d'analyses dynamiques transitoire non linéaire effectué sur les modèles élément finis. Et finalement, l'étude de l'impact des caractéristique géotechnique et dynamique du sol, propriété mécanique et géométriques des éléments et les caractéristiques sismiques sur les courbes de fragilité.

Enfin, un résumé de la thèse, les conclusions tirées, les recommandations pour les recherches futures, et les limitations de la recherche sont fournis au chapitre 7.

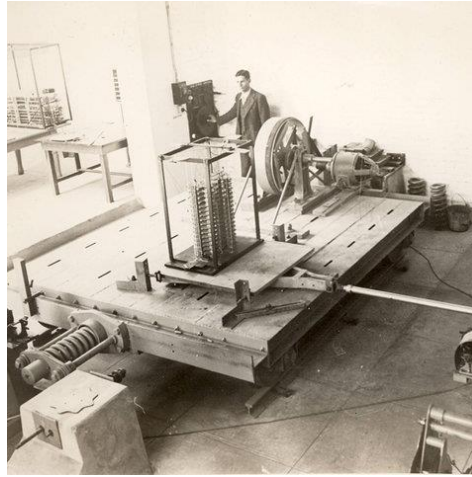
# CHAPITRE

# 2 GENIE PARASISMIQUE ET SISMOLOGIE

---

## 2.1 REVUE HISTORIQUE

Tremblements de terre et ingénieurs : un domaine riche et diversifié qui a évolué au fil des siècles. Historiquement, l'être humain a tout le temps essayé de comprendre la cause et les caractéristiques des tremblements de terre, et de développer des techniques d'ingénierie pour concevoir des structures résistantes aux chocs sismiques. Les origines de l'ingénierie sismique moderne peuvent être attribuées à quatre noyaux géographiques de développement : la Californie, le Japon, l'Italie et les îles britanniques. Ces régions ont joué un rôle important dans le développement de l'ingénierie parasismique.



**Figure 2. Le premier instrument au monde à étudier les performances des bâtiments vis à vis les tremblements de terre**

En 1934, John Blume (Blume 1934) (qui est considéré comme le père fondateur du génie parasismique) et son professeur Lydik, à l'Université de Stanford, avaient conçu et construit le premier banc d'essai dynamique au monde sur table vibrante pour des maquettes de bâtiments de plusieurs étages (Figure 2). L'histoire de l'ingénierie parasismique met en lumière les contributions de pionniers tels que George Housner, Robert Mallet, John Milne et les premiers pionniers japonais Sekiya, Suyehiro et Omori, ainsi que des ingénieurs italiens Palmieri, Panetti et Danusso (Elnashai 2002).

## **2.2 CODES PARASISMIQUES**

Les codes sismiques, également connus sous le nom de règlement parasismique, sont des codes de construction conçus pour protéger les biens et les vies humaines en cas de tremblements de terre. Le développement et la révision des codes de conception sismique ont été motivés et initiés en réponse de tremblements de terre dévastateurs, tels que le tremblement de terre de San Fernando en 1971 en Californie, le tremblement de terre de Lisbonne de 1755, le tremblement de terre de Luzon de 1880 et le tremblement de terre de Messina de 1908. Ces événements sismiques ont conduit à des révisions et des mises à jour des codes de conception sismique sur la base des enseignements sismiques et les dommages et les défaillances observés.

En résumé, L'évolution des codes du bâtiment pour la conception sismique a été façonnée par une séquence chronologique d'améliorations, reflétant les progrès de la recherche scientifique et des pratiques d'ingénierie. Ces améliorations, décidées souvent en collaboration internationale, visaient à améliorer les performances sismiques des structures et à réduire le risque de dommages sismiques dans le monde entier. Néanmoins, le climat socio-économique d'un pays, ainsi que les facteurs de gouvernance et de politique, définissent les pratiques et typologies d'ingénierie produites dans ce pays.

Il existe de nombreux codes sismiques utilisés dans le monde entier, et la plupart d'entre eux partagent des approches fondamentales communes concernant la façon de concevoir des bâtiments pour résister aux sollicitations sismiques, mais ils diffèrent par leurs exigences techniques et les conditions géologiques locales, des types de constructions courantes et des

tremblements de terres historiques. Plus de 160 pays et nations disposent d'une forme ou d'une autre de code sismique, et la qualité, l'étendue de l'application et les méthodologies entre les codes sismiques diffèrent à travers le monde. L'ancienneté de ces codes, ainsi que les différents paramètres d'ingénierie couverts par les codes, donnent un aperçu de la qualité du code (Daniell, Schaefer et al. 2015, Vavryčuk, Beer et al. 2015).

### 2.2.1 LA NORME EUROPEENNE EN 1998-1 : EUROCODE 8 :

L'Eurocode 8 (EN 1998) est un ensemble de normes européennes fournissant des lignes directrices pour la conception sismique de nouveaux bâtiments, ouvrages de génie civil, Silos... ainsi que l'évaluation sismique et le renforcement des bâtiments existants. Au totale, 8 parties compose cette réglementation. L'Eurocode 8 adopte une approche de conception sismique basée sur les performances, en se concentrant non seulement sur la garantie de la sécurité structurelle, mais également sur l'atteinte des niveaux de performance souhaités sous différents niveaux de charge sismique. Cette approche permet aux ingénieurs d'adapter la conception des structures pour répondre à des objectifs de performance spécifiques, tels que limiter les dommages ou les temps d'arrêt suite à un tremblement de terre.

**Tableau 1 Comparaison entre les paramètres sismique de l'EC8 utilisé par la France, l'Italie et la Grèce**

Paramètres	France	Italie	Grèce
Risque sismique	Faible	Modéré à Élevé	Modéré à Élevé
PGA (g)	0.1 - 0.3	0.15 - 0.5	0.15 - 0.5
Spectre d'accélération (Sa)	0.05 - 0.2	0.1 - 0.4	0.1 - 0.4
Coefficient d'amortissement (%)	5	2* -5	5

\*En Italie, un coefficient d'amortissement de 2% est généralement utilisé dans des cas spécifiques, tels que les tours.

Bien que, l'Eurocode 8 fournisse un cadre européen commun pour la conception sismique, son application peut varier selon chaque pays. De ce fait, il existe des annexes spécifiques pour chaque État membre de l'Union européenne afin de répondre aux diverses : aléas sismiques, techniques et matériaux de construction, exigences juridiques et administratives. À titre d'exemple, le Tableau 1 ci-dessus montre que des pays à forte sismicité comme l'Italie et la Grèce exige un niveau d'aléa plus sévère que la France métropolitaine, qui est considéré moyennement sismique.

### 2.2.2 LES NORMES AMERICAINES : IBC ET ASCE7 :

Aux États-Unis, les codes de conception sismique sont principalement régis par les normes de l'International Building Code (IBC) et de l'American Society of Civil Engineers (ASCE), en particulier l'ASCE 7 (Engineers 2017).

L'ASCE 7 intitulée "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", fournit les charges de conception minimales pour les bâtiments et autres structures, y compris les charges sismiques, les charges de vent, les charges de neige et d'autres charges environnementales. Le Code international du bâtiment (IBC) est un code de construction adopté par la plupart des États et juridictions locales aux États-Unis. Il établit des exigences complètes pour la conception, la construction et l'entretien des bâtiments, intégrant également des dispositions spécifiques à la conception sismique.

En Californie et en Alaska, où l'activité sismique est particulièrement élevée en raison de leurs conditions géologiques uniques, les codes de conception sismique sont adaptés en conséquence. En Californie, le principal code de conception sismique utilisé est le California Building Code (CBC), qui incorpore les dispositions de conception sismique de l'IBC ainsi que des exigences supplémentaires spécifiques aux risques sismiques de la région. De même, en Alaska, le code de conception sismique s'appuie principalement sur l'IBC, avec des exigences supplémentaires adaptées aux risques sismiques particuliers de l'Alaska. Ces ajustements régionaux sont essentiels pour assurer la résilience des infrastructures face aux menaces sismiques locales.

### **2.2.3 LES NORMES ALGERIENNES**

La réglementation algérienne parasismique a fait l'objet de révisions, notamment RPA81 (1981), RPA88 (1988) et RPA99 (1999, 1999 version 2003). Ces révisions reflètent les efforts continus visant à améliorer la résilience sismique et à s'aligner sur les progrès des pratiques d'ingénierie sismique. Des études sismiques comparatives ont été menées entre le code sismique algérien (RPA), le code européen (EC8) et le code américain (UBC97) (Chebihi and Laouami 2014, ABDERRACHID, LARBI et al. 2021). Ces études se sont concentrées sur les spectres de réponse réglementaires et les zones sismiques, en comparant les dispositions et exigences des différents codes. La carte des zones sismiques de l'Algérie a été un aspect clé de la réglementation, influençant la classification des zones sismiques et la détermination des valeurs de conception pour les forces sismiques. Cela reflète la prise en compte des conditions géologiques locales et des risques sismiques dans l'élaboration du code sismique. Les conditions d'application de la réglementation algérienne soulignent la nécessité pour les structures de répondre aux dispositions pertinentes en matière de conception et d'exécution. La réglementation aborde également le comportement des structures sous mouvement sismique du sol, y compris l'acceptation des déformations post-élastiques et l'utilisation de méthodes d'analyse linéaire équivalentes.

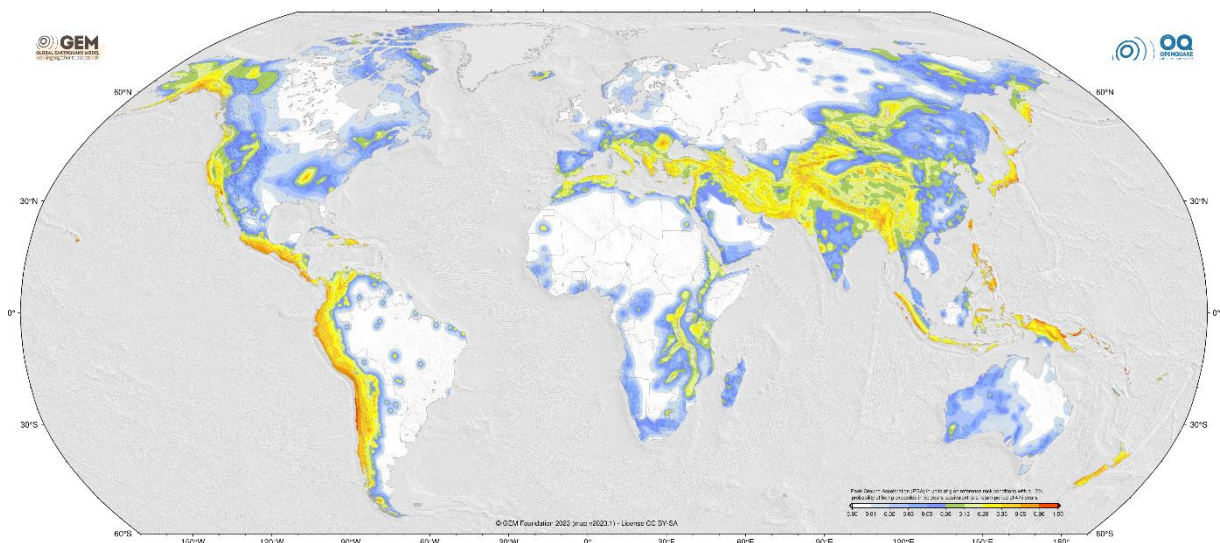
En résumé, les codes sismiques en Algérie, en particulier le Règlement parasismique algérien (RPA), ont fait l'objet d'études comparatives, de révisions et de considérations sur le zonage sismique et les conditions d'application. Ces efforts reflètent l'engagement continu à améliorer la résilience sismique et à s'aligner sur les pratiques internationales d'ingénierie sismique.

Ces réglementations et codes jouent un rôle crucial dans l'orientation des pratiques de conception et de construction sismiques en Algérie, visant à améliorer la résilience sismique des structures et à atténuer l'impact des événements sismiques. Les révisions et améliorations

en cours de la réglementation sismique algérienne reflètent l'engagement à s'aligner sur les pratiques internationales d'ingénierie sismique et à répondre aux risques sismiques spécifiques à la région.

### 2.3 RISQUE SISMIQUE

Le risque sismique varie à travers le monde en raison des différences dans les limites des plaques tectoniques, les conditions géologiques et l'activité sismique historique. La carte mondiale des risques sismiques, élaborée par le modèle sismique mondial, Figure 3 décrit la répartition géographique du pic d'accélération du sol (PGA) avec une probabilité de 10 % d'être dépassé dans 50 ans (Johnson, Villani et al. 2023). Cette carte donne un aperçu du risque sismique à l'échelle mondiale, en considérant la probabilité que l'accélération du sol dépasse certains seuils sur une période de temps spécifiée.



**Figure 3. Répartition géographique du pic d'accélération du sol (PGA) avec une probabilité de 10 % (Johnson, Villani et al. 2023)**

Ces tremblements de terre ont eu un impact durable sur les régions touchées, provoquant des dégâts considérables, des pertes en vies humaines et des dégâts économiques. Ils rappellent le pouvoir destructeur des événements sismiques et l'importance de comprendre et d'atténuer les risques sismiques.

### 2.4 ÉCHELLE DE RICHTER ET L'ÉCHELLE DE MERCALLI

Les tremblements de terre sont mesurés de deux manières. L'une détermine la puissance, l'autre décrit les effets physiques. La magnitude est calculée par les sismologues à partir de la taille relative des tracés sismographiques. Cette mesure a été nommée échelle de Richter, une jauge numérique de l'énergie sismique allant de 1,0 (très faible) à 9,0 (très fort). L'échelle de Richter est très utile aux scientifiques qui comparent la puissance des tremblements de terre. L'ampleur est moins utile aux planificateurs de catastrophes et aux citoyens, car le pouvoir ne décrit et ne classe pas les dommages qu'un tremblement de terre peut causer.

Les dommages causés par les secousses sismiques sont dus à plusieurs facteurs tels que la distance par rapport à l'épicentre et les types de roches locales. L'intensité définit une mesure plus utile des secousses sismiques pour n'importe quel endroit. Il est représenté par l'échelle de Mercalli modifiée. Sur l'échelle de Mercalli (Tableau 2), une valeur de I est le mouvement le moins intense et XII est le plus grand tremblement de terre.

**Tableau 2. Échelle de Mercalli**

<b>Intensité</b>	<b>Description</b>	<b>Effets</b>
I	Non ressenti	Non ressenti par les gens
II	Très faible	Ressenti uniquement par quelques personnes
III	Faible	Ressenti par quelques personnes, surtout en haut des bâtiments
IV	Light	Léger, ressenti à l'intérieur des bâtiments, comme un camion passant
V	Léger	Modéré, ressenti par la plupart des personnes, secousses légères des objets suspendus
VI	Fort	Ressenti par tous, secousses fortes, objets renversés, légers dommages aux bâtiments non solides
VII	Très fort	Très fort, difficile de se tenir debout, meubles lourds renversés, dommages légers aux bâtiments solides
VIII	Sévère	Dommages importants aux bâtiments, chutes de cheminées, fissures dans les murs en plâtre
IX	Violent	Dommages généralisés, destruction partielle des bâtiments, effondrement des cheminées
X	Extrême	Destruction généralisée, effondrement des bâtiments, rails tordus
XI	Catastrophique	Très peu de bâtiments restent debout, ponts effondrés
XII	Dévastateur	Destruction totale, terrain déformé, objets projetés dans les airs

Contrairement à la magnitude, pour le même tremblement de terre l'intensité peut varier d'un endroit à l'autre. De plus, l'intensité n'est pas mesurée par des machines et n'est pas forcément proportionnelle à la magnitude comme on peut le voir sur le Tableau 3. Elle est évaluée et classé en fonction des réactions des personnes aux événements et des dommages visibles aux structures artificielles. L'intensité est plus utile aux planificateurs et aux communautés car elle peut raisonnablement prévoir les effets d'une violente secousse pour une zone locale.

**Tableau 3. Intensité (échelle de Mercalli modifié) de quelques tremblements de terre.**

Séismes	Date	Estimation des pertes humaines	Magnitude (échelle de Richter)	Intensity (échelle de Mercalli modifié)
Haiti	January 12, 2010	230,000	7.0	IX (Violent)
Sumatra, Indonesia	December 26, 2004	250,000	9.1 - 9.3	IX - X (Violent - Extrême)
Tangshan, China	July 28, 1976	242,000	7.5	XI (Extrême)
Kantō, Japan	September 1, 1923	142,800	7.9	XI (Extrême)
Ashgabat, Turkmenistan	October 5, 1948	110,000	7.3	IX (Violent)
Sichuan, China	May 12, 2008	87,000	7.9	IX (Violent)
Messina, Italy	December 28, 1908	70,000	7.1	XI (Extrême)
Bam, Iran	December 26, 2003	26,271	6.6	IX (Violent)
Tohoku, Japan	March 11, 2011	15,899	9.0	IX - X (Violent - Extrême)
Turquie	5 au 6 février 2023	44,000	7.8	XII (Extreme)
El Asnam, Algeria	October 10, 1980	2,500	7.3	IX (Violent)
Boumerdès, Algeria	May 21, 2003	2,266	6.8	VIII (Sévère)

## 2.5 SISMOMETERE ET SISMOGRAPHE

Les sismographes sont des enregistrements temporels des tremblements de terre fournis par des un sismomètre (appareils d'enregistrements). Ils fournissent des données précieuses sur la façon dont les ondes sismiques se propagent du foyer jusqu'à la surface terrestre. On les retrouve souvent sous forme d'enregistrements exprimés en accélération, mais on peut les retrouver aussi sous forme de vitesse ou en déplacement, mais ils restent moins répondus.

Le premier sismomètre moderne au monde a été inventé par John Milne en 1880 (Milne 1880). Ce sismomètre, connu sous le nom de sismographe à pendule horizontal, a révolutionné l'étude des tremblements de terre en fournissant un moyen d'enregistrer avec précision les ondes sismiques. Ce sismomètre a constitué une avancée importante dans la surveillance et la recherche sur les tremblements de terre. Les travaux de John Milne (Milne 1880) ont contribué de manière significative à l'établissement de la sismologie moderne en tant que discipline scientifique (Rose 2021). Cependant, ces premiers sismomètres présentaient plusieurs limites. Tels que, une incapacité de mesurer les tremblements de terre en champs lointain, leur taille était relativement grande ce qui les rendaient encombrant et difficile à transporter a d'autre station de mesure.

À partir des années 1950, et grâce à l'avènement de nouveau accéléromètres considérablement évolué en termes de taille, de précision et de technologie, leurs utilisations s'est largement généralisée dans divers domaines tels que la géophysique pour étudier les ondes

sismiques et l'ingénierie pour analyser la résistance des structures face aux vibrations. Depuis lors, les accéléromètres sont devenus des outils essentiels pour l'étude des séismes et la conception parasismique.

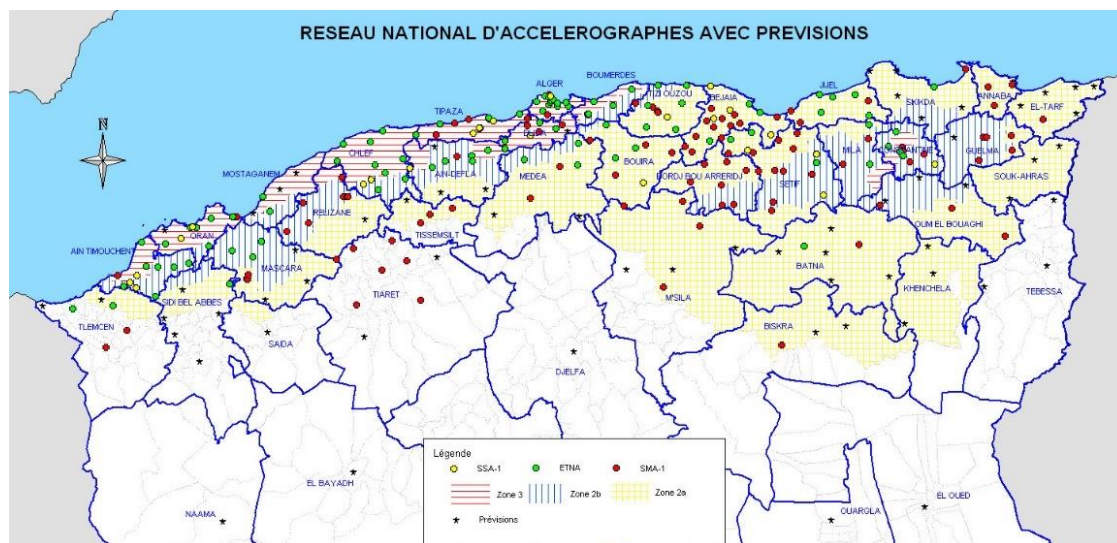


Figure 4. Réseau d'accélérographe, Analogique SMA-1 Numérique SSA-1, Numérique ETNA (CAILLOT)

En 1976, l'Algérie a initié l'idée de mettre en place un réseau national d'accélérographes dans le cadre de son programme parasismique. Le séisme dévastateur d'El-Asnam, d'une magnitude de 7,3 en octobre 1980, a été un catalyseur pour l'acquisition de ces équipements. À cette époque, le pays ne disposait pas de son propre réseau d'enregistrement des mouvements sismiques forts, et les seuls enregistrements disponibles du séisme ont été réalisés par un réseau mobile yougoslave dépêché après ce tremblement de terre, se restreignant ainsi que sur les répliques ultérieures. Suite à cette catastrophe, il était impératif de surveiller l'activité sismique en Algérie, d'enregistrer les mouvements forts, de comprendre la physique du phénomène (la propagation des ondes, les modèles de faille), d'élaborer des lois d'atténuation, de créer une carte de zonage sismique et de définir et modéliser le mouvement sismique pour les calculs structuraux. Actuellement le CGS dispose d'un réseau d'accéléromètre riche de 501 (analogique et numérique) appareils répartis essentiellement sur le nord de l'Algérie comme on peut le voir sur la Figure 4.

**Tableau 4. Caractéristiques des accélérographes utilisé en Algérie**

<b>Caractéristique</b>	<b>SMA-1 (Analogique)</b>	<b>SSA-1 (Numérique)</b>	<b>ETNA (Numérique)</b>
Stockage des données internes	Non	Oui	Oui
Précision	Moyenne	Élevée	Élevée
Facilité d'utilisation	Moyenne	Élevée	Élevée
Gamme de mesure	0.01g - 1.0g	0.01g - 1.0g	0.001g - 2.0g
Année de mise en service	1976	1987	1998
Fréquence	100 Hz	200 Hz	200 Hz
Nombre de bits		12 bits	24 bits

## 2.6 ACCELEROGRAMMES ARTIFICIELS

Les accélérogrammes artificiels sont des enregistrements de tremblements de terre simulés ou générés artificiellement à l'aide de modèles numériques pour reproduire les caractéristiques d'un séisme hypothétique. Les scientifiques ont eu recours à ce genre d'accélérogrammes en raison de la rareté des enregistrements réels dans certaines régions ou de la nécessité d'une analyse structurels avec un scénario sismique bien spécifique.

Ils sont utilisés en génie parasismique pour évaluer la réponse sismique des structures et concevoir des bâtiments et des infrastructures capables de résister à des séismes spécifiques (Ouakli 2003). Également ils peuvent être utilisés pour étudier la variabilité spatiale des signaux sismiques et leur influence sur le comportement dynamique des structures (Ait-Meziane 2007).

Les accélérogrammes artificiels sont générés à l'aide de techniques de modélisation numérique, telles que les méthodes d'éléments finis ou les méthodes spectrales, qui prennent en compte les caractéristiques du site, la source sismique et le trajet de propagation des ondes. Des méthodes de génération conditionnelle existe pour générer des accélérogrammes, à partir de réels enregistrements, variables dans l'espace et compatibles aux spectres de réponse (Rachedi 2014).

## 2.7 Paramètres d'un Tremblement De Terre

Plusieurs paramètres sismiques sont rapportés dans la littérature pour décrire quantitativement les différentes caractéristiques du mouvement du sol. Celles-ci couvrent des caractéristiques telles que l'amplitude du mouvement, le contenu fréquentiel du mouvement, la durée du mouvement, etc.

Les caractéristiques d'un séisme qui sont généralement les plus utilisées dans les applications d'ingénierie de parasismique sont :

1. Les valeurs maximales du Mouvement du sol (accélération maximale du sol-Peak Groud Acceleration, vitesse maximale du sol-Peak Groud Velocity, et le déplacement maximal du sol-Peak Ground Displacement),
2. La durée de la secousse sismique, et
3. Le contenu fréquentiel.

Chacun de ces paramètres influence la réponse structurelle. Les valeurs maximales du mouvement du sol influencent principalement les amplitudes la réponse dynamiques. La durée de la secousse sismique a un effet prononcé sur la gravité sur les éléments de la structure. Un mouvement du sol avec un PGA modéré et une longue durée peut causer plus de dégâts qu'un mouvement du sol avec un PGA plus important et une durée plus courte. Le contenu en fréquence peut engendrer la résonance de la structure. Dans une structure, le séisme est amplifié lorsque le contenu fréquentiel du séisme et les fréquences propres de la structure sont proches les uns des autres. Chacune de ces caractéristiques sont brièvement présentées ci-dessous.

### 2.7.1 PARAMETRES D'AMPLITUDE

Les paramètres d'amplitude d'un séisme, tels que l'accélération maximale du sol (PGA), la vitesse maximale du sol (PGV) et le déplacement maximal du sol (PGD), sont des mesures importantes pour évaluer les effets d'un séisme sur les structures et l'environnement.

- **Peak Ground Acceleration (PGA)** : Il est défini comme la valeur maximale de l'accélération du sol pendant un séisme.

$$PGA = \max(a(t)) \quad (1)$$

Avec  $a(t)$  l'accélération mesurée du séisme.

Ce paramètre est crucial pour évaluer la force des secousses sismiques et est largement utilisé dans la conception parasismique des structures. Il nous fournit une information directe sur l'intensité et la gravité d'un séisme. Les séismes avec des valeurs de PGA élevées sont généralement, mais pas toujours, plus destructeurs que les mouvements avec des accélérations de pointe plus faibles. Le dommage est également lié à d'autres caractéristiques (par exemple, le contenu fréquentiel et la durée). Le PGA est aussi un paramètre qui sert dans la construction des cartes de zones sismique quantifiant le niveau sismicité à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques (Figure 5).

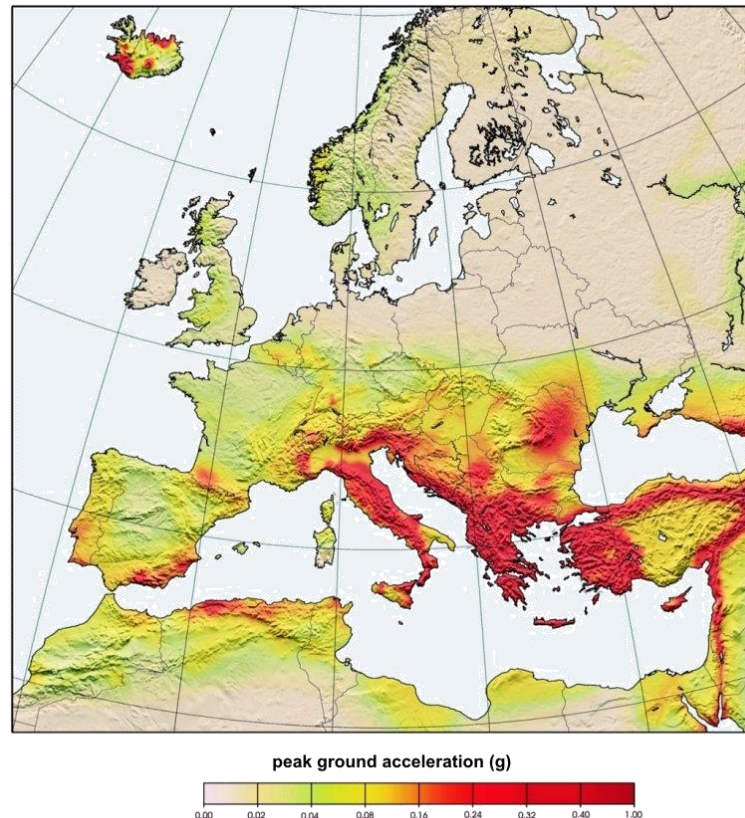


Figure 5 Carte de l'accélération maximale (PGA en  $m/s^2$ ). (Jiménez, Giardini et al. 2003)

- **Peak Ground Velocity (PGV)** : Il est défini comme la vitesse maximale du sol pendant un séisme. Le PGV est important car il est lié à la capacité des secousses sismiques à causer des dommages aux structures. Il est utilisé pour évaluer les effets de la secousse sismique sur les structures et peut être utilisé pour estimer les dommages potentiels.
- **Peak Ground Displacement (PGD)** : Il est défini comme le déplacement maximal du sol pendant un séisme. Le PGD est important car il est lié aux déformations potentielles des structures et des sols. Il est utilisé pour évaluer les effets de la secousse sismique sur les fondations et les structures souterraines.

Ces paramètres sont essentiels pour comprendre l'impact des séismes sur les structures et pour prendre des mesures préventives en matière de construction et de planification urbaine. Le tableau 5 donne un ordre de grandeur de PGA, PGV et PGD de quelque tremblement de terre.

Les réglementations et les codes de calculs qui utilisent le PGA, le PGV et le PGD comprennent notamment les normes de l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) et les normes canadiennes, L'Eurocode 8 et RPOA utilisent le PGA, le PGV et le PGD et le rapport PGV/PGA pour évaluer les risques sismiques concevoir des structures parasismiques et estimer les dommages potentiels causés par les séismes (Bommer, Douglas et al. 2010). Ces paramètres sont utilisés pour déterminer les forces sismiques maximales auxquelles les ponts doivent être conçus pour résister.

Tableau 5. Paramètres d'amplitude (PGA, PGV et PGD) de différents tremblements de terre

Tremblements de terre	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
Haiti	0.5-0.7	5-10	10-20
Sumatra, Indonésie	0.5-1.0	10-20	20-40
Tangshan, China	0.3-0.5	5-10	10-20
Kantō, Japan	0.3-0.5	5-10	10-20
Ashgabat, Turkmenistan	0.3-0.5	5-10	10-20
Sichuan, Chine	0.5-1.0	10-20	20-40
Messina, Italie	0.3-0.5	5-10	10-20
Bam, Iran	0.3-0.7	5-15	10-30
Tohoku, Japan	1.0-2.0	20-40	40-80
El Asnam, Algérie	0.4-0.6	5-10	10-20
Boumerdès, Algérie	0.3-0.6	5-10	10-20

Le rapport entre PGV et PGA est souvent utilisé pour avoir une indication sur la distance par rapport à l'épicentre. Habituellement un PGV/PGA supérieur aux 2/3 suppose que l'enregistrement a été fait dans champs proche. Par conséquent un rapport inférieur aux 2/3 veut dire qu'on est champs lointains.

Le PGA est aussi un paramètre qui sert dans la construction des cartes de zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques (Figure 6).

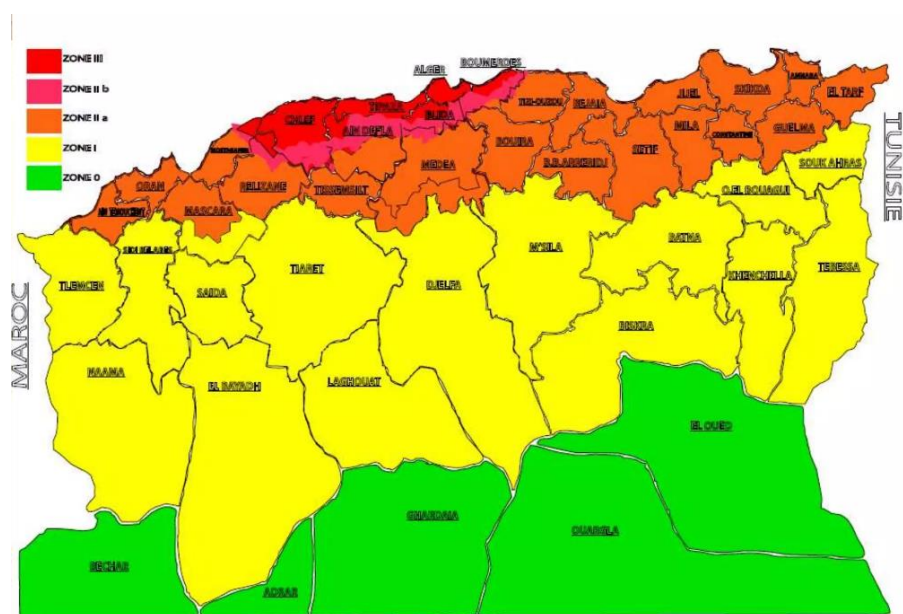


Figure 6. Zonage sismique selon RPOA, Zone III PGA : 0.25-0.4g, Zone IIb PGA : 0.20-0.30g, Zone IIa PGA : 0.15-0.25g, Zone I PGA : 0.1-0.15g, Zone 0 PGA < 0.1g

### 2.7.2 DUREE DU TREMBLEMENT DE TERRE

La durée d'un accélérogramme, par définition, fait référence à l'intervalle de temps pendant lequel le mouvement du sol, tel qu'enregistré par l'accélérographe, dépasse un certain seuil ou présente une activité sismique significative. La détermination de cette durée peut varier en fonction des différentes définitions utilisées en littérature. D'abord, elle peut être déterminée par un seuil d'accélération, définie comme l'intervalle de temps pendant lequel l'accélération du sol dépasse une certaine valeur, souvent un pourcentage de l'accélération maximale. Page et al (1972) et Wong et al (1979) ont proposé la " durée crochets ", qui est l'intervalle de temps entre le premier et le dernier pic d'accélération supérieure à une valeur donnée (généralement 0,05 g).

Ensuite, elle peut être basée sur le contenu énergétique du mouvement du sol, comme l'intensité Arias, qui mesure l'énergie cumulée du mouvement du sol au fil du temps, la durée étant alors définie par l'intervalle nécessaire pour accumuler un certain pourcentage de l'énergie totale. Trifunac et Brady (1975) définissent la durée par l'intervalle de temps dans lequel une contribution significative à l'intégrale du carré de l'accélération dénommé l'intensité d'Arias prend place (entre 5% et 95%). Une autre procédure suggérée par McCann et Shah (1979) est basée sur la moyenne du taux d'énergie d'arrivée. La durée est obtenue en examinant la racine de l'accélération (RMS). La durée peut également être définie en fonction de l'importance de la réponse structurelle, c'est-à-dire l'intervalle de temps pendant lequel le mouvement du sol a un effet significatif sur la structure, influençant son élasticité ou son potentiel de dommages. Les caractéristiques des ondes sismiques, telles que la durée des secousses importantes et l'intervalle entre l'arrivée des ondes sismiques et le retour aux conditions ambiantes, influencent aussi la durée d'un accélérogramme.

Enfin, différentes définitions réglementaires et techniques peuvent être appliquées par divers organismes de réglementation, comme le NEHRP, basées sur l'application prévue et les caractéristiques de réponse structurelle (Batou 2015).

La Figure 7 présente une comparaison des durées des tremblements de terre obtenues en utilisant différentes procédures. Ces comparaisons montrent que chaque méthode donne des durées différentes pour un même séisme. Il est important de noter qu'il n'existe pas de définition standardisée de la durée des tremblements de terre, et le choix de la méthode de détermination dépend de l'objectif de l'application. Par exemple, la définition de McCann et Shah (1979), qui est basée sur la valeur RMS de l'accélération, est appropriée pour l'analyse des caractéristiques fixes des enregistrements sismiques et pour le calcul de la densité spectrale de puissance. En revanche, les durées définies par Page et al (1972) et Wong et al (1979) peuvent être plus adaptées pour calculer la réponse élastique et inélastique des structures ainsi que pour évaluer les dommages structurels.

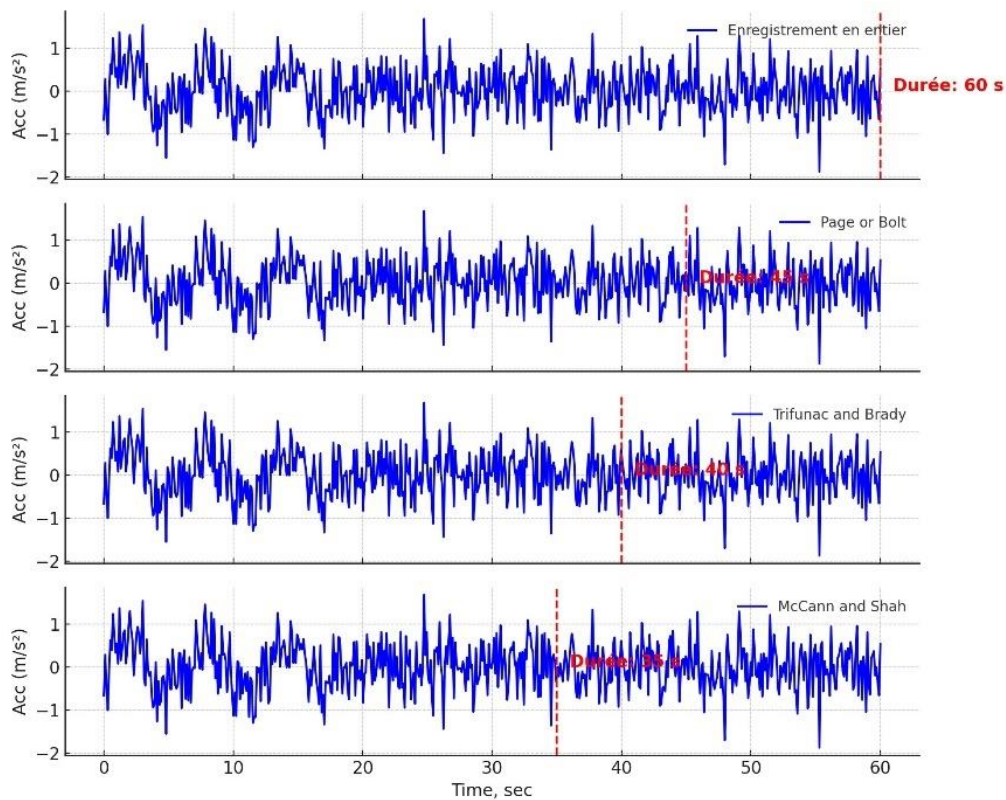


Figure 7 Comparaison entre différentes méthodes de calcul de la durée d'un accélérogrammes. Enregistrement en entier : la durée est de 45 secondes selon Page et al (1972) et de 40 secondes selon Wong et al (1979) et d'après Trifunac et Brady (1975) la durée est de 35s.

### 2.7.3 INTENSITE D'ARIAS

L'intensité Arias (IA) est une mesure de la force d'un mouvement de terrain sismique. Elle détermine l'intensité de secousses en mesurant l'accélération des ondes sismiques transitoires. Elle peut également être définie comme la somme de tous les carrés des valeurs d'accélération à partir des enregistrements de mouvements forts sismiques.

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt \quad (2)$$

Où  $a(t)$  est l'évolution temporelle d'une accélération d'une durée totale  $T$ .

A titre d'exemple, l'intensité d'Arias, calculée pour le séisme de Northridge, est d'environ **2.77 m/s<sup>2</sup>**. Ce résultat reflète l'énergie du mouvement du sol et son impact potentiel sur les structures et le sol environnant. La figure 8 montre l'évolution de l'intensité d'Arias pour les séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdès. L'intensité d'Arias permet d'évaluer l'énergie sismique transmise au sol au fil du temps et son impact potentiel sur les structures. La courbe correspondant au séisme de Loma Prieta montre une accumulation progressive de l'intensité, indiquant une libération d'énergie modérée et soutenue. En revanche, les courbes des séismes de Northridge et Boumerdes présente une pente plus abrupte, traduisant une libération rapide et concentrée de l'énergie, ce qui correspond à un séisme plus brutal avec des secousses intenses.

L'analyse des courbes montre que plus la pente de l'intensité d'Arias est raide, plus le séisme est violent et l'énergie libérée rapidement. À l'inverse, une montée plus progressive indique une secousse prolongée avec une distribution de l'énergie sur une durée plus longue. Ces résultats permettent d'apprécier la sévérité de chaque événement sismique et d'évaluer son impact potentiel sur les constructions et l'environnement.

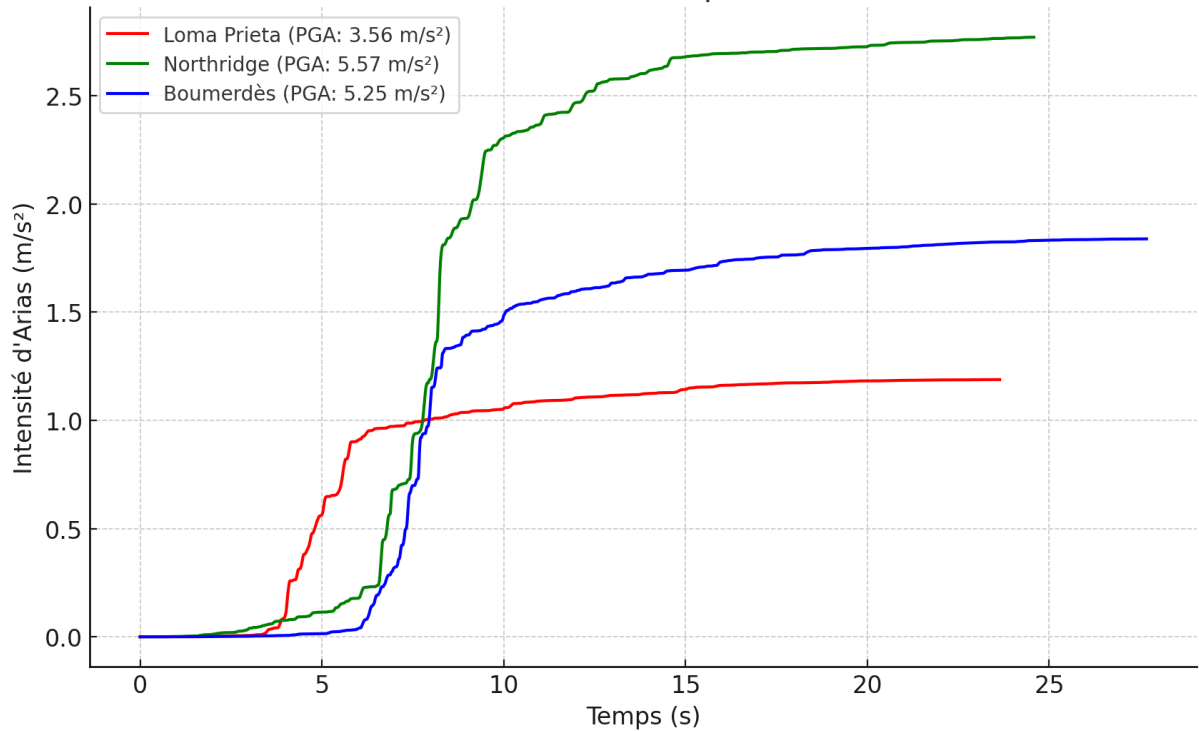


Figure 8 évolution de l'intensité d'arias en fonction du temps des séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdès

#### 2.7.4 RACINE CARRE MOYENNE DE L'ACCELERATION –RMS-

Un autre paramètre qui peut être utilisé pour estimer le potentiel d'endommagement est la RMS qui est définie comme l'intégrale du carré de l'accélération du sol, ce qui peut être apparenté à une mesure de la capacité en énergie du tremblement de terre. Néanmoins, un mouvement fort du sol à courte durée pourrait avoir la même valeur de RMS qu'un mouvement du sol plus faible à très longue durée.

$$a_{rms}^2 = \frac{1}{(t_2 - t_1)^2} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt \quad (3)$$

où  $(t_2 - t_1)$  désigne la durée significative comme celle définie par Trifunac et Brady (1975).

Un exemple de valeurs de RMS (Root Mean Square) pour les séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdès, comparés au valeur de PGA, est donné dans le Tableau 6.

**Tableau 6 Les valeurs du PGA et de RMS des séismes Loma Prieta, Northridge et Boumerdès**

Seisme	PGA (m/s <sup>2</sup> )	RMS (m/s <sup>2</sup> )
Loma Prieta	3,56	0,56
Northridge	5,57	0,84
Boumerdès	5,25	0,64

### 2.7.5 VITESSE ABSOLUE CUMULEE

La vitesse cumulée de l'historique temporel d'un accélérogramme est définie comme l'intégrale de l'accélération absolue sur une durée significative. Il représente l'aire sous l'accélérogramme absolu au fil du temps et est obtenu grâce à l'intégration des valeurs d'accélération absolue.

$$CAV = \int_0^{t_{max}} |a(t)| dt \quad (4)$$

Où  $|a(t)|$  est la valeur absolue de l'accélération à l'instant  $t$  et  $t_{max}$  est la durée totale.

Bien que nommée vitesse absolue cumulée, le CAV n'est pas directement liée à la vitesse d'un séisme, même si elle a la dimension d'une vitesse. Il est évident à partir de la définition de CAV que sa valeur augmente avec le temps jusqu'à ce qu'elle atteigne sa valeur maximale à  $t_{max}$ . Par conséquent, la CAV comprend des effets cumulatifs de la durée du mouvement du sol. Ceci est un avantage clé que la CAV possède par rapport aux valeurs maximale, ce qui a poussé EPRI (1988) de considérer cette mesure la mieux adaptée pour corrélérer le niveau de dommages.

Ce paramètre est utilisé pour caractériser l'effet cumulatif du mouvement du sol sur les structures et est particulièrement pertinent pour évaluer le potentiel de dommages et de déformations structurels. La vitesse cumulée fournit des informations précieuses sur l'énergie totale transmise à la structure et constitue un facteur important en ingénierie sismique pour évaluer la réponse dynamique et le potentiel de dommages des structures.

La valeur CAV plus élevée du séisme de Northridge indique des vibrations plus intenses pour une durée presque équivalente aux deux autres séismes (voir Tableau 7)

**Tableau 7 Durée PGA et de CAV des séismes Loma Prieta, Northridge et Boumerdès**

Séisme	Durée (s)	PGA (m/s <sup>2</sup> )	CAV (m/s)
Loma Prieta	23,64	3,56	7,48
Northridge	24,58	5,57	12,13
Boumerdès	27,68	5,25	10,02

### 2.7.6 CONTENU FREQUENTIEL

Le contenu fréquentiel peut être examiné en transformant le mouvement du domaine temporel au domaine des fréquences par l'intermédiaire d'une transformée de Fourier. Le spectre d'amplitude de Fourier et la densité spectrale de puissance, qui sont basés sur cette transformation, peuvent être utilisés pour caractériser le contenu en fréquences. Ils sont brièvement décrits ci-dessous :

#### 2.7.6.1 LE SPECTRE D'AMPLITUDE DE FOURIER

La transformée de Fourier d'un accélérogramme  $a(t)$  est obtenue par l'intégrale suivante :

$$F(\omega) = \int_0^T a(t)e^{i\omega t} dt \quad (5)$$

Où T est la durée de l'accélérogramme. Le spectre d'amplitude de Fourier est défini comme la racine carrée de la somme des carrés des parties réelle et imaginaire de F ( $\omega$ ).

Ainsi, le spectre d'amplitude de Fourier :

$$FS(\omega) = \sqrt{\left[ \int_0^T a(t) \sin \omega t dt \right]^2 + \left[ \int_0^T a(t) \cos \omega t dt \right]^2} \quad (6)$$

Le spectre d'amplitude de Fourier est intéressant pour les sismologues afin de caractériser le mouvement du sol.

La Figure 9 révèle des différences dans la distribution de l'énergie sismique en fonction de la fréquence pour les séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdès. Si les trois séismes présentent des fréquences dominantes basses qui sont généralement associées aux mouvements du sol qui peuvent causer des dommages significatifs aux structures, les séismes de Loma Prieta et Boumerdès présentent des pics marqués à des fréquences spécifiques, ce qui signifie que la majorité de l'énergie du séisme est concentrée autour de certaines fréquences dominantes. Une telle concentration d'énergie peut avoir un effet plus destructeur sur les structures sensibles à ces fréquences spécifiques. Contrairement aux autres, le spectre de Northridge est plus réparti sur une gamme de fréquences plus large, avec moins de pics distincts. Cela signifie que ce séisme a distribué son énergie sur plusieurs fréquences, ce qui peut indiquer une excitation plus complexe du sol, probablement due à un mécanisme de rupture plus irrégulier ou à des effets de propagation plus variés. En effet, une telle distribution d'énergie peut affecter une gamme plus large de structures, car différentes fréquences sont excitées simultanément.

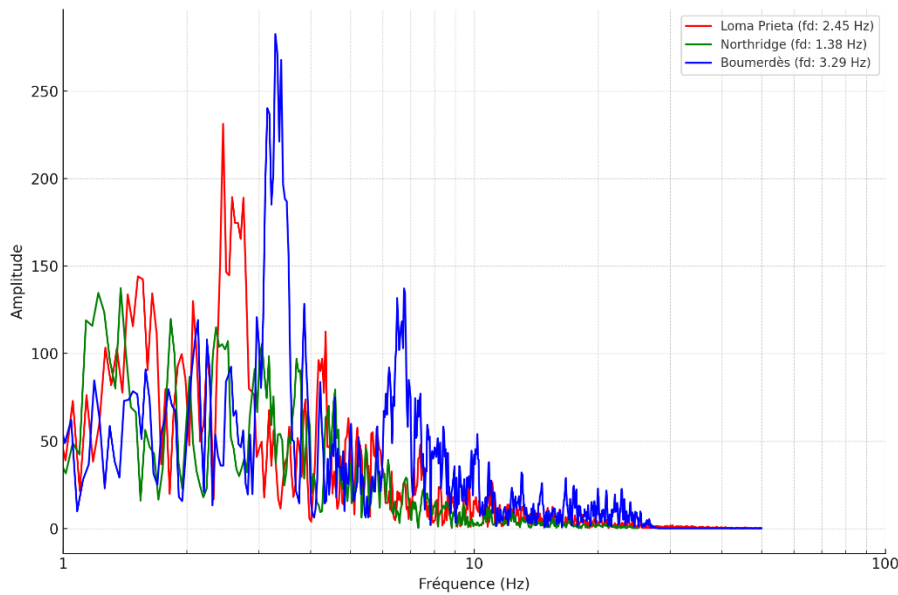


Figure 9. Spectre de Fourier du tremblement des séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdes

### 2.7.6.2 LA DENSITE SPECTRALE DE PUISSANCE

L'analyse spectrale d'un signal consiste à calculer la quantité d'énergie (ou de puissance) contenue dans les différentes composantes fréquentielles du signal. Pour cela, on associe au signal  $a(t)$  une fonction définie dans le domaine fréquentiel appelée densité spectrale d'énergie (DSE) ou de puissance (DSP) suivant la nature de  $a(t)$ . Cette grandeur notée par  $S(\omega)$  mesure la quantité d'énergie (respectivement de puissance) entraînée par  $a(t)$  dans une gamme de fréquence.

Le séisme est un phénomène imprévisible dont la modélisation est complexe, la complexité vient du fait que c'est de l'aléatoire. Le séisme est caractérisé par des variables aléatoires dont l'accélération et sa fonction d'autocorrélations  $R(\tau)$  qui est définie par l'expression suivante :

$$R(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} a(t)a^*(t - \tau)dt \quad (7)$$

La densité spectrale de puissance d'un signal est la transformée de Fourier de la fonction d'autocorrélation :

$$S(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int R(\tau)e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (8)$$

La densité spectrale de puissance d'un processus aléatoire peut être calculée à partir de la transformée de Fourier.

$$S(\omega) = \frac{1}{T\pi} |F(\omega)|^2 \quad (9)$$

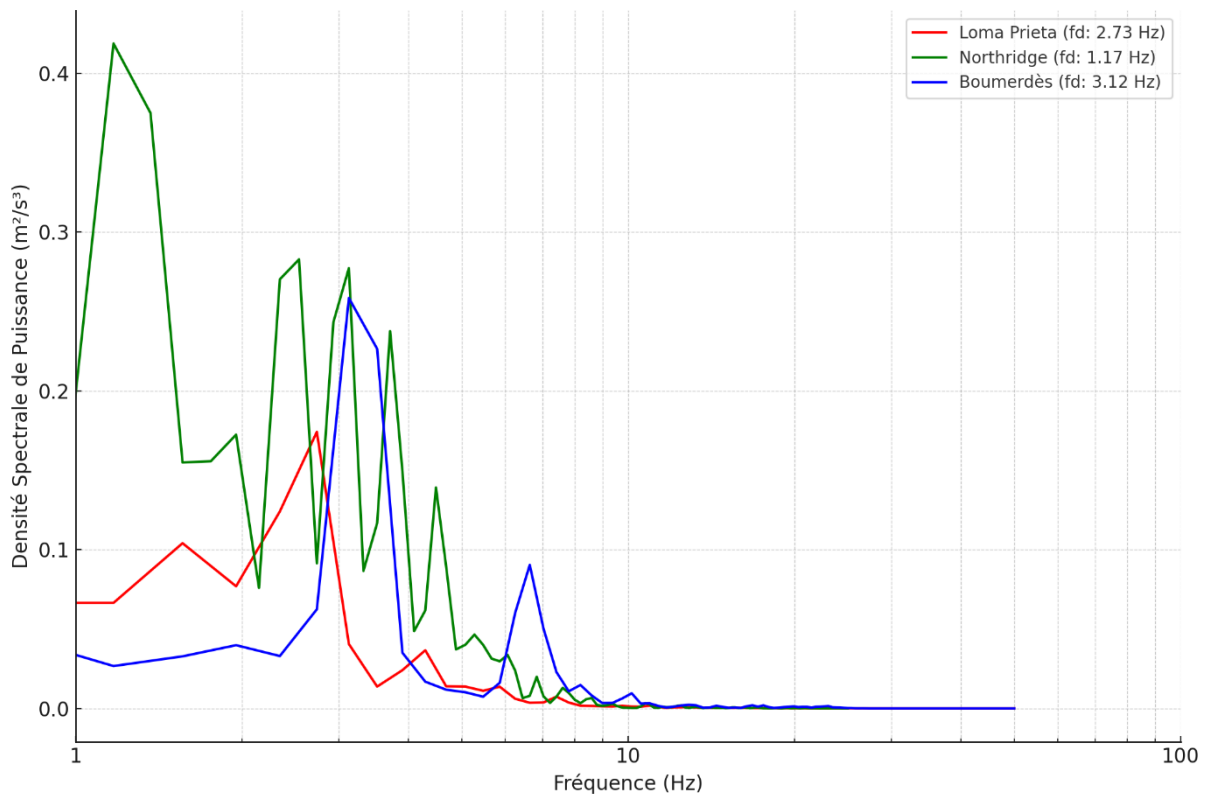
La Densité Spectrale de Puissance est utilisée dans une analyse dynamique des structures dans le cas des vibrations aléatoires car on peut connaître le maximum de la réponse d'un

oscillateur. Une densité spectrale de puissance peut être utilisée pour constituer un spectre de réponse compatible avec celle-là.

Tout comme la transformée de Fourier, la DSP est aussi utilisée pour connaître le contenu fréquentiel d'une secousse sismique cela veut dire représenter des accélérogrammes dans un domaine fréquentiel.

Lorsqu'un signal n'est pas déterministe, on se limite à une certaine durée d'observation, en essayant de la prendre telle que l'on ait toutes les variations possibles du signal. La notion de densité spectrale d'un signal déterministe est alors remplacée par celle de la moyenne des densités spectrales obtenues sur plusieurs intervalles d'observations. On obtient alors un spectre.

On remarque sur la figure 10 que la DSP est plus lisse que le spectre d'amplitude de Fourier, ce qui facilite la lecture et l'interprétation des résultats. Contrairement au spectre de Fourier, qui ne donne qu'une amplitude brute, la DSP permet de quantifier directement la puissance associée à chaque fréquence. Comme observé sur le spectre de Fourier, les séismes Loma Prieta et Boumerdès montrent des pics marqués dans les deux analyses, indiquant une concentration d'énergie sur des fréquences spécifiques. Alors que pour le séisme de Northridge a un spectre plus diffus, ce qui est également confirmé dans la DSP, montrant que l'énergie est répartie sur une large gamme de fréquences.



**Figure 10. Densité Spectrale de Puissance du tremblement des séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdès.**

### 2.7.7 CLASSIFICATION DES SITES

Il est désormais largement répondu de prendre en compte de l'effet de site dans les spectres de réponse réglementaire (Seed, Ugas et al. 1976, Seed, Romo et al. 1988, Idriss 1990, Idriss 1991). Cet effet est généralement pris en compte en considérant différentes classes de sol et par conséquent l'attribution de facteurs d'amplification (ou de désamplification) du sol associé. En ce qui concerne la réglementation américaine l'ASCE 7 (Engineers 2017), on retrouve 5 classes de sols (A à E), tandis que l'Eurocode 8 (EN 1998) définit quatre classes de sites (A à D), et dans la RPA les sites sont classés en 04 catégories (S1 à S4). L'ASCE 7 et l'Eurocode 8 définissent également deux classes supplémentaire sensible à la liquéfaction et à l'écoulement plastique. Plusieurs paramètres caractéristiques sont utilisés, dans chaque code, pour la classification d'un site. Le tableau 8 compare les paramètres de classification des sols utilisés dans chaque code. Néanmoins, La vitesse moyenne des ondes de cisaillement reste le paramètre géotechnique le plus couramment utilisé pour la classification des sols, Dans le cas contraire, il convient d'utiliser les autres paramètres NSPT, de  $c_u$ ,  $q_c$ ,  $E_p$  ou de  $q_u$ . Seuls l'Eurocode 8 précise l'ordre de préférence des différents paramètres géotechniques pour décider de la classe de site. La priorité dans l'Eurocode 8 est pour  $V_S$  et en l'absence de  $V_S$ , les valeurs  $N_{SPT}$  peuvent être utilisées.

**Tableau 8. Comparaison entre les paramètres de classification des sols selon ASCE7, EC8 et RPOA.**

Paramètres de classification des sols	L'ASCE 7	Eurocode 8	RPOA
Vitesse d'onde de cisaillement $V_S$	✓	✓	✓
Résistance SPT $N_{SPT}$	✓	✓	✓
Résistance au cisaillement non drainé $c_u$	✓	✓	
Résistance au pénétromètre statique $q_c$			✓
Module pressiomètre $E_p$			✓
Pression limite pressiomètre $p_l$			✓
Résistance en compression simple $q_u$			✓

Une comparaison entre les l'ASCE7, EC8 et le RPOA selon les classes de sol est illustré sur la figure 11. Cette comparaison se base sur les deux seuls paramètres communs entre les 3 codes  $V_S$  et  $N_{SPT}$ . La Figure 11 montre qu'il existe une certaine parité dans les limites des paramètres géotechniques spécifiés par les différents codes pour les classes de sols plus meubles, cependant, des différences significatives existent pour les sites plus rigides et rocheux. Cela est dû à la disponibilité de différents types de roches dans les régions pour lesquelles les codes sont applicables (Weatherill and Burton 2010).

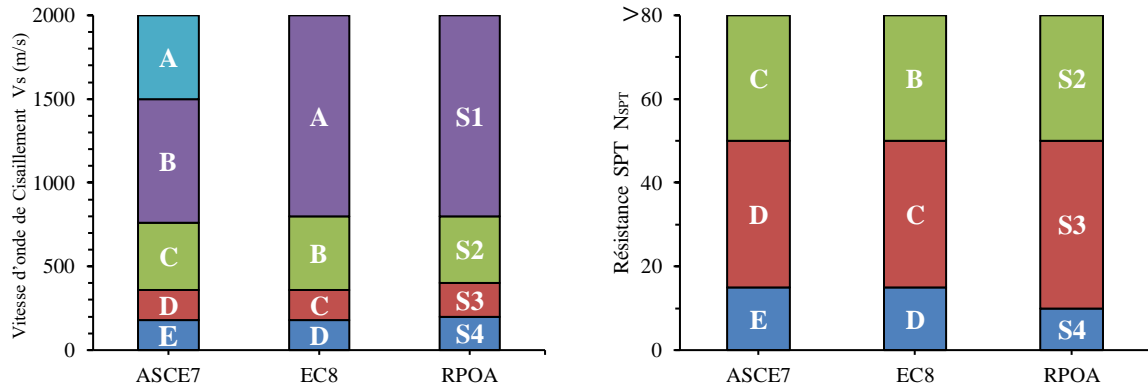


Figure 11. Comparaison des paramètres Vs et Nsppt des règlementations ASCE7, EC8 et RPOA

Il est désormais largement reconnu (Fu and Sun 2006, Kamatchi, Rajasankar et al. 2010) que la profondeur du sol joue un rôle très important dans l'amplification du sol et que la classification des sites devrait inclure ce paramètre. Cependant, seul le NZS 1170.5 (Rashid, Sullivan et al. 2021) reconnaît ce fait et classe les sites à sol peu profond et profond sont respectivement classés dans les classes C et D, en fonction de la profondeur du sol et de la période naturelle de faible amplitude du site.

## 2.7.8 SPECTRES DE REPONSE

### 2.7.8.1 DEFINITION DE SPECTRE DE REPONSE

Dans la pratique, l'ingénieur de construction n'a besoin que de la réponse maximale pour dimensionner sa structure. Pour faciliter sa tâche, on introduit la notion de spectre de réponse. Le spectre de réponses est un outil très important lors d'une analyse sismique ou pour la conception des structures et les équipements. À la différence de la densité spectrale de puissance laquelle donne des informations sur le contenu énergétique et fréquentiel d'un séisme, le spectre de réponse est une représentation dans le domaine fréquentiel qui décrit la réponse maximale d'un système à une excitation sismique en fonction de la période propre d'oscillation. Il est utilisé en analyse dynamique pour évaluer les effets sismiques sur les structures. Le spectre de réponse introduits par Biot (1941) et Housner (1964) est construit en faisant varier la fréquence d'un oscillateur à un degré de liberté (SDOF). Ainsi, pour chaque fréquence (ou période) on détermine réponse maximale du système, comme bien illustré sur la figureFigure 12. Cette représentation permet d'avoir directement, via seulement la période, les réponses maximales (déplacement, accélération, pseudo-accélération, vitesse) au centre de gravité d'une structure, et, par conséquent, obtenir une estimation des efforts que subira une structure en cas de séisme. Les spectres de réponse sont largement utilisés en conception parasismique.

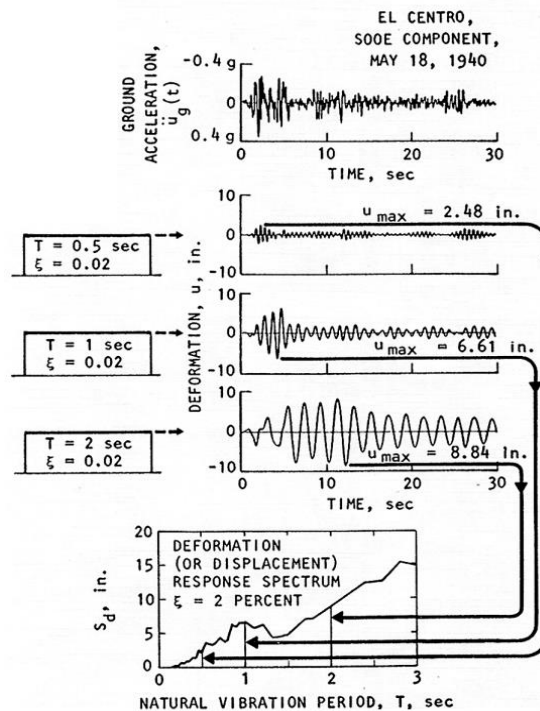


Figure 12. Procédure de calcul du spectre de réponse à partir de l'accélération selon Chopra (1981)

L'analyse du Spectre de Réponse en Accélération pour les séismes de Loma Prieta, Northridge et Boumerdès (voir la figure 13) révèle une grande variabilité en fonction de la période propre des structures. En conséquence, la compatibilité des signaux sismique temporels aux spectres de réponse règlementaire est essentielle pour évaluer avec précision les performances sismiques des structures. Cette compatibilité garantit que les entrées de mouvement du sol reflètent des scénarios sismiques réalistes, ce qui conduit à des réponses structurelles plus fiables. Les sections suivantes soulignent l'importance de cette pratique.

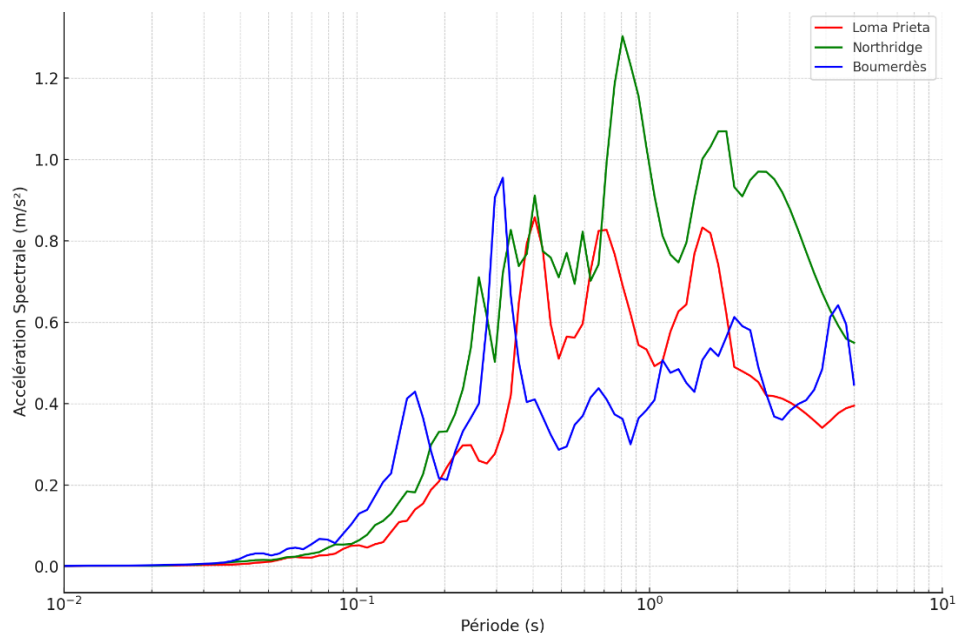


Figure 13 Spectre de Réponse en Accélération ( $\xi = 5\%$ ) pour les séisme Loma Prieta , Northridge et Boumerdes

### 2.7.8.2 SPECTRES DE REPONSES DES CODES DE CALCULS

Les spectres de réponse sont utilisés dans plusieurs codes de calcul pour dimensionner les ouvrages et les bâtiments en fonction des effets sismiques. Outre la période de la structure, les spectres de réponses utilisés dans les codes parasismiques dépendent d'autres paramètres tels que :

- Zone de sismicité : La zone sismique dans laquelle se trouve l'ouvrage d'art est un paramètre crucial pour déterminer le spectre de réponse élastique. Les caractéristiques sismiques de la zone, telles que l'accélération de calcul et les périodes caractéristiques des branches du spectre, influent sur la forme du spectre de réponse élastique.
- Amortissement : Le niveau d'amortissement de la structure est un paramètre important pour déterminer le spectre de réponse élastique. L'amortissement affecte la dissipation d'énergie et influence la forme du spectre de réponse élastique.
- Type de sol : Les propriétés du sol ont un impact significatif sur le spectre de réponse élastique. Les coefficients de sol et les caractéristiques géotechniques du site sont des paramètres importants à prendre en compte. Voici quelques exemples de codes de calcul qui utilisent les spectres de réponse :

#### 1. Eurocode 8 :

Le spectre de réponse élastique est un élément clé de la norme européenne. L'expression générale du spectre d'accélération élastique en fonction de la période  $T$  est donnée par :

$$S_e(T) = \begin{cases} a_{gr} \cdot S \cdot \gamma_l \left(1 + \frac{T}{T_B} (\eta - 1)\right) & 0 < T < T_B \\ a_{gr} \cdot S \cdot \gamma_l \eta & T_B < T < T_C \\ a_{gr} \cdot S \cdot \gamma_l \eta \frac{T_B}{T} & T_C < T < T_D \\ a_{gr} \cdot S \cdot \gamma_l \eta \frac{T_C T_D}{T^2} & T_D < T \end{cases} \quad (10)$$

$S_e$  ordonnée du spectre de réponse élastique,

$T$  période de vibration d'un système à un degré de liberté,

$a_{gr}$  accélération de calcul,

$T_B, T_C, T_D$  périodes caractéristiques des branches du spectre,

$T_B$  : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante,

$T_C$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

$T_D$  : valeur définissant le début de la branche à déplacement constant  $S$  paramètre du sol,

$\gamma_l$  coefficient d'importance du bâtiment,

$\eta$  coefficient de correction d'amortissement ( $\eta=1$  pour l'amortissement 5%).

Le spectre de réponse élastique de l'Eurocode 8 est généralement divisé en plusieurs segments, chacun correspondant à une gamme de périodes et à des comportements sismiques distincts :

- Segment de zone croissante en accélération (Phase A) : Pour les petites périodes ( $T \leq T_B$ ), l'accélération spectrale est croissante.
- Segment de zone constante en accélération (Phase B) : Pour des périodes entre  $T_B$  et  $T_C$ , l'accélération spectrale reste constante.
- Segment de zone constante en vitesse (Phase C) : Pour des périodes entre  $T_C$  et  $T_D$ , l'accélération spectrale diminue inversement à la période.
- Segment de zone décroissante en déplacement (Phase D) : Pour des périodes supérieures à  $T_D$ , l'accélération spectrale diminue plus rapidement., l'accélération spectrale diminue proportionnellement à l'inverse du carré de la période.

Néanmoins, chaque pays peut définir ses propres zones sismiques, avec des niveaux de sévérité différents pour les séismes attendus., influençant les valeurs de  $ag$ . Par exemple, l'Italie et la Grèce, situées dans des zones de haute sismicité, auront des valeurs de  $ag$  plus élevées comparées à des pays comme la Pologne. De même, les paramètres comme  $T_B, T_C, T_D$ , et le coefficient de sol  $S$  peuvent varier selon les annexes nationales, ce qui entraîne des spectres de réponse élastique différents pour des périodes identiques.

D'autres part, les pays peuvent ajuster les exigences de conception pour répondre aux spécificités locales, telles que la typologie des bâtiments et les pratiques de construction. Par exemple, en Espagne, les exigences peuvent être plus strictes en raison de la prévalence de bâtiments en maçonnerie dans les régions sismiquement actives.

En ce qui concerne l'Amortissement, certains pays peuvent ajuster le facteur d'amortissement  $\eta$  pour mieux refléter les caractéristiques locales de l'amortissement structurel.

Au finale, chaque pays peut publier une annexe nationale qui adapte certaines parties de l'Eurocode 8 pour mieux correspondre à ses conditions locales.

## 2. ASCE 7-22 :

Les normes américaines telles que l'ASCE/SEI 7 (American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute) (Engineers 2017) et l'IBC (International Building Code) définissent les critères de conception parasismique et les charges sismiques maximales en fonction du spectre de réponse élastique.

L'ASCE/SEI 7 est un standard de référence pour la conception des structures en vue de leur résistance aux charges environnementales, y compris les séismes. Il offre une méthodologie détaillée pour la création de spectres de réponse. Le spectre de réponse élastique est défini par les équations suivantes :

$$S_a(T) = \begin{cases} S_{DS} \cdot \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_B}\right) & 0 < T < T_0 \\ S_{DS} & T_0 < T < T_s \\ S_{D1} \frac{T_s}{T} & T_s < T < T_L \\ S_{D1} \frac{T_s T_L}{T} & T_L < T \end{cases} \quad (11)$$

avec  $T_0 = 0.2T_s, T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

$S_{DS}$ : Accélération spectrale de conception pour les périodes courtes.

$S_{D1}$  : Accélération spectrale de conception pour une période de 1 seconde.

$T_L$  : Période limite au-delà de laquelle le spectre de réponse est constant.

Le spectre de conception est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur de réduction  $R$  et un facteur d'importance  $I_e$

$$S_{a,ASCE} = \frac{S_a}{R/I_e} \quad (12)$$

$R$  : Facteur de réduction de la réponse qui reflète la capacité de la structure à dissiper l'énergie.

$\phi$  : Facteur de modification de la réponse pour les effets d'amortissement autres que 5%.

### 3. Règlements Parasismique Algérienne

Pour déterminer le spectre de réponse élastique selon la Réglementation Parasismique Algérienne (RPA) 2024 il est nécessaire de suivre les étapes et les équations spécifiques définies dans le document technique réglementaire. Voici un résumé des principales étapes et formules :

**Coefficient d'accélération de zone  $A_g$** , dépend de la zone sismique où se trouve la structure.

**Coefficient de site ( $S$ )**, dépend du type de sol sur lequel la structure est construite.

**Coefficient de comportement ( $q$ )**, représente la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique par des déformations inélastiques.

Le spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ( $g$ ) est donné par :

$$\frac{S_{ae}(T)}{g} = \begin{cases} A. I. S. \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 < T < T_1 \\ A. I. S. (2.5\eta) & T_1 < T < T_2 \\ A. I. S. (2.5\eta) \frac{T_2}{T} & T_2 < T < T_3 \\ A. I. S. (2.5\eta) \frac{T_2 T_3}{T^2} & T_3 < T < 4s \end{cases} \quad (13)$$

$\frac{S_{ae}(T)}{g}$ : Spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur  $g$ .

$T$  : Période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.

$A$  : Coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe  $S_1$  pour la période de retour de non effondrement  $T_r = 475$  ans.

$T_1$ : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

$T_2$ : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

$T_3$ : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

$I$  : Coefficient d'importance.

$S$  : Coefficient de site.

$\eta$ : Coefficient de correction de l'amortissement.

**Tableau 9. Comparaison entre les spectres règlementaire des codes EC8 ASCE 7 et RPA**

ASPECT	EUROCODE 8	ASCE 7	RPA 2003
<b>FORME DU SPECTRE</b>	Un spectre à 4 branches avec des périodes caractéristiques TB, TC et TD.	Propose deux types de spectres - multipériode et à deux périodes, avec des périodes caractéristiques T0, TS et TL.	Utilise le coefficient d'accélération de zone A, le facteur de qualité Q, et le coefficient de site S.
<b>PARAMETRES D'ENTREE</b>	Utilise l'accélération au rocher $a_g$ , le coefficient de sol S, et le facteur d'importance $\gamma I$ .	Se base sur les paramètres SDS et SD1 qui dépendent de la localisation et du type de sol.	Utilise le coefficient d'accélération de zone A, le facteur de qualité Q, et le coefficient de site S.
<b>PRISE EN COMPTE DU COMPORTEMENT NON-LINEAIRE</b>	Utilise le coefficient de comportement q pour réduire le spectre élastique.	Applique un facteur de réduction R et un facteur d'importance I.	Utilise le coefficient de comportement R
<b>COMPOSANTE VERTICALE</b>	Fournit des équations spécifiques pour le spectre vertical.	Définit la composante verticale comme une fraction de la composante horizontale.	Depuis 2024, la réglementation propose une composante verticale
<b>METHODES DE COMBINAISON MODALE</b>	Proposent plusieurs méthodes (SRSS, CQC).		Recommande principalement la méthode SRSS.

Le tableau 9 regroupe les principales différences entre les spectres de réponse réglementaires de l'Eurocode 8, ASCE 7 et RPA 2003 : Ces différences reflètent les approches spécifiques de chaque norme pour l'analyse sismique, adaptées aux contextes géologiques et aux pratiques de construction locales.

### 2.7.8.3 SPECTRE DE REPOSE INELASTIQUE :

Le spectre de réponse inélastique est une variante du spectre de réponse élastique qui prend en compte le comportement non-linéaire des structures lors d'un séisme. Il représente la réponse maximale d'un oscillateur simple non-linéaire à un mouvement sismique donné, en fonction de sa période propre et de son niveau de ductilité. Contrairement au spectre élastique, le spectre inélastique tient compte de la capacité de la structure à se déformer plastiquement et à dissiper de l'énergie au-delà de sa limite élastique. Par conséquent, le spectre inélastique est généralement défini pour différents niveaux de ductilité, représentés par un facteur de ductilité  $\mu$ . Ce facteur est le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique. Par rapport au spectre élastique, le spectre inélastique montre généralement des valeurs d'accélération réduites, reflétant la capacité de la structure à absorber l'énergie sismique par déformation plastique. Il est utilisé pour estimer de manière plus réaliste les forces sismiques de conception, en tenant compte de la capacité de dissipation d'énergie des structures.

Relation avec le spectre élastique : Le spectre inélastique peut être obtenu à partir du spectre élastique en appliquant des facteurs de réduction qui dépendent de la ductilité et de la période de la structure. L'utilisation du spectre inélastique permet une conception plus économique des structures, en exploitant leur capacité à se déformer plastiquement sans s'effondrer.

En résumé, le spectre de réponse élastique est basé sur l'hypothèse d'un comportement linéaire, tandis que le spectre de réponse inélastique prend en compte la réponse non linéaire des structures après plastification, fournissant ainsi des sollicitations sismiques plus réalistes pour la conception de structures.

## 2.8 CONCLUSION

Les évolutions temporelles des accélérations sont considérées comme une mine riche d'informations très utiles pour la classification des tremblements de terre, la quantification du potentiel de risque qu'encourent les structures lors d'un séisme et aussi pour être une base pour l'établissement de code parasismique.

Les paramètres des tremblements de terre peuvent être basés sur l'accélération comme : le pic maximal de l'accélération (PGA), Intensité d'Arias (AI), Durée Trifunac et vitesse absolue cumulé (CAV) ; les autres paramètres sont basés sur la vitesse du mouvement sismique on peut citer bien évidemment le pic maximal de la vitesse (PGV). Les représentations fréquentielles des évolutions temporels restent tout aussi importantes. En résumé, le spectre de réponse élastique d'est une représentation normalisée de la réponse sismique des structures, modulée par des paramètres locaux pour s'adapter aux divers environnements géologiques et sismiques à travers l'Europe. Les différences entre les pays résultent principalement de la personnalisation de ces

paramètres pour refléter les réalités locales en matière de risques sismiques et de pratiques de construction.

L'autre particularité des tremblements des terres, qui a été observé à travers les différents événements sismiques dévastateurs, est l'interaction sol structure. Il a été déjà démontré l'importance de prendre en compte cette variabilité lors de la conception des ouvrages

# CHAPITRE

# 3 INTERACTION SOL STRUCTURE

---

## 3.1 INTRODUCTION

De nombreux bâtiments, ponts, réservoirs de stockage et autres types de structures ont été gravement endommagés lors de graves tremblements de terre au cours de l'histoire.

Souvent, ces structures ont été généralement dimensionnées du point de vue structurel en considérant des encastremements ou appuis fixes à leurs bases, ce qui pourrait sembler être raisonnable pour les cas de structures légères bâtis sur des sols relativement rigides. Cependant, plusieurs types d'endommagement, après un tremblement de terre, ont été observés sur des structures dimensionnées sous ces conditions (Figure 14). C'est pourquoi, pour éviter de tels dommages causés par les tremblements de terre, il est impératif de tenir compte du comportement de la fondation avec le sol sous-jacent dans l'étude de la réponse globale de la structure sous sollicitation sismique. Cela signifie que les performances de la structure peuvent être modifiées en raison des effets d'interaction sol-structure (ISS ou en anglais SSI), des caractéristiques du séisme, de la trajectoire de l'onde sismique et de la réponse non linéaire du sol.

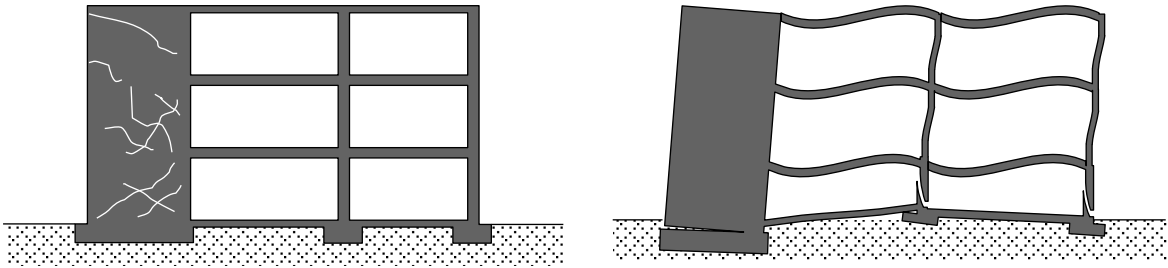


Figure 14. Influence de l'interaction sol structure sur le comportement structurel. a) ISS pas prise en compte induit une concentration des efforts dans le mur de refend, (b) grands déplacements dans la structure induits par la prise en compte de l'ISS.

### 3.2 ETAT COMPREHENSION SCIENTIFIQUE DE LA SSI : DES DEBUTS A L'ETAT ACTUEL

L'étude de l'interaction entre le sol et la structure a été initiée pour la première fois par des mathématiciens du 19<sup>e</sup> siècle tels que Clapeyron, Boussinesq et Lord Kelvin. Cette exploration a pris place lors de l'analyse du problème visant à déterminer les déplacements induits par des forces statiques concentrées agissant en un point arbitraire d'un demi-espace homogène élastique. Jusqu'au 20<sup>e</sup> siècle, l'effet de l'interaction avec le sol était généralement appréhendé sous un angle purement statique. En 1885, Boussinesq (2007) a avancé une solution pour les degrés de liberté en translation verticale d'une plaque circulaire rigide soumise à des charges verticales concentrées, en supposant un contact lisse entre l'interface plaque-sol. En utilisant la notation moderne, les expressions de la rigidité verticale ( $K_z$ ) ainsi que la distribution des contraintes ( $S_z$ ) proposées par Boussinesq se formulent comme suit :

$$K_z = \frac{4Ga}{1 - \nu} \quad (14)$$

$$\sigma_z|_{z=0} = \frac{P_z}{2\pi a \sqrt{a^2 - r^2}} \quad (15)$$

Où  $P_z$  est la charge verticale totale,  $G$  est le module de cisaillement,  $\nu$  est le coefficient de Poisson,  $a$  est le rayon de la plaque et  $r, z$  sont les coordonnées radiales et verticales.

Au début du 20<sup>e</sup> siècle, l'attention croissante de la communauté scientifique s'est portée sur l'étude de la dynamique de propagation des ondes dans le sol. Cependant, c'est dans le travail publié en 1935 par les chercheurs japonais Sezawa et Kanai (1935) que l'influence des effets d'interaction sol-structure sur la réponse structurelle a été abordée pour la première fois. Leur étude se concentrait sur la vibration décroissante d'une structure, résultant de la dissipation de son énergie dans le sol. Cinq ans plus tard, sur la base d'une analyse menée sur le Hollywood Storage Building à la suite du séisme de Long Beach en 1933, Martel (1953) rapportait que les

édifices érigés sur des sols mous étaient susceptibles de subir des dommages plus importants que ceux édifiés sur des sols fermes ou plats. Cette observation marquait la première prise en considération du problème de l'interaction sol-structure aux États-Unis. Par la suite, Borowicka en (1943) et Reissner & Sagoci en (1966) ont respectivement formulé une équation pour la rigidité de la fondation et la distribution des contraintes dans les cas de charges excentrées statiques et de charges de torsion statiques.

$$K_r = \frac{8Ga^3}{3(1-\nu)} \quad (16)$$

$$\sigma_z|_{z=0} = \frac{3rcos\theta}{2\pi a^3 \sqrt{a^2 - r^2}} \quad (17)$$

$$K_r = \frac{\pi Ga^2}{2(1-\nu)} \quad (18)$$

$$\sigma_z|_{z=0} = \frac{2x}{\pi a^2 \sqrt{a^2 - x^2}} M_r \quad (19)$$

Où  $M_r$  moment de basculement ;  $z$  azimuth,  $r$  distance radiale à un certain point dans la plaque,  $x$  abscisse,  $a$  un rayon ou une demi-largeur.

Dès les années 1950, un certain nombre de scientifiques ont commencé à étudier le problème du chargement dynamique. Les articles les plus notables sont ceux de Quinlan (1954), Sung (1954), Bycroft (1956), Warburton (1957), Thomson & Kobori (1963), Awojobi & Grootenhuus (1965), et Gladwell (1968). Cependant, les solutions analytiques suggérées étaient généralement destinées à des fondations circulaires sans frottement, tandis que les fondations rectangulaires étaient rarement présentes et les plages fréquentielles restreintes étaient rares. Cependant, l'étude de la réponse d'une plaque circulaire rigide sur un lit élastique soumise à une excitation harmonique avec quatre modes de vibration de Bycroft (1956), a permis de créer des modèles mathématiques pour évaluer l'impact de l'ISS plusieurs années plus tard.

Newmark et Hall (1973) ont effectué une étude analytique des systèmes élastoplastiques sur des bases rigides et flexibles et ont découvert que le SSI améliore la réponse structurelle en réduisant la demande de ductilité. D'autres recherches Ridell et Newmark (1979) ; Hidalgo et Arias (1990) ; McCann (1979) ont confirmé cette conclusion.

En 1974, Kausel (1974) a adopté une approche de modélisation numérique afin d'explorer les impacts de l'interaction sol-structure. Il a élaboré une méthode reposant sur les éléments finis et faisant usage de la technique d'expansion de Fourier pour déterminer la réponse de fondations axisymétriques et de systèmes sol-structure. Les résultats de cette étude ont démontré une concordance significative entre la réponse prédite par un modèle tridimensionnel et un modèle de déformation plane équivalente d'une centrale nucléaire érigée sur une strate. Kausel a été parmi les premiers à souligner l'importance de prendre en compte l'effet de la rigidité des fondations sur les ondes sismiques, ultérieurement désigné comme l'effet

cinématique, en plus de l'influence des forces d'inertie de la structure sur la déformation du sol, qualifié ultérieurement d'effet inertiel.

Par ailleurs, Kausel a préconisé des investigations approfondies sur l'influence de la flexibilité des fondations sur la réponse structurelle, ayant identifié une déformation significative du radier dans le modèle tridimensionnel (Kausel and Roesset 1974). Veletsos, en (1977), s'est penché sur les répercussions de l'interaction sol-structure sur l'amortissement efficace et la réponse sismique des structures. Plus tard, ses travaux pionniers ont été intégrés dans les dispositions de l'ATC-3 (1978).

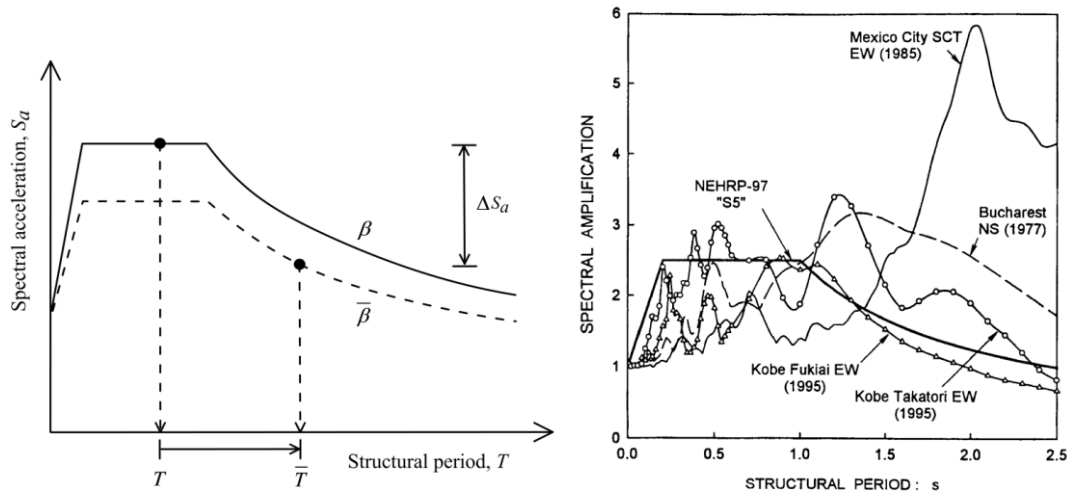
Dans cette perspective, divers chercheurs se sont penchés sur cette problématique, notamment Miranda et Bertero (1994). Leur étude, fondée sur des enregistrements de mouvements effectués sur des dépôts de sol meuble, révèle qu'à certaines plages de fréquences, une inversion de tendance peut se produire. Autrement dit, la demande de ductilité peut accroître proportionnellement à l'augmentation de la période. De manière complémentaire, les investigations théoriques menées par Priestley et Park (1987) ont démontré que la souplesse additionnelle acquise par une pile élastoplastique d'un pont, due à la flexibilité de la fondation, diminue la capacité de ductilité du système. Cette observation souligne ainsi un impact préjudiciable attribuable à l'interaction sol-structure (SSI).

En outre, Miranda et Bertero (1994), fondant leurs conclusions sur des enregistrements effectués sur des sols meubles, ont remis en question l'applicabilité des relations de Newmark et Hall (1973) aux mouvements du sol enregistrés sur des sols présentant une faible cohésion (Miranda and Bertero 1994). De fait, la tendance observée peut s'inverser, signifiant que la demande de ductilité pourrait croître en parallèle avec l'allongement de la période.

En intégrant l'interaction sol-structure (SSI) dans l'analyse dynamique inélastique des piles de pont, Ciampoli et Pinto (1995) ont mis en lumière l'importance du rapport de rigidité entre la structure et le sol, ainsi que du rapport hauteur/largeur de la structure dans la détermination de la réponse sismique des structures inélastiques. Ils ont identifié deux paramètres clés, à savoir le paramètre d'onde, reflétant la rigidité relative du sol par rapport à la structure, et le paramètre d'élançement, un paramètre géométrique essentiel à considérer.

Ciampoli et Pinto (1995) ont observé que la prise en compte de l'interaction sol-structure (SSI) dans la réponse inélastique des ponts entraîne une augmentation des déplacements en tête de piles, malgré une réduction des sollicitations en termes de ductilité.

Mylonakis et Gazetas (2000), en utilisant des enregistrements sismiques et des hypothèses théoriques, ont entrepris une étude visant à mettre en évidence les effets de l'interaction sol-structure (SSI) sur la réponse sismique des structures de pont. À l'encontre de la perception antérieure qui considérait l'effet de la SSI comme favorable, conduisant à une diminution de la demande en ductilité, ils ont démontré que, en plus de l'augmentation des accélérations spectrales illustrée dans la figure 15, l'accroissement de la période naturelle fondamentale d'une structure modérément flexible dû à la SSI peut avoir un impact défavorable sur la résistance sismique pour un séisme et un site donné.



**Figure 15. Un spectre de réponse typique selon les codes et les spectres de réponse provenant des enregistrements sismiques de certains tremblements de terre dévastateurs (Mylonakis and Gazetas 2000)**

Mylonakis et Gazetas (2000) ont également démontré que les effets préjudiciables de l'interaction sol-structure (SSI) sont significatifs pour les structures lourdes et rigides érigées sur des sols mous. Par conséquent, ils ont affirmé que négliger l'influence de l'ISS pourrait entraîner une évaluation inappropriée de la performance sismique des structures, confirmant ainsi les conclusions de Ciampoli et Pinto (1995).

Par la suite, L. Sakellariadis (2020), I. Anastasopoulos et G. Gazetas (2020) ont entrepris une enquête après le séisme de Kobe en 1995, se concentrant sur l'effondrement du pont Fukae de l'autoroute Hanshin (Figure 16). Leur étude a permis d'identifier le rôle crucial de l'ISS dans l'effondrement, en complément des problèmes de conception structurelle observés dans d'autres investigations.

Ghalibafian (2008) a investigué les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse des ponts, en mettant particulièrement l'accent sur le rapport entre la période de base flexible et la période de base fixe. Leurs conclusions ont souligné que les modèles à base fixe ne sont applicables que lorsque le rapport de rigidité de la superstructure à la rigidité de la fondation est faible. Dans de tels cas, l'effet de l'interaction inertielle sur la fréquence du système est négligeable par rapport à l'effet de l'interaction cinématique.



**Figure 16. Effondrement du pont Fukae après le tremblement de terre de Kobe 1995**

Jarernprasert et al. (2013) ainsi qu'Aydemir (2013) ont entrepris des études sur l'impact de la dégradation de la rigidité en considérant l'interaction sol-structure. Leurs investigations ont porté sur les facteurs de réduction de la résistance et les rapports de déplacement inélastique, suggérant que les effets de l'interaction sol-structure (SSI) peuvent être intégrés dans les codes sismiques à travers des ajustements des facteurs de réduction de la résistance et des rapports de déplacement inélastique.

Suite à l'étude des bâtiments endommagés après le séisme au Népal en 2015, Badry et Satyam (2017) ont relevé que l'influence de l'ISS peut être considérablement amplifiée par la dissymétrie des bâtiments. Stefanidou et al. (2017) ont exploré les effets de l'interaction sol-structure dans l'analyse de la fragilité sismique des ponts en béton armé, à la fois au niveau des composants et à l'échelle globale. Ils ont constaté que bien que les effets du SSI sur la probabilité de défaillance du système soient minimales, ils peuvent exercer un impact significatif sur la fragilité des éléments (2017).

En conclusion, que les effets soient bénéfiques ou néfastes, il existe un consensus croissant sur la nécessité de prendre en compte l'interaction sol-structure (SSI) dans l'évaluation de la réponse des structures aux séismes. Ainsi, les réglementations parasismiques devraient incorporer des lignes directrices spécifiques pour l'intégration de l'ISS, reflétant ainsi la compréhension de plus en plus affirmée de son impact sur la performance sismique des structures.

### **3.3 SSI DANS LES REGLEMENTATIONS PARASISMIQUE**

#### **3.3.1 CODES DES ETATS UNIS**

Tout d'abord, l'ATC 3-06 (1978) a introduit pour la première fois aux États-Unis des dispositions visant à prendre en compte l'interaction sol-structure (ISS). Ces dispositions, basées sur une analyse élastique, suggéraient une réduction du cisaillement à la base de la conception, attribuable à l'allongement de la période naturelle et à un amortissement plus élevé. En conséquence, elles ont conduit à une diminution du cisaillement de base de la conception.

Par la suite, la FEMA P-1050 (2015) et l'ASCE/SEI 7-16 (2017) ont introduit une procédure de force latérale équivalente pour la réduction du cisaillement de base, imposant une limite inférieure à cette réduction en restreignant le cisaillement de base de conception modifié à 70 % de sa valeur d'origine. Ces codes utilisent un spectre de réponse modifié, prenant en compte l'ISS, qui est employé dans les analyses dynamiques linéaires.

Dans le domaine des ponts, l'AASHTO LRFD Bridge Design (2017) exige explicitement la considération de la structure du sol dans les groupes de pieux et les fondations profondes, nécessitant ainsi des critères de conception spécifiques pour traiter les effets de l'interaction sol-structure (SSI).

En ce qui concerne le règlement Caltrans SDC-2.0 (2019), il aborde les mécanismes devant être pris en compte dans le cadre de l'ISS, tels que la pression des terres générée par le déplacement latéral du sol, le tassement dynamique et l'effet de la flexibilité des fondations sur la réponse globale du pont. Notons également qu'une nouvelle classification des sols a été adoptée dans cette édition, distinguant les sols en deux classes, à savoir la classe S1 et la classe S2.

### 3.3.2 CODES AU CANADA

À l'heure actuelle, les codes de conception canadiens exigent la prise en compte des effets SSI dans des cas spécifiques. Par exemple, sur la base de la clause 4.11.14 du Code canadien de conception des ponts routiers (CHBDC, 2014), l'interaction des systèmes de fondation sol-structure avec les charges sismiques doit être évaluée lorsque requis par les organismes de réglementation.

Dans le Bridge Standards and Procedures Manual (BSM, 2016), un supplément au CHBDC, il est stipulé l'obligation d'exécuter une analyse d'interaction sol-structure pour les ponts de ligne de vie et de voies d'urgence avec les profils de sol III et IV dans la zone de performance sismique 2, et pour tous les ponts dans les zones de performance sismique 3 et 4.

Bien que le code recommande aux ingénieurs d'utiliser des méthodes d'analyse établies pour incorporer l'effet SSI dans leur conception, comme indiqué dans la clause 4.6.4 du CHBDC, il ne fournit pas de directive spécifique sur la manière d'établir une méthode pour incorporer l'effet SSI dans leur analyse et conception. De plus, le code autorise la représentation du système sol-fondation-structure à l'aide de modèles simplifiés de sol et de fondation, et permet d'évaluer la réponse à l'aide de la méthode pseudo-statique.

Cependant, les modèles simplifiés, comme indiqué précédemment, ne fournissent pas un cadre SSI complet permettant de capturer les principaux effets SSI tels que les effets cinématiques et la liquéfaction.

### 3.3.3 CODES AU JAPAN

Les spécifications standard japonaises pour les structures en béton ( JSCE , 2008) préconisent la considération de l'interaction dynamique entre la structure et le sol dans la conception des culées de pont, des murs de soutènement, des fondations et des structures

souterraines. En ce qui concerne les autres types de structures, la directive JSCE recommande de tenir compte des effets SSI en fonction du type et des caractéristiques de la structure et du sol. Ce code offre aux ingénieurs la possibilité de mettre en œuvre l'effet SSI en utilisant des méthodes d'analyse directe ou de sous-structure (Anand, V. and S. S. Kumar, 2018).

### 3.3.4 CODES EN EUROPE

La réglementation européenne recommande de prendre en compte le SSI pour les structures avec un effet p-delta important. En effet, pour les structures supportées par des pieux, comme les piles de pont, ou pour les fondations massives enterrées, telles que les silos et les centrales nucléaires, il est recommandé de prendre en compte les effets SSI lors de la conception. Le code recommande également de tenir compte des effets SSI, en particulier pour les dépôts de sol avec un indice de plasticité élevé et une faible résistance au cisaillement. Cependant, le code omet de fournir les directives spécifiques nécessaires à la quantification des effets SSI pour ces situations particulières, bien qu'il l'exige expressément.

### 3.3.5 NOUVELLE ZELANDE

De même, la norme néo-zélandaise ne fournit pas de directives spécifiques pour l'intégration de SSI dans la pratique de conception et se fonde sur un jugement d'ingénierie. Cependant, il recommande l'utilisation d'un paramètre de mesure appelé facteur de performance structurelle qui est fonction de la période du système de résistance sismique, de l'amortissement, du matériau et de la forme de la structure, et de l'interaction de la structure avec le sol porteur. Le code sismique de la Nouvelle-Zélande exige également la prise en compte de la flexibilité des fondations dans le calcul des déformations de la structure. Cependant, la flexibilité des fondations n'est souvent pas prise en compte dans la conception par les concepteurs de structures en raison d'un manque de directives spécifiques sur la façon de tenir compte de cet effet (Larkin, T. and C. Van Houtte, 2014) et (Anand, V. and S. S. Kumar, 2018).

## 3.4 METHODES D'ANALYSE DU SSI

Il convient de distinguer deux catégories générales dans l'analyse de l'interaction sol-structure : la méthode directe et la méthode de sous-structuration. De nombreux chercheurs se sont penchés sur l'impact de l'interaction sol-structure sur la réponse structurelle en utilisant ces approches d'analyse. L'avènement d'outils numériques tels que les méthodes des éléments finis et des éléments de frontière dans les années 1970 a permis aux chercheurs de déterminer les fonctions d'impédance des fondations rigides, limitées à des formes rectangulaires ou circulaires, et reposant sur des demi-espaces élastiques ou viscoélastiques. Des exemples notables de ces études sont les travaux de Veletsos and Meek (1974), Elsabee et al.(1977), Kausel et Roesset (1975).

En 1991, Gazetas a synthétisé les fonctions d'impédance dépendantes de la fréquence associées à diverses formes et configurations de fondations, englobant tant les fondations encastrées que celles de forme arbitraire. Au cours des années, ces fonctions ont été calculées à l'aide d'une panoplie de techniques analytiques et numériques (1991).

Ces études ont également permis de mettre en place les premières directives intégrées dans la FEMA 274 (1998) en vue de prendre en compte les effets de l'interaction sol-structure dans la conception structurelle.

### 3.4.1 METHODE DE SOUS-STRUCTURE

Initiée par Kausel en 1974, la méthode des sous-structures repose sur le principe de superposition. En divisant le problème en plusieurs sous-problèmes, dont les réponses sont facilement déterminées, cette méthode aboutit à une réponse finale obtenue par la superposition de toutes les réponses des sous-structures (1974). Les effets d'interaction cinématique sont ainsi distingués de ceux liés à l'interaction inertielle. Pour utiliser cette méthode, trois étapes, représentées sur la Figure 17, sont nécessaires.

1) Calcul, en champ libre, de la réponse d'une fondation rigide sans masse qui repose sur une ou plusieurs couches de sol à une excitation sismique au niveau du substrat. Cette étape permet de prendre en compte les effets de l'interaction cinématique

2) Détermination des fonctions d'impédance qui décrivent les caractéristiques de rigidité et d'amortissement de l'interface fondation-sol.

3) Analyse dynamique de la structure supportée par les ressorts et les amortisseurs déterminés par la 2<sup>nd</sup> étape, et soumise aux sollicitations calculées à la première étape.

Bien que la méthode de sous-structuration offre des avantages en termes d'exigences de calcul et de flexibilité pour l'utilisation de différentes méthodes d'analyse sur diverses sous-structures, son principal inconvénient réside dans son inapplicabilité aux problèmes non linéaires.

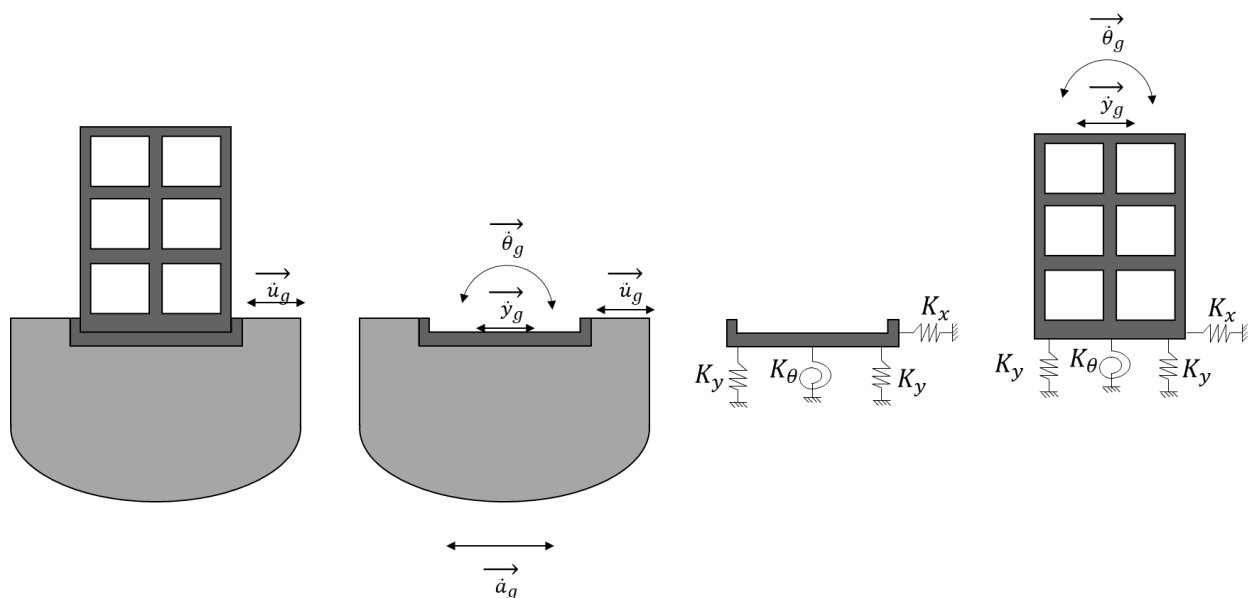


Figure 17. Méthode sous structurelle

### 3.4.2 METHODE DIRECTE

Dans une analyse directe (analyse du domaine temporel), le sol et la structure sont inclus dans le même modèle. L'intérêt d'une telle méthode est qu'il est possible d'évaluer directement une réponse complète tout en prenant en compte à la fois les effets de l'interaction inertielle et cinématique (1998). Cette méthode permet surtout de considérer les non-linéarités dans le sol et dans la structure, ce qui n'est pas théoriquement avec la méthode précédente

Comme illustré sur la figure 18, le sol est discrétisé dans un domaine fini limité, à ses extrémités, par des éléments de frontières qui sont formulées avec un degré de liberté fini et représentent la nature semi-infinie du sol (Lysmer, Ostadan et al. 1999).

Il est possible de prendre en compte tous les éléments et leurs interactions (sol, structure, fondation et connexions). Le chargement statique et dynamique et le comportement non linéaire du sol peuvent être introduits.

Cependant, malgré ses avantages, cette approche est confrontée à plusieurs défis considérables qui la rendent rentable uniquement pour des projets d'envergure. La dimension du modèle numérique du sol peut atteindre des proportions importantes, nécessitant ainsi la simplification de la structure. De plus, la spécification de l'excitation sismique sur toute la surface entre le sol et le roc représente une complexité majeure. Cela s'explique par le fait que les données d'enregistrements sismiques actuelles correspondent à un seul point physique, rendant impossible la reconstruction complète de l'équation d'onde à partir de ce point unique (Lysmer 1978).

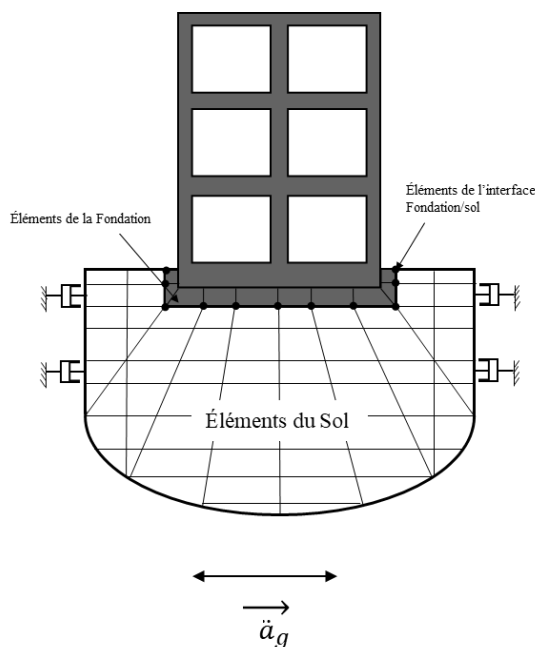


Figure 18. Méthode Directe.

### 3.4.3 METHODE HYBRIDE

Faisant face à des lacunes dans les deux précédentes méthodes, des méthodes hybrides ont été développées. Ces méthodes consistent à combiner les avantages que présente les autres

méthodes. Ainsi, les méthode hybrides admettent un système composé de deux sous domaine. Un premier sous domaine défini assez loin de la fondation d'une façon à pouvoir considérer un comportement viscoélastique. Le second sous domaine, défini en tant que champ proche, prend en compte le comportement non linéaire su system (voir la figure 19).

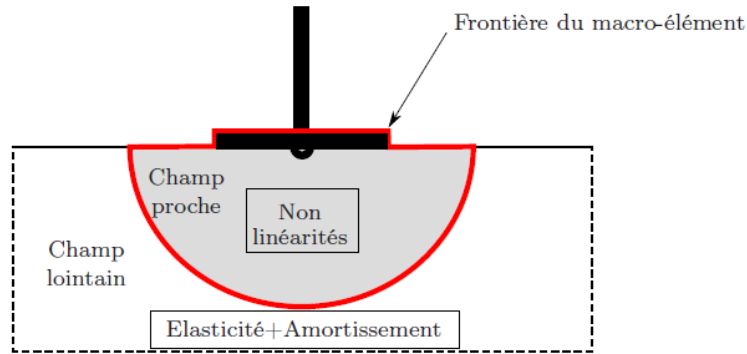


Figure 19. Méthode Hybride

Sheta et al (1982) ont été les premiers à introduire la notion de division en sous-domaines au voisinage de la fondation et de champ lointain pour tenir compte de la non-linéarité du sol. Les études suivantes de Nova et Montrasio (1991) ont développé un modèle d'interaction hybride complémentaire composé de macroéléments. Le principe des macroéléments consiste à concentrer en un point représentatif les non-linéarités en les exprimant en variables généralisées forces et déplacements.

Le macroélément dans le cadre de la méthode des éléments finis est un ensemble de ressort et d'amortisseur connecté entre eux, qui permettent de calculer le torseur des efforts en tenant compte des non-linéarités en champ proche et la viscoélasticité du sol en champ loin.

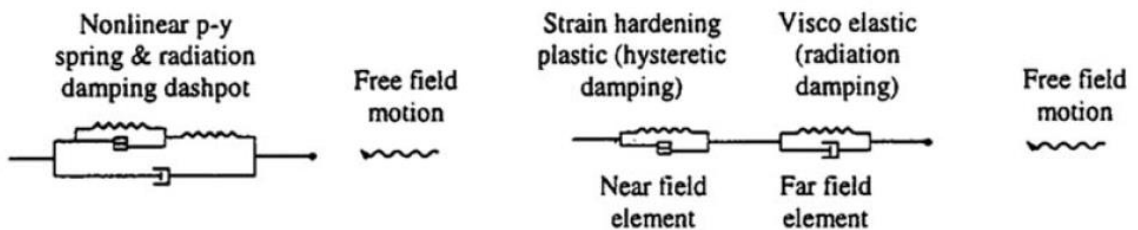


Figure 20. L'utilisation des éléments Dashpot e (Wang, Cates et al. 1998) dans des macroéléments.

Par ailleurs, Cremer (2001) a mis en relation l'influence du décollement de la fondation sur la plasticité du sol. Cette influence est illustrée ci-dessous sur la figure 21 :

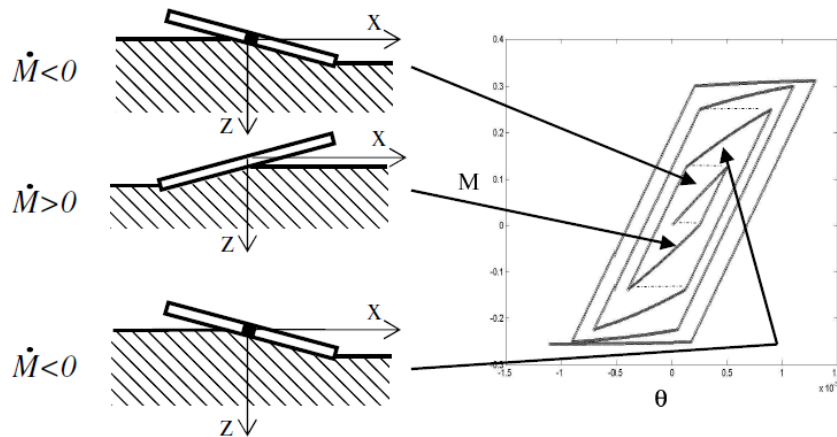


Figure 21. Influence du décollement sur le mécanisme de plasticité des macroéléments Cremer (2001)

Ce concept a été étendu à la simulation du comportement macroscopique de liaisons d'éléments structuraux (par exemple liaisons poteaux poutres pour les structures acier (Pecker, Bisch et al. 1998) , béton (Daudeville, Davenne et al. 1998) ou bois (Richard, Guyomar et al. 1999).

Grange et al (2008), ont proposé un modèle avancé de macroéléments la simulation des effets inertiels de la structure du sol dans l'analyse sismique. Le modèle proposé a été validé par la comparaison des résultats numériques et expérimentaux. Le modèle s'est avéré être un outil efficace pour la conception sismique. Ce qui a fait qu'on a opté à l'utilisation de ce macroélément pour notre analyse.

### 3.5 LACUNES DANS LES CONNAISSANCES

De nombreux ponts de secours et de voies d'urgence ont été construits ou seront construits dans des zones à risque sismique en Amérique du Nord où les autorités réglementaires exigent une analyse des interactions sol-structure. Malheureusement, effectuer ce type d'analyse est un processus fastidieux pour les ingénieurs en exercice. Les codes de conception sismiques actuels des ponts manquent de directives adéquates sur la façon de traiter les effets SSI et de fournir des conseils sur la façon d'évaluer la probabilité de défaillance/d'effondrement. Même les experts SSI ont rarement utilisé une modélisation détaillée du continuum pour étudier l'effet de l'interaction sol-structure dans la réponse structurelle en raison de la complexité de l'analyse et des exigences de calcul. Au lieu de cela, une approche discrète a été largement utilisée à la fois dans la recherche et dans la pratique, malgré le fait que sa précision n'a pas été évaluée de manière appropriée pour les analyses dynamiques non linéaires de problèmes SSI à grande échelle, tels que les ponts RC à travées multiples (Tyapin 2007).

L'évaluation de la réponse sismique non linéaire et de la probabilité de l'effondrement des ponts RC situés dans des zones sujettes aux séismes n'a pas été suffisamment étudiée dans un cadre basé sur les performances en utilisant l'approche de modélisation du continuum 3D. Comme discuté par Tyapin (Tyapin 2007), il existe encore un écart important entre les outils de simulation SSI utilisés par les chercheurs et les praticiens. L'une des principales lacunes des outils de simulation SSI pour les systèmes pont-sol est l'absence d'une mesure objective pouvant

être utilisée pour caractériser la sécurité d'effondrement et comparer l'effondrement des ponts. Cette thèse se concentre sur les aspects suivants qui manquent à l'approche actuelle des effets SSI lorsqu'il s'agit d'analyse et de conception de ponts basées sur les performances :

a) Absence d'un modèle sol-structure complet capable de prédire l'effondrement d'une structure :

- Les modèles de sol continus détaillés n'ont généralement pas de modèle structurel complet
- Les modèles structuraux détaillés ne prêtent généralement pas beaucoup d'attention au sol (des éléments discrets sont souvent utilisés pour la simulation du sol).

b) Manque d'analyse IDA complète utilisant un nombre suffisant de mouvements du sol : pour obtenir une courbe de fragilité d'effondrement raisonnable, un nombre adéquat de simulations utilisant une variété de mouvements du sol est nécessaire.

c) Absence d'une étude complète sur les effets du SSI sur les courbes de fragilité.

### 3.6 CONCLUSION

L'interaction sol-structure (SSI) est essentielle pour comprendre comment les structures réagissent à diverses charges, en particulier dans les analyses dynamiques étudiant la réponse non linéaire des structures sous chargement sismique. Trois principales méthodes d'analyse de l'ISS sont utilisées, chacune avec ses avantages et ses limites :

- Méthode par Sous-Structure : Cette méthode décompose le problème en sous-systèmes indépendants : la structure, les fondations et le sol. Chaque partie est analysée séparément, puis les résultats sont couplés via des conditions aux limites.
- Méthode Directe : Cette méthode modélise l'ensemble du système (sol, fondation, structure) de manière intégrée, souvent à l'aide d'éléments finis (FEM) ou d'éléments aux limites (BEM).
- Méthode Hybride : Combine les forces des deux approches précédentes : une modélisation directe pour des aspects critiques (comme la fondation immédiate) et une approche par sous-structure pour les parties moins influentes.

Le comportement dynamique des structures est fortement influencé par le sol sous-jacent, ce qui nécessite des solutions d'ingénierie personnalisées pour différentes conditions de sol (Molua & Ataman, 2024) (Ray et al., 2022). Ignorer les SSI peut conduire à sous-estimer les forces agissant sur les structures, ce qui peut entraîner des défaillances catastrophiques lors d'événements sismiques (« Effets de l'interaction sol-structure sur le comportement dynamique des pylônes de lignes de transmission », 2022).

Bien que l'intégration des SSI dans les analyses dynamiques soit essentielle pour garantir la sécurité structurelle, certains soutiennent que cette dernière reste complexe et peu intégrée dans les pratiques actuelles. Les codes sismiques manquent de directives pour traiter les effets ISS et évaluer la probabilité d'effondrement. Les approches discrètes, couramment utilisées, ne sont

pas suffisamment validées pour des analyses dynamiques non linéaires à grande échelle, tandis que la modélisation détaillée du continuum est rarement utilisée en raison de sa complexité.

# CHAPITRE

# 4 RESEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS

---

## 4.1 INTRODUCTION

L'intelligence artificielle (IA) est un champ d'étude interdisciplinaire né du désir de comprendre et de reproduire les processus cognitifs humains. Cette discipline vise à développer des systèmes capables d'imiter certaines fonctions du cerveau humain. Un système d'IA performant doit posséder trois capacités fondamentales : premièrement, la faculté de mémoriser et d'organiser des données ; deuxièmement, l'aptitude à utiliser ces informations pour analyser et résoudre des problèmes complexes ; et troisièmement, la capacité d'apprentissage, permettant au système d'acquérir de nouvelles connaissances à travers ses interactions et expériences. Ces caractéristiques permettent à l'IA de s'adapter et d'évoluer, offrant ainsi des solutions innovantes dans divers domaines d'application.

Contrairement à la programmation conventionnelle, l'architecture des réseaux de neurones artificiels est inspirée du fonctionnement biologique du cerveau humain. Cette architecture permet de traiter simultanément de grandes quantités de données en exploitant de multiples couches de neurones artificiels interconnectées, semblables aux synapses dans le cerveau humain. Chaque neurone effectue des calculs simples mais en collaboration avec d'autres neurones. Cette approche en réseau permet d'accroître la robustesse et l'efficacité des calculs, et elle est particulièrement bien adaptée aux problématiques complexes nécessitant une forte capacité de traitement parallèle et une tolérance aux erreurs, ce qui la distingue nettement des méthodes séquentielles et déterministes de la programmation classique.

L'utilisation des réseaux de neurones artificiels (RNA) offre de nombreux avantages dans divers domaines. Par exemple, en reconnaissance d'images, les RNA excellent dans l'identification d'objets avec une grande précision en apprenant à partir de vastes ensembles de données. Ils s'adaptent aux conditions changeantes, comme les marchés financiers, en mettant continuellement à jour leurs modèles avec de nouvelles données. Les RNA font également preuve de tolérance aux imprévus ; par exemple, dans la conduite autonome, ils peuvent continuer à fonctionner efficacement même si certains capteurs tombent en panne. Ils gèrent bien les données imprécises, ce qui est crucial dans le diagnostic médical où les informations sur les patients peuvent être incomplètes. Leur flexibilité structurelle permet une reconfiguration pour différentes tâches en robotique, et ils génèrent des règles à partir de données, améliorant ainsi les applications de traitement du langage naturel comme la traduction automatique. Les RNA modélisent avec précision les systèmes non linéaires, comme on le voit dans les prévisions météorologiques, et simplifient les procédures expérimentales dans la recherche scientifique en simulant des processus complexes. Ils permettent une analyse rapide et rentable dans l'analytique des big data et soutiennent des applications en temps réel comme la cybersécurité en détectant rapidement les menaces. De plus, les RNA approximent des fonctions complexes dans les systèmes de contrôle et modélisent des systèmes multivariés en sciences de l'environnement, prédisant les changements avec précision.

Les réseaux de neurones artificiels : un outil puissant mais imparfait. Bien que les réseaux de neurones artificiels (RNA) aient révolutionné de nombreux domaines, ils ne sont pas exempts de défauts significatifs. Ces systèmes d'intelligence artificielle, aussi prometteurs soient-ils, présentent des limitations qui méritent notre attention.

Tout d'abord, un inconvénient majeur est la nécessité de disposer de grandes quantités de données pour l'entraînement, qui peuvent être difficiles et coûteuses à obtenir. Leur gourmandise en données est un véritable défi. Effectivement, pour fonctionner efficacement, les RNA nécessitent des quantités massives de données (parfois labélisées), ce qui peut s'avérer être un véritable casse-tête logistique et financier. De plus, leur appétit pour la puissance de calcul est tout aussi considérable. L'entraînement de ces réseaux peut mobiliser des ressources informatiques significatives pendant des jours, voire des semaines. Un autre point épineux concerne leur manque de transparence. Les RNA fonctionnent souvent comme des "boîtes noires", rendant leurs processus décisionnels opaques. Cette caractéristique peut être particulièrement problématique dans des domaines sensibles comme la gestion des risques, la santé ou la finance, où la prise des décisions est cruciale. Le risque de surapprentissage est également un écueil fréquent. Les RNA peuvent parfois trop bien s'adapter aux données d'entraînement, au point de perdre en capacité de généralisation face à de nouvelles informations.

Enfin, la conception et l'optimisation des architectures de réseaux de neurones artificiels (RNA) présentent des défis méthodologiques et techniques considérables. Ce processus, basé sur de nombreux essais et erreurs, requiert une expertise pointue et une expérience solide, ce qui peut décourager de nombreux utilisateurs potentiels.

En somme, si les réseaux de neurones artificiels offrent des possibilités fascinantes, il est crucial de garder à l'esprit leurs limites et défis inhérents pour les utiliser de manière judicieuse et efficace.

Pour notre étude, l'utilisation des Réseaux de Neurones Artificiels dans la prédiction et l'évaluation du risque sismique des bâtiments et des ponts est motivée par leur capacité à modéliser les relations complexes et non linéaires entre les multiples variables sismiques et les caractéristiques structurelles. En effet, un seul paramètre ne permet pas de caractériser adéquatement l'excitation sismique ni de reproduire fidèlement la réponse dynamique non linéaire d'une structure ou son endommagement. Leur aptitude (RNN) à apprendre et à généraliser à partir de données diverses améliore la précision des prédictions du comportement non linéaire des structures vis-à-vis des sollicitations sismiques. De plus, les RNN sont capables d'intégrer des données qui sont indépendantes et de nature différente, offrant ainsi une évaluation globale et holistique du risque. Leur flexibilité à s'adapter aux nouvelles données permet une mise à jour continue des modèles prédictifs, ce qui est crucial dans un contexte de surveillance et estimation du risque sismique. Enfin, les RNN contribuent aux systèmes d'alerte précoce, permettant la mise en œuvre de mesures préventives pour réduire les impacts potentiels sur les infrastructures et les vies humaines.

## **4.2 RESEAUX DE NEURONES : LES FONDAMENTAUX**

### **4.2.1 EVOLUTION DES RESEAUX DE NEURONES ARTIFICELS**

Un neurone artificiel est une fonction mathématique conçue comme un modèle simple d'un vrai neurone biologique. L'analogie grossière entre le neurone artificiel et le neurone biologique repose sur leur fonction principale de transmission et de traitement de l'information. Un neurone biologique est une cellule nerveuse du cerveau qui reçoit, traite et transmet des signaux électriques via des connexions synaptiques. De même, un neurone artificiel reçoit des données, applique des coefficients de pondération (qui peuvent être considérés comme les forces des connexions synaptiques (Gasteiger and Zupan 1993) et génère une sortie après application d'une fonction d'activation. Bien que les neurones artificiels soient des abstractions mathématiques simplifiées, leur structure en couches et leur manière de propager l'information imitent grossièrement le fonctionnement des réseaux de neurones biologiques (Jain, Xia et al. 1996).

McCulloch et Pitts (1943) sont généralement reconnus comme les concepteurs du premier réseau de neurones. Il s'agit d'un modèle simplifié de vrais neurones, connu sous le nom d'unité logique de seuil. Cette représentation simplifiée du neurone biologique a posé les bases de la recherche en intelligence artificielle. Leur modèle se compose de quatre éléments clés : les entrées (inputs) qui représentent les signaux reçus par le neurone, les poids (weights) qui modulent l'importance de chaque entrée, la somme pondérée (weighted sum) qui agrège ces entrées ajustées, et enfin la fonction de seuil (threshold function) qui détermine l'activation du neurone. Cette dernière compare la somme pondérée à une valeur seuil (également appelée biais), produisant une sortie binaire : 1 si le seuil est dépassé, 0 dans le cas contraire. Bien que simplifié, ce modèle a fourni un cadre conceptuel fondamental pour le développement ultérieur des réseaux de neurones plus complexes et des algorithmes d'apprentissage automatique.

En 1958, Frank Rosenblatt a développé le perceptron, un modèle de neurone artificiel capable d'apprentissage supervisé (1958). Inspiré des travaux de McCulloch et Pitts (1943), le perceptron reçoit plusieurs entrées pondérées, calcule leur somme et applique une fonction de seuil pour produire une sortie binaire. L'apprentissage se fait en ajustant les poids en fonction de l'erreur entre la sortie prédite et la sortie souhaitée. Bien que le perceptron puisse résoudre des problèmes de classification linéaire, il est limité aux problèmes linéairement séparables. Cette limitation a conduit au développement de réseaux de neurones multicouches, capables de traiter des problèmes non linéaires grâce à des couches cachées et des fonctions d'activation non linéaires. La contribution majeure vient de Paul Werbos. En 1974, dans sa thèse de doctorat, Werbos a introduit l'algorithme de rétropropagation (backpropagation), une méthode essentielle pour l'entraînement des réseaux de neurones multicouches (Werbos 1974). Cet algorithme permet d'ajuster les poids des réseaux de neurones en minimisant l'erreur entre les prédictions et les résultats attendus à travers plusieurs couches de neurones. Bien que l'idée de réseaux multicouches ait été proposée plus tôt, c'est la rétropropagation qui a rendu leur entraînement efficace et pratique, permettant ainsi des avancées significatives dans le domaine de l'intelligence artificielle et des réseaux neuronaux.

Par la suite Geoffrey Hinton, David Rumelhart et Ronald J. Williams (1986) ont popularisé l'utilisation de la rétropropagation pour l'entraînement des réseaux de neurones multicouches. Leur travail a démontré l'efficacité de la rétropropagation et a conduit à un regain d'intérêt pour les réseaux de neurones artificiels.

Après les contributions fondamentales de Paul Werbos (1974), Geoffrey Hinton, David Rumelhart et Ronald J. Williams (1986), le développement des réseaux de neurones artificiels a connu des avancées majeures. Dans les années 1980 et 1990, John Hopfield a développé le réseau de Hopfield, un type de réseau de neurones récurrents utilisé pour la mémoire associative et la résolution de problèmes d'optimisation. En 1989, Yann LeCun a introduit les réseaux de neurones convolutifs (CNN) avec l'algorithme de rétropropagation, aboutissant au modèle LeNet, particulièrement efficace pour la reconnaissance de formes et d'images (1989).

Les années 2000 et 2010 ont marqué la renaissance de l'apprentissage profond. En 2006, Geoffrey Hinton, Simon Osindero et Yee-Whye Teh ont introduit les machines de Boltzmann restreintes et l'apprentissage par couches successives, surmontant le problème du gradient évanescent (2006). Andrew Ng et Fei-Fei Li (2009) ont amélioré la reconnaissance d'images à grande échelle avec le projet ImageNet, démontrant la puissance des réseaux de neurones profonds pour la classification d'images.

En 2012, Alex Krizhevsky, Ilya Sutskever et Geoffrey Hinton ont développé AlexNet, un réseau convolutif profond qui a remporté la compétition ImageNet, marquant un tournant dans l'application des CNN pour la reconnaissance d'images (2012). En 2016, Kaiming He et ses collègues ont introduit les réseaux résiduels (ResNet), permettant de former des réseaux très profonds en facilitant la propagation du gradient (2016). Ian Goodfellow et ses collègues ont développé les réseaux antagonistes génératifs (GAN) en 2014, permettant de générer des données synthétiques réalistes (2014).

Ces avancées ont propulsé les réseaux de neurones et l'apprentissage profond au cœur de nombreuses applications d'intelligence artificielle modernes, telles que la reconnaissance vocale, la traduction automatique, les véhicules autonomes et la détection de fraudes. Grâce aux améliorations continue du matériel informatique et des algorithmes d'optimisation, l'apprentissage profond est devenu un domaine dynamique et essentiel pour traiter des ensembles de données de plus en plus grands et complexes.

La complexité du réseau est déterminée par son architecture, le type de connexion entre les neurones (en couches, entièrement connectés et cellulaires), le processus d'apprentissage (feed forward et feedback), le type de données (binaire et réseaux continus), cours de diffusion de l'information (réseaux supervisés, partiellement supervisés et non supervisés), etc.

#### 4.2.2 ARCHITECTURE DES RÉSEAUX DE NEURONES

Un aspect très important des réseaux de neurones est de savoir comment connecter les éléments du réseau. Dans un réseau de neurones artificiels, les neurones sont organisés en plusieurs couches. En plus de la couche des inputs et de la couche de outputs, le réseau peut avoir une ou plusieurs couches cachées (réseaux à une couche et multicouches), comme illustré sur la figure 22. Chacune jouant un rôle spécifique dans le traitement des données.

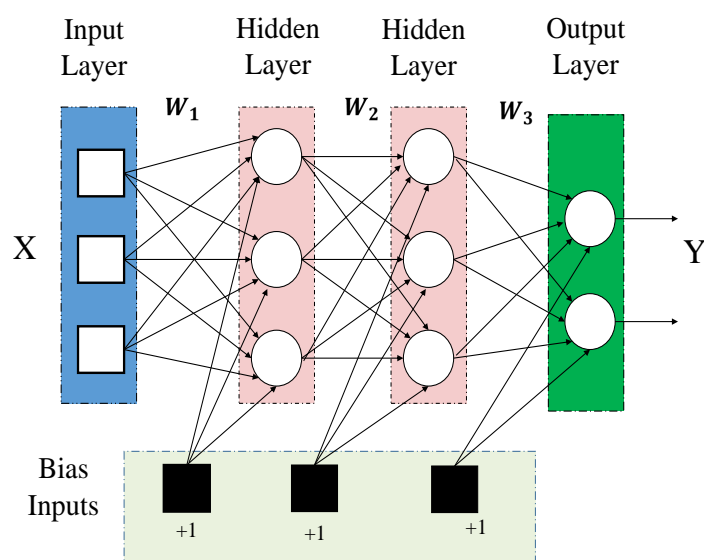


Figure 22. Réseau de neurones à 2 couche cachée

La couche des inputs est la première couche du réseau, où les données brutes sont introduites dans le système. Chaque neurone de cette couche représente une caractéristique ou un attribut des données d'entrée. Par exemple, dans une image, chaque neurone pourrait représenter la valeur d'un pixel. Les données d'entrée peuvent avoir n'importe quelle forme ou type (Valeurs, caractères, logique...). Les résultats finaux sont obtenus au niveau de la dernière couche du réseau, la couche des outputs après que les données aient été traitées par toutes les couches. Le nombre de neurones dans la couche des outputs correspond au nombre de classes dans un problème de classification ou au nombre de valeurs à prédire dans un problème de régression.

Entre ces deux couches on retrouve les couches cachées (Hidden Layers). Ces couches intermédiaires, effectuent des transformations complexes sur les données reçues de la couche d'entrée. Ces neurones cachés multiplient les entrées par une matrice poids, ajoutent des biais, puis appliquent une fonction d'activation non linéaire pour introduire des capacités d'apprentissage plus sophistiquées.

#### 4.2.2.1 MATRICE POIDS

Dans un réseau de neurones artificiels, la matrice de poids joue un rôle crucial dans le processus d'apprentissage et de prédiction. Les poids sont des paramètres ajustables qui déterminent la pondération de chaque connexion entre les neurones des couches successives. Pour une couche donnée, les entrées sont représentées par un vecteur  $x$  et les poids par une matrice  $W$ . Le produit de ces deux éléments, soit  $W \cdot x$ , calcule la somme pondérée des entrées pour chaque neurone de la couche suivante. Chaque élément  $w_{ij}$  de la matrice  $W$  représente le poids de la connexion entre le neurone  $i$  de la couche précédente et le neurone  $j$  de la couche suivante. La sortie de chaque neurone est ensuite obtenue en ajoutant un biais  $b$  et en appliquant une fonction d'activation non linéaire  $\sigma$ , telle que la fonction sigmoïde ou ReLU. L'équation générale pour la sortie  $y$  de la couche cachée peut être exprimée comme suit :

$$y = \sigma(z) = \sigma(W \cdot x + b) \quad (20)$$

Dans cette équation,  $W$  est la matrice de poids,  $x$  est le vecteur d'entrée,  $b$  est le vecteur de biais, et  $\sigma$  est la fonction d'activation.

Les poids et les biais sont ajustés lors de l'entraînement du réseau en utilisant des algorithmes d'optimisation tels que la descente de gradient, qui minimisent une fonction de perte mesurant l'erreur de prédiction du réseau. La mise à jour des poids est effectuée par rétropropagation, où les gradients de la fonction de perte par rapport aux poids sont calculés et utilisés pour ajuster les poids afin de réduire l'erreur. L'algorithme de rétropropagation est utilisé pour calculer ces gradients. La mise à jour des poids  $\Delta w_{ij}$  se fait comme suit :

$$\Delta w_{ij} = -\eta \frac{\partial L}{\partial w_{ij}} \quad (21)$$

Où  $\eta$  est le taux d'apprentissage, et  $\frac{\partial L}{\partial w_{ij}}$  est le gradient de la fonction de perte  $L$  par rapport au poids  $w_{ij}$ .

Ainsi, la matrice de poids est essentielle pour moduler la transmission des informations à travers le réseau et pour permettre au modèle d'apprendre à partir des données d'entraînement.

#### 4.2.2.2 FONCTION D'ACTIVATION

Dans un réseau de neurones artificiels, Les fonctions d'activation sont essentielles pour permettre aux réseaux de neurones d'apprendre des représentations hiérarchiques des données. Elles introduisent la non-linéarité nécessaire pour modéliser des relations complexes, rendant les réseaux de neurones capables de résoudre des problèmes tels que la classification d'images, la reconnaissance vocale, et bien d'autres applications d'intelligence artificielle. Sans elles, les réseaux de neurones seraient limités à des modèles linéaires incapables de capturer la richesse des données réelles.

Pendant l'entraînement, les gradients calculés par la rétropropagation incluent la dérivée de la fonction d'activation. Cette dérivée influence la manière dont les poids sont ajustés :

$$\Delta\omega_{ij} = -\eta \frac{\partial L}{\partial w_{ij}} = -\eta \frac{\partial L}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial z} \frac{\partial z}{\partial w_{ij}} \quad (22)$$

Où  $\frac{\partial h}{\partial z}$  est la dérivée de la fonction d'activation. Différentes fonctions d'activation ont des dérivées différentes, ce qui affecte l'entraînement du réseau.

Principales fonctions d'activation :

- **Fonction de Seuil** (ou Threshold Function) est l'une des fonctions d'activation les plus simples utilisées dans les réseaux de neurones artificiels. Elle produit une sortie binaire basée sur un seuil prédéfini. Cette fonction est souvent utilisée dans les premiers modèles de neurones, tels que le perceptron. La fonction de seuil est définie comme suit :

$$\sigma(z) = \begin{cases} 1 & \text{si } z \geq \theta \\ 0 & \text{si } z < \theta \end{cases} \quad (23)$$

Où  $z$  est la somme pondérée des entrées et  $\theta$  est le seuil.

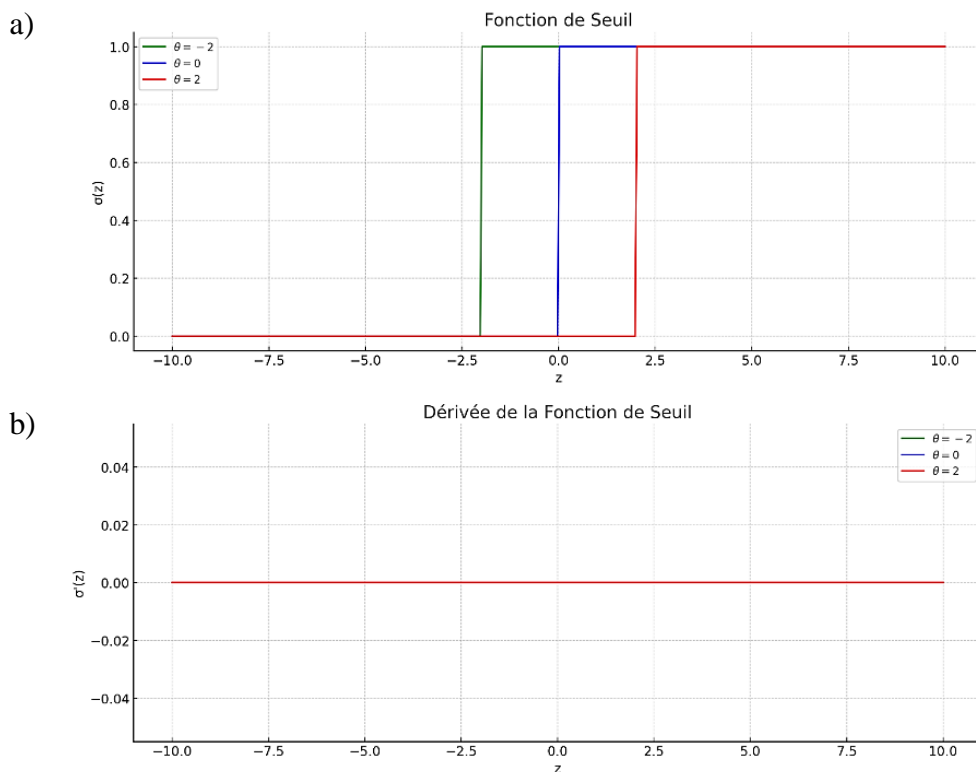


Figure 23. Fonction d'activation type seuil, a) Fonction seuil, b) dérivé de la fonction seuil.

Ce type de fonctions est simple à comprendre et facile à implémenter, mais peinent à fournir un gradient utile pour les algorithmes d'apprentissage basés sur la

rétropropagation, car sa dérivée est nulle presque partout (figure 23). Cela rend difficile l'optimisation des poids dans les réseaux de neurones plus complexes.

- **Fonction sigmoïde (fonction en forme de S, figure 24).** C'est le type de fonction d'activation le plus courant utilisé pour construire les réseaux de neurones. C'est une fonction mathématiquement bien élevée, dérivable et strictement croissante. La fonction sigmoïde est obtenue en utilisant une équation exponentielle.

$$\sigma(z) = \frac{1}{1 + e^{-\alpha z}} \quad (24)$$

En faisant varier  $\alpha$ , différentes formes de la fonction peuvent être obtenues, ce qui ajuste le palier de la fonction lorsqu'elle change entre les deux valeurs asymptotiques.

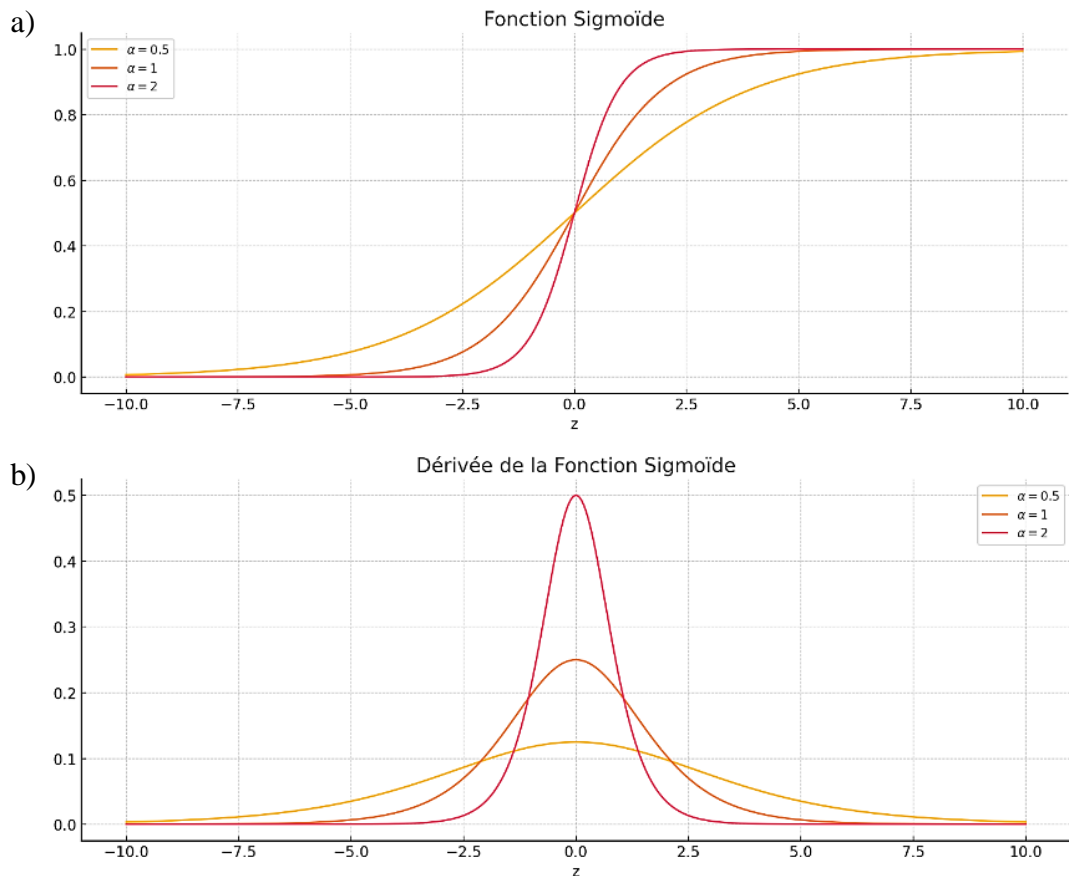


Figure 24. Fonction d'Activation sigmoïde. a) fonction sigmoïde, b) dérivé de la fonction sigmoïde

- **Fonction ReLU.** Actuellement c'est l'une des fonctions d'activation les plus populaires en raison de sa simplicité et de son efficacité. Elle permet un apprentissage plus rapide et aide à atténuer le problème du gradient évanescent. Cependant, elle peut souffrir du "problème de neurones morts" où les neurones peuvent cesser de s'activer complètement.

$$\sigma(z) = \begin{cases} z & \text{si } z \geq 0 \\ 0 & \text{si } z < 0 \end{cases} \quad (25)$$

- **Fonction Leaky ReLU.** Similaire à ReLU, mais permet une petite pente lorsqu'elle est inactive, ce qui aide à éviter le problème des neurones morts.

$$\sigma(z) = \begin{cases} z & \text{si } z \geq 0 \\ \alpha z & \text{si } z < 0 \end{cases} \quad (26)$$

Où  $\alpha$  est un petit nombre positif.

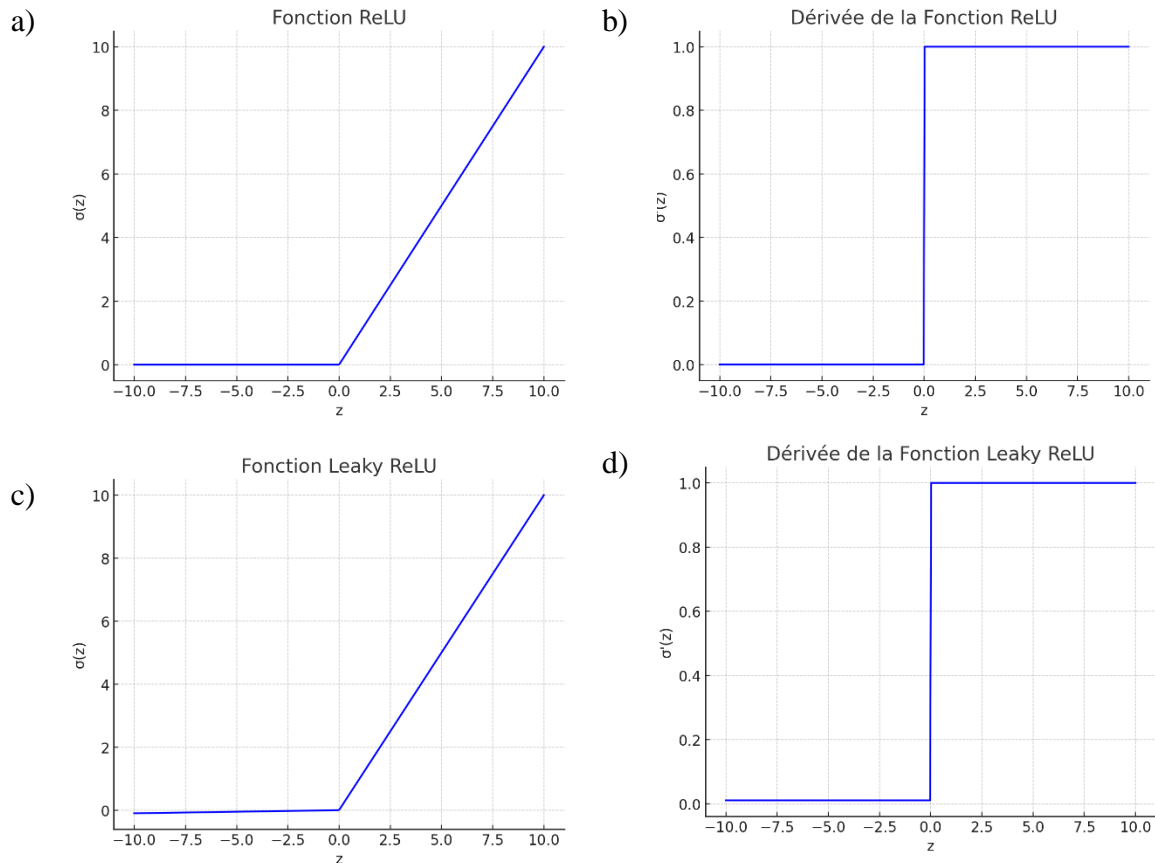


Figure 25. Fonction d'activation ReLU et Leaky Relu. a) Fonction ReLU, b) Dérivé de la Fonction ReLU, c) Fonction ReLU, d) Dérivé de la Fonction ReLU.

#### 4.2.2.3 RESEAUX DE NEURONES FEEDFORWARD ET BACKPROPAGATION

Les réseaux de neurones feedforward et backpropagation sont des architectures fondamentales en apprentissage automatique et intelligence artificielle.

##### a. Réseau de neurones propagation avant (Feedforward)

Un réseau de neurones feedforward est un type de réseau où la propagation de l'apprentissage se fait dans une seule direction : des neurones d'entrée, à travers les neurones cachés, jusqu'aux neurones de sortie, comme illustré sur la figure 26. Il n'y a pas de boucles ou de cycles dans ce réseau. Chaque couche est entièrement connectée à la suivante, et chaque neurone d'une couche

est connecté à tous les neurones de la couche suivante. Les neurones de chaque couche sont souvent représentés par des équations de la forme :

$$\begin{aligned}
 y_j &= \sigma \left( \sum_i w_{ij} x_i + b_j \right) \\
 &= \sigma \left( \sum_i w_{ij} x_i + b_j \right)
 \end{aligned}
 \tag{27}$$

$y_j$  est la sortie du neurone  $j$ ,

$\sigma$  est une fonction d'activation (comme la sigmoïde, ReLU, tanh, etc.),

$w_{ij}$  est le poids de la connexion entre le neurone  $i$  de la couche précédente et le neurone  $j$ ,

$x_i$  est l'entrée provenant du neurone  $i$  de la couche précédente,

$b_j$  est le biais du neurone  $j$ .

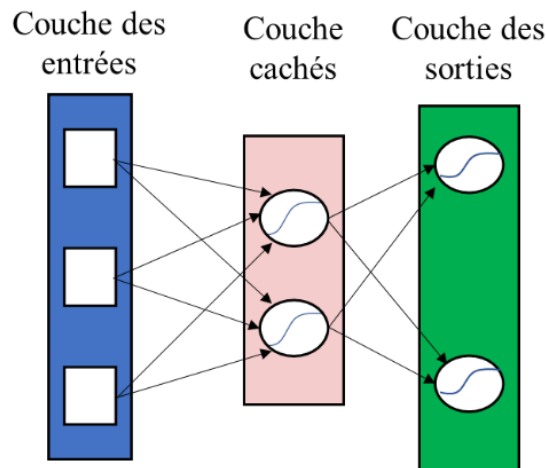


Figure 26. Réseau de neurones propagation avant (Feedforward)

### b. Réseau de neurones Rétropropagation (Backpropagation)

La rétropropagation est une méthode utilisée pour entraîner les réseaux de neurones feedforward. Elle consiste à ajuster les poids des connexions en minimisant l'erreur entre la sortie réelle du réseau et la sortie souhaitée. Cette méthode utilise la descente de gradient pour optimiser les poids du réseau. Le processus de rétropropagation peut être résumé par les étapes suivantes :

1. **Propagation avant (feedforward)** : Calculer les sorties de chaque neurone couche par couche jusqu'à la couche de sortie.
2. **Calcul de l'erreur** : Comparer la sortie obtenue avec la sortie souhaitée en utilisant une fonction de coût, généralement la moyenne quadratique des erreurs (MSE) :

$$E = \frac{1}{2} \sum_k (t_k - y_k)^2
 \tag{28}$$

Où  $t_k$  est la sortie souhaitée et  $y_k$  est la sortie prédite.

3. **Rétropropagation de l'erreur** : Calculer le gradient de l'erreur par rapport aux poids en utilisant la règle de la chaîne pour propager l'erreur en arrière à travers le réseau.

$$\delta_j = (t_j - y_j) \cdot \sigma'(z_j) \quad (29)$$

Où  $\delta_j$  est l'erreur du neurone  $j$ ,  $z_j = \sum_i w_{ij}x_i + b_j$  et  $\sigma'$  est la dérivée de la fonction d'activation appliquée au neurone  $j$ .

4. **Mise à jour des poids** : Ajuster les poids en fonction du gradient de l'erreur et d'un taux d'apprentissage  $\eta$ .

$$w_{ij} \leftarrow w_{ij} + \eta \delta_j x_i \quad (30)$$

### 4.2.3 METHODES D'APPRENTISSAGE

Le processus d'apprentissage et de formation qui se déroule à l'intérieur des réseaux de neurones est d'une importance capitale pour leur applicabilité à la résolution de problèmes d'ingénierie. Les méthodes d'apprentissage dans les réseaux de neurones sont classées en trois types de base : apprentissage supervisé, apprentissage non supervisé et apprentissage renforcé. Ces trois types sont classés selon la présence ou l'absence de l'apprentissage et les informations fournies pour que le système apprenne.

Tableau 10. Comparaison des Processus d'apprentissage

	Apprentissage supervisé	Apprentissage non supervisé	Apprentissage par renforcement
<b>Définition</b>	L'algorithme apprend en utilisant des données étiquetées	L'algorithme apprend à partir de données non étiquetées sans indications spécifiques	L'algorithme interagit avec son environnement, effectue des actions et apprend de ses erreurs et réussites
<b>Type de problèmes</b>	Régression et classification	et Association et regroupement (clustering)	et Basé sur un système de récompenses
<b>Type de données</b>	Données étiquetées	Données non étiquetées	Pas de données fournies au préalable
<b>Approche</b>	Analyse les relations sous-jacentes entre les entrées et les étiquettes	Identifie les motifs communs dans les données d'entrée	Apprend une stratégie de comportement à partir d'expériences passées et de récompenses

Ceux-ci sont ensuite classés, sur la base des règles utilisées, comme Hebbien, d gradient descendant, compétitif et apprentissage stochastique. La figure 27 ci-dessous montre la représentation hiérarchique des algorithmes mentionnés précédemment.

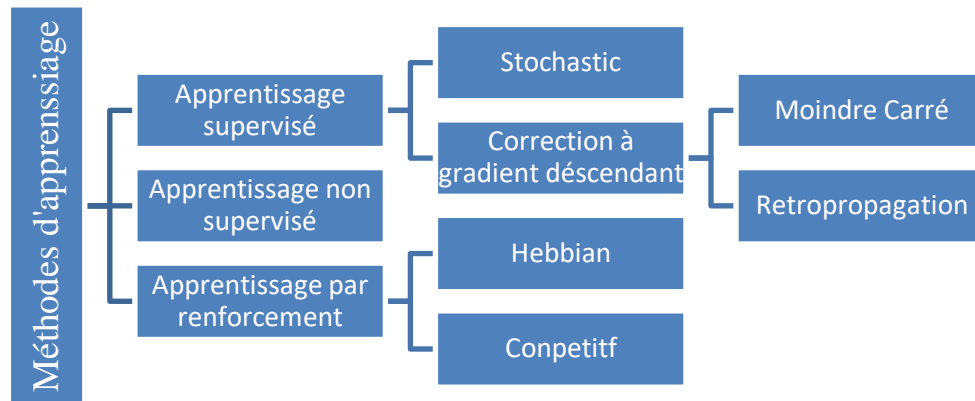


Figure 27. Classification des méthodes d'apprentissage.

### 4.3 RESEAUX DE NEURONES APPLIQUES A L'INGENIERIE

Bien qu'au début il y ait eu une certaine réticence à l'égard de l'utilisation de ces méthodes heuristiques, leurs efficacités s'est révélées plus tard être étonnamment puissante. Actuellement, leur utilisation en ingénierie a connu une croissance exponentielle au cours des dernières décennies, en particulier les réseaux de neurones (RNA) les plus populaires, et la logique floue.

Les premiers articles sur l'application des réseaux de neurones en génie civil ont émergé en 1989, lorsque I. Flood a présenté dans les actes du 6e Symposium international sur l'automatisation et la robotique dans la construction l'article d'Austin intitulé "A Neural Network Approach to the Sequencing of Construction Tasks" (1989). Par la suite, Adeli et Yeh ont publié en 1989 le premier article sur l'application des réseaux de neurones en ingénierie structurelle dans la revue "Microcomputers in Civil Engineering" (1989). Intitulé "Perceptron Learning in Engineering Design", cet article présentait un modèle d'apprentissage automatique basé sur le concept des paramètres de contrôle interne et du perceptron, appliqué à la conception technique d'une charpente métallique. Ainsi, à fil des ans, des recherches variées ont été menées dans tous les domaines du génie civil pour explorer l'utilisation des réseaux de neurones artificiels afin de résoudre divers problèmes, avec des degrés de succès variables.

#### 4.3.1 ÉTUDIE DU COMPORTEMENT DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Les matériaux fréquemment utilisés en génie possèdent souvent un comportement hétérogène. Cette variabilité rend difficile l'établissement de formules universelles applicables à tous les cas rencontrés. Par exemple, les matériaux composites, les bétons spéciaux et les sols renforcés présentent des caractéristiques mécaniques et physiques qui peuvent varier significativement en fonction de leur composition, de leur mise en œuvre et des conditions environnementales. Cette complexité a conduit à l'adoption de méthodes avancées, telles que les réseaux de neurones artificiels, pour modéliser et prédire le comportement de ces matériaux sous différentes contraintes et conditions. Tel que le réseau de neurone mis en place par Kim (2005) pour prévoir la résistance à la compression du béton en fonction de différents mélanges de béton, ou l'étude menée par Naderpour et al. (2018) sur l'utilisation des RNA pour prédire

la résistance à la compression du béton recyclé. Ces études ont utilisé des données expérimentales pour entraîner et valider les modèles RNA, prouvant leurs efficacités par rapport aux méthodes traditionnelles. Une étude par Sihag (2019) a utilisé des réseaux de neurones pour prédire la conductivité hydraulique saturée et non saturée des sols calcaires. Les modèles de réseaux de neurones, notamment les perceptrons multicouches (MLPNNs) et les réseaux de fonctions à base radiale (RBFNNs), ont montré une grande efficacité pour estimer des attributs des sols difficiles à mesurer. D'autres part, Plusieurs études ont utilisé des réseaux de neurones pour optimiser la formulation du béton et prédire ses propriétés physiques. Serraye et al (2022) ont utilisé des réseaux de neurones artificiels pour prédire les propriétés du béton autocompactant contenant des poudres de calcaire. Cette recherche a montré que les réseaux de neurones peuvent modéliser avec précision les relations complexes entre les composants du mélange et les propriétés du béton, permettant ainsi une formulation optimisée. Quant à l'étude menée par Liu et al (2022) a démontré que les réseaux de neurones, associés à la méthode de conception expérimentale, peuvent fournir des modèles prédictifs fiables pour la résistance à la compression à différents âges du béton. D'autres études ont exploré la dégradation du ciment de puits de pétrole au fil du temps, l'impact de la carbonatation sur la corrosion du béton (Clifton and Frohnsdorff 2001), ainsi que la modélisation de l'interface armature-béton grâce à des calculs macroscopiques (Unger 2009).

#### 4.3.2 INGENIERIE STRUCTURELLE

L'un des avantages principaux de l'utilisation des réseaux de neurones en ingénierie structurelle est leur capacité à créer des modèles mécaniques qui intègrent des facteurs complexes et indépendants, permettant ainsi de mieux prédire et analyser le comportement des structures.

Les travaux de Adeli et Park en 1995 sur le développement de modèles dynamiques neuronaux pour le contrôle des vibrations dans les structures de génie civil, ont permis de créer des systèmes de contrôle adaptatif capables de réagir en temps réel aux modifications des charges et des conditions environnementales, améliorant ainsi la sécurité et la performance des structures.

Après les travaux pionniers de Adeli et Park en (1995), plusieurs recherches ont continué dans ce domaine pour approfondir et élargir ces concepts. Par exemple, Ghaboussi et al.(1998) ont développé des modèles de réseaux de neurones pour la modélisation comportementale des matériaux en génie civil, en se concentrant sur la prévision des réponses non linéaires des structures sous des charges diverses. Ensuite, une étude menée par Wu et al. (Wu, Zhou et al. 2001) a exploré l'application des réseaux de neurones pour le contrôle des vibrations dans les bâtiments intelligents, démontrant l'efficacité de ces systèmes pour atténuer les vibrations induites par les séismes et les vents. En 2004, Ji et al. ont avancé cette recherche en développant un système de contrôle structurel intégré basé sur les réseaux de neurones pour les ponts, visant à améliorer la durabilité et la sécurité des infrastructures (2005). Plus récemment, Les neurones conventionnels ont été appliqués pour la détection automatique des dommages dans les structures en béton armé. Ces méthodes permettent une identification rapide et précise des

fissures et autres défauts structurels à partir d'images, facilitant ainsi la surveillance et l'entretien des infrastructures (Truong and Ta 2020, Bokaeian, Khoshnoudian et al. 2021). Aussi, (Huang, Zhang et al. 2021, Hu, Zhang et al. 2022) ont intégré les réseaux de neurones entraînés par la physique pour améliorer les prédictions de la réponse sismique des structures. Ces modèles combinent des données expérimentales avec des lois physiques pour fournir des prédictions précises des dommages structurels sous l'effet des séismes

### 4.3.3 INGENIERIE SISMIQUE

La conception parasismique repose sur une compréhension précise des signaux sismiques, enregistrés ou générés artificiellement, pour concevoir des structures capables de résister aux tremblements de terre. Les réseaux de neurones artificiels, grâce à leur capacité à apprendre et à généraliser à partir de données complexes, offrent un nouvel outil pour la génération et l'analyse de ces signaux. Les premiers travaux sur la génération de signaux sismiques compatibles à un spectre de réponse en utilisant des réseaux de neurones artificiels remontent aux années 1990. Notamment, les premiers travaux réalisés par (Bagheri, Razeghi et al. 2012), qui ont utilisé des réseaux de neurones à régression généralisée (GRNN) pour produire des accélérogrammes artificiels compatibles avec les spectres de réponse souhaités. Cette méthode visait à améliorer la précision des analyses dynamiques des structures en générant des enregistrements synthétiques imitant de près les événements sismiques réels, fournissant ainsi une base plus fiable pour l'évaluation des risques sismiques et la conception structurelle. Par la suite Khan et Topping (1997), Ragot (1998), et Sziveri (1999) ont associé les RNA à l'analyse par éléments finis pour améliorer les réponses structurelles. Bento (2000) a réalisé des prévisions de paramètres pour générer des accélérogrammes artificiels. Vassileva (2001) a étudié les mouvements du sol en Californie à partir de 1000 séismes. Hurtado (2002) et Lu et Tu (2004) ont poursuivi l'intégration des RNA avec l'analyse par éléments finis. Sirca et Adeli (2004) ont développé une méthode de génération d'accélérogrammes via l'association des RNA et les ondelettes. Tandis que, Gunaydin (2009) a comparé les résultats de trois types de RNA pour prédire l'accélération maximale du sol (PGA). Adeli (2009) a présenté un réseau de neurones probabilistes pour la prévision des tremblements de terre. Reyes et al. (2012) ont démontré qu'un système basé sur les RNA pouvait prévoir les tremblements de terre au Chili, une zone à haute activité sismique. Calabrese (2013) a utilisé un réseau de neurones artificiels pour identifier des données d'entrée sismiques et géotechniques non linéaires par rapport aux performances attendues des installations. Des études récentes ont exploré l'utilisation des réseaux de neurones profonds (deep learning) pour améliorer la précision des simulations sismiques (Li, Ma et al. 2015). Chen et al. (2020) ont exploré l'utilisation des réseaux de neurones convolutifs pour analyser les signaux sismiques. Liu et al. (2022) ont mis en œuvre des modèles de RNA pour la prédiction à court terme des mouvement sismiques.

## 2.5. GÉOTECHNIQUE ET INTERACTION SOL STRUCTURE

Les situations problématiques en ingénierie géotechnique sont caractérisées par des incertitudes sur les caractéristiques géotechniques, mesurés en laboratoire ou institut. La résolution de ces problèmes dépend souvent des connaissances et de l'expérience des experts. Les réseaux de neurones artificiels (RNA) sont particulièrement adaptés pour modéliser le comportement complexe des matériaux géotechniques, tels que les types de sols et leurs

associations dans des profils stratigraphiques complexes, en raison de leur capacité à apprendre de l'expérience sans nécessiter d'hypothèses sur les règles fondamentales.

De nombreuses études ont exploré l'utilisation des RNA pour suivre le comportement des sols et déterminer leurs caractéristiques (Basheer and Najjar 1995, Ellis, Yao et al. 1995, Najjar, Basheer et al. 1996, Penumadu and Chameau 1997, Zhu, Zaman et al. 1998), ont mené des recherches sur la modélisation du comportement des sols.

En 2004, Basma a étudié la faisabilité d'utiliser les RNA pour modéliser les relations complexes entre les paramètres géotechniques, les conditions de chargement et les défaillances potentielles dans les sols (Basma and Kallas 2004), (Sakellariou 2005), (Kumar and Samui 2006) et (LI, ZHENG et al. 2014) ont utilisé les RNA pour évaluer la stabilité des pentes géotechniques et géométriques. (Das and Muduli 2011) a approfondi les recherches sur la stabilité des pentes, leur classification et le pronostic du facteur de sécurité, ainsi que sur le comportement des pieux et l'interaction sol-pieux dans divers cas. (Ahmad, El Naggar et al. 2007) et (Sepehrmanesh, Nasri et al. 2014) ont également étudié le comportement des pieux.

Enfin, l'interaction sol-fondation a été modélisée à l'aide des RNA par Provenzano (2003) et Pala et al. (2008). Ces études démontrent l'efficacité des RNA pour résoudre divers problèmes en ingénierie géotechnique, offrant une modélisation précise sans hypothèses préalables.

Enfin, la modélisation de l'interaction sol-structure a connu des progrès significatifs grâce à l'utilisation des RNA. Nikzad and Ghaboussi (1991) ont été parmi les premiers à utiliser des RNA pour simuler cette interaction non linéaire. Par la suite, des travaux comme ceux de Provenzano (2003) et Pala et al. (2008) ont étudié le comportement structurel en tenant de l'interaction sol structure. Pala et al. (2008) ont amélioré la précision des prédictions dans l'interaction sol-fondation. Kwon and Kim (2010) ont évalué la réponse sismique des structures avec des fondations souples. Huang et al. (2013) ont prédit la réponse des pieux soumis à des charges latérales. Au cours de la dernière décennie, les travaux se sont intensifiés. Des techniques avancées de RNA, comme les réseaux de neurones convolutifs (CNN) et les réseaux de neurones récurrents (RNN), ont été utilisées pour améliorer la précision et la robustesse des modèles. Par exemple, en 2014, Lee et al. (2014) ont développé un modèle CNN pour prédire les interactions complexes sol-structure sous charges dynamiques. En 2018, Zhang et al. (2018) ont utilisé des RNN pour modéliser les réponses temporelles des structures soumises à des séismes. En 2020, une étude, menée par Liu et al., a intégré des GANs (réseaux antagonistes génératifs) pour générer des accélérogrammes réalistes et améliorer la modélisation de l'interaction sol-structure.

#### **4.4 LIMITES D'UTILISATION POUR EVALUER LE RISQUE SISMIQUES**

L'utilisation de l'intelligence artificielle pour évaluer les risques sismiques présente plusieurs défis majeurs. Tout d'abord, l'efficacité des modèles d'IA dépend fortement de la qualité et de la quantité des données disponibles. Dans certaines régions, ces données peuvent être limitées ou de qualité variable, affectant ainsi les performances des algorithmes (Wang, Zhou et al.

2019). Ensuite, l'interprétabilité des modèles d'IA est cruciale pour gagner la confiance des parties prenantes, car il est essentiel de comprendre comment l'IA parvient à ses prédictions (Rudin and Radin 2019). De plus, une dépendance excessive à l'IA peut entraîner une complaisance et un manque d'expertise humaine pour valider les résultats (Amodei, Olah et al. 2016). Les implications éthiques et sociales de l'utilisation de l'IA, notamment en matière de prise de décision et de sécurité publique, doivent également être considérées (Binns, Dellith-Moser et al.). Enfin, la complexité inhérente des événements sismiques rend difficile leur prévision précise, même avec des outils avancés d'analyse de données (Liu, Zhang et al. 2020). Relever ces défis est essentiel pour garantir une utilisation responsable et efficace de l'IA dans l'évaluation des risques sismiques.

Relever ces défis est essentiel pour garantir une utilisation responsable et efficace de l'IA dans l'évaluation des risques sismiques et pour maximiser les avantages potentiels de l'IA dans l'amélioration de la sécurité sismique.

## 4.5 CONCLUSION

Les réseaux de neurones artificiels (RNA) constituent aujourd'hui un outil puissant pour résoudre des problèmes complexes dans de nombreux domaines, notamment en ingénierie structurelle et en évaluation du risque sismique. Inspirés du fonctionnement biologique du cerveau humain, ils permettent de modéliser des relations non linéaires entre plusieurs variables et de s'adapter à des environnements dynamiques grâce à leur capacité d'apprentissage et de généralisation. Contrairement aux méthodes classiques, qui nécessitent souvent des hypothèses simplificatrices, les RNA exploitent de vastes ensembles de données pour établir des modèles robustes et précis.

Dans ce chapitre on a vu que l'application des RNA a été explorée dans divers contextes de l'ingénierie sismique, allant de la modélisation des matériaux de construction à l'évaluation de la vulnérabilité structurelle et à la prédiction des mouvements du sol. Les travaux analysés ont démontré l'efficacité des RNA pour améliorer la précision des simulations numériques, optimiser la conception des structures et identifier des tendances complexes dans les réponses dynamiques des bâtiments et des infrastructures. Plus spécifiquement, leur utilisation dans l'évaluation de l'interaction sol-structure a montré qu'ils permettent d'intégrer des paramètres géotechniques variés et de fournir des prédictions plus fines de la réponse des ouvrages soumis à des sollicitations sismiques.

Différentes études confirment l'intérêt des réseaux neuronaux pour surmonter certaines limitations des approches traditionnelles, notamment dans les analyses de risque sismique. Leur capacité à traiter des données hétérogènes, à s'adapter aux comportements non linéaires et la prise en compte des conditions aux limites, en fait un outil précieux pour l'évaluation en temps réel et l'amélioration des systèmes d'alerte précoce. Toutefois, malgré ces avancées, des défis subsistent, notamment en matière de transparence des modèles ("boîte noire"), de besoins en grandes quantités de données d'entraînement et de validation, ainsi que de maîtrise des incertitudes associées aux prédictions.

En définitive, les réseaux de neurones artificiels offrent des perspectives prometteuses pour renforcer la résilience des infrastructures face aux aléas sismiques. L'intégration croissante de l'intelligence artificielle dans l'ingénierie civile ouvre la voie à des analyses plus rapides, précises et adaptatives, contribuant ainsi à l'optimisation des stratégies de conception et de gestion des risques.

# CHAPITRE

# 5 ANALYSE DYNAMIQUE NONLINEAIRE EN TENANT COMPTE DE L'ISS

---

## 5.1 INTRODUCTION

Comme mentionné dans l'introduction, l'objectif de cette thèse est de déterminer la vulnérabilité des ouvrages en béton armé en prenant en compte l'influence de l'interaction sol-structure. Dans cette section nous proposons d'étudier la réponse dynamique non linéaire des piles d'un viaduc en béton armé

Cette étude sera réalisée en deux parties :

- Validation d'un modèle élément finis du pont avec une base fixe avec les résultats expérimentaux.
- Étude de l'influence de l'interaction sol structure, en rajoutant des macroéléments au précédent modèle. Les réponses dynamiques correspondantes à deux classes différentes de sols sont confrontés.

## 5.2 MODELISATION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

La réponse des structures, en particulier les ouvrages en béton armé, aux sollicitations sismiques constitue un défi complexe et multidimensionnel, pouvant être décrit comme un problème tridimensionnel, non linéaire et dynamique nécessitant une compréhension nuancée des divers phénomènes en jeu. Les contraintes imposées par la technologie contemporaine, ainsi

que les limites de notre compréhension globale de cette problématique complexe, ont conduit les ingénieurs et les chercheurs en génie parasismique à élaborer diverses méthodologies simplifiées visant à représenter cette interaction complexe. Cependant, il est crucial de noter que la plupart de ces approches négligent une ou plusieurs des caractéristiques essentielles inhérentes au problème.

Par exemple, la méthode statique linéaire, ou analyse statique équivalente, néglige malheureusement ces deux aspects essentiels, limitant ainsi son efficacité dans la représentation précise du comportement réel des bâtiments sous l'effet des charges sismiques. De même, la méthode dynamique linéaire, qui se base sur le spectre de réponse, ignore fondamentalement les implications significatives de la non-linéarité dans la réponse structurelle. Quant à la méthode statique non linéaire, connue aussi sous le nom d'analyse Pushover, elle ne prend pas en compte les effets dynamiques critiques qui se produisent lors d'un séisme. Par ailleurs, il existe une méthode sophistiquée utilisée pour évaluer la réponse des structures soumises à des charges sismiques, en prenant en compte les effets dynamiques et les non-linéarités matérielles et géométriques, qui est l'analyse dynamique non linéaire. Cette approche est particulièrement avantageuse pour prédire avec précision le comportement des structures lors de fortes secousses sismiques, ce qui en fait un choix privilégié en ingénierie parasismique. Bien que l'analyse Pushover soit moins exigeante en termes de calcul, elle ne peut pas représenter la réponse dynamique avec autant de précision que l'analyse dynamique non linéaire, en particulier pour les structures présentant un comportement non linéaire important (Tavana & Asgarian, 2008).

La méthodologie de l'analyse dynamique non linéaire, souvent appelée aussi analyse non linéaire transitoire, est largement reconnue comme l'approche par excellence pour évaluer la réponse sismique des structures. Dans ce cadre, les analyses peuvent être exécutées au moyen de la technique d'intégration directe, qui donne les résultats les plus fiables. Les forces sismiques dynamiques sont appliquées progressivement à la structure jusqu'à la rupture à des intervalles de temps désignés. L'intégration temporelle des équations du mouvement est généralement réalisée à l'aide de schémas numériques comme les méthodes explicites (e.g., Newmark, Runge-Kutta) et implicites (e.g., méthode de Newton-Raphson), permettant ainsi une compréhension approfondie des limites structurelles (Waghmare & Kawade, 2020). La figure 28 schématise le processus d'analyse dynamique non linéaire, qui commence par le traitement du signal temporelle de l'accélération. Ces enregistrements servent ensuite à développer un modèle structurel détaillé, essentiel pour simuler le comportement de la structure sous l'effet des charges dynamiques. À partir de ce modèle, plusieurs analyses sont réalisées : les déplacements globaux de la structure sont évalués, suivis par l'analyse des déformations et des forces à différents niveaux (étages) de la structure. Enfin, les actions des composants pour chaque degré de liberté, notamment les forces et les moments, sont étudiées. Ce processus relie les actions individuelles des composants aux effets structurels de plus haut niveau, comme les déplacements de la toiture et les déformations des étages, permettant ainsi une évaluation complète de la réponse de la structure.

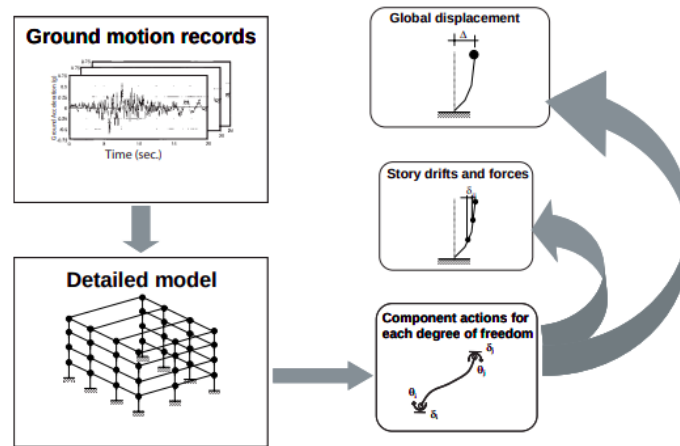


Figure 28. Les étapes d'une analyse dynamique non linéaire comme expliqué par FEMA 440

Néanmoins, lors des analyses non linéaires transitoires, les praticiens peuvent être confrontés à plusieurs défis, notamment l'établissement de la relation force-déformation des éléments structuraux soumis à des charges cycliques, ainsi la sélection de la représentation temporelle du tremblement de terre la plus appropriée à intégrer dans les analyses. Bien que l'analyse dynamique non linéaire fournisse des informations détaillées sur la performance structurelle, elle est plus complexe et exigeante en ressources, ce qui peut limiter son application dans certains cas.

Les analyses dynamiques non linéaires peuvent être moins incertaines que d'autres techniques si les propriétés non linéaires des éléments du modèle structural détaillé ne sont pas définies avec précision et fiabilité. Toutefois, si ces propriétés sont mal caractérisées, les résultats obtenus peuvent ne pas être meilleurs que ceux d'autres méthodes alternatives.

Le choix de la meilleure approche dépend du paramètre d'intérêt. Par exemple, avec des analyses dynamiques simplifiées, un oscillateur à un degré de liberté peut être soumis à un grand nombre d'enregistrements de mouvements sismiques, offrant ainsi une bonne représentation de l'incertitude liée à la demande de déplacement global en raison de la variabilité du mouvement du sol. En revanche, si l'ingénieur est confiant dans l'estimation du déplacement global maximal issue d'une analyse statique non linéaire, une analyse pushover multi-modale peut fournir des estimations améliorées de la réponse structurelle, qui ne seraient pas nécessairement disponibles à partir des analyses dynamiques simplifiées basées sur un modèle à un degré de liberté.

La figure 29 résume les relations entre les principales méthodes d'analyse non linéaire inélastique en fonction du type de modèle structural et de la caractérisation du mouvement sismique. La figure mentionnée met également en évidence l'incertitude relative associée à chaque option, bien que le degré réel d'incertitude dépende de plusieurs facteurs.

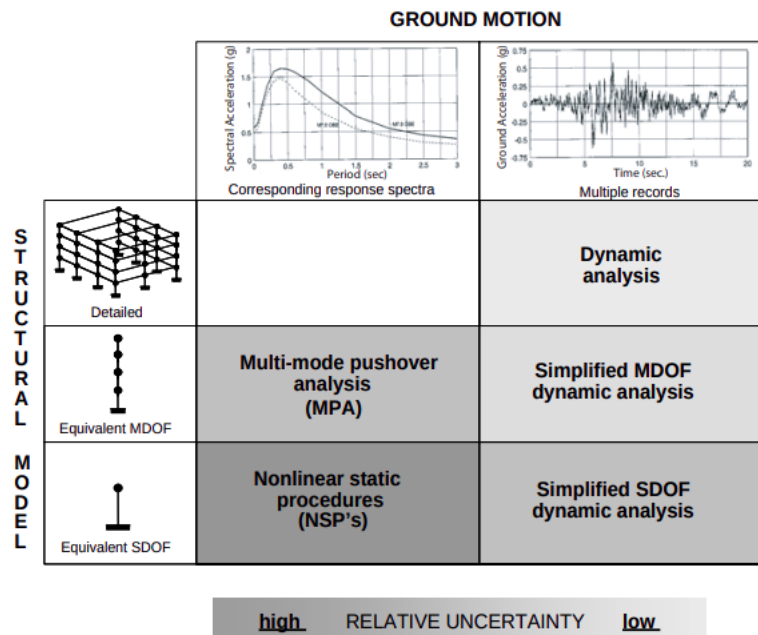


Figure 29. Comparaison, sur la base des tendances d'incertitude dans les résultats, entre les différentes analyses statique et dynamique (FEMA 440).

### 5.3 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE DU VIADUC

Un essai pseudo-dynamique a été réalisé sur une maquette d'un viaduc à l'échelle 1 :2,5. Cette méthode hybride permettant de tester uniquement une partie de la structure tout en simulant le reste grâce à un logiciel de calcul. Ainsi, seules les trois piles à base encastrée ont fait l'objet d'une expérimentation au laboratoire ELSA d'Ispra (Pinto, Verzeletti et al. 1996),, tandis que le tablier a été modélisé numériquement à l'aide du logiciel Cast3M (voir figure 30). Pendant l'essai, l'interaction entre les piles et le tablier a été déterminée en temps réel grâce à l'intégration numérique de l'équation de la dynamique. De plus, les efforts d'inertie ont été calculés et réinjectés dans l'expérience pour assurer une simulation fidèle du comportement structurel.

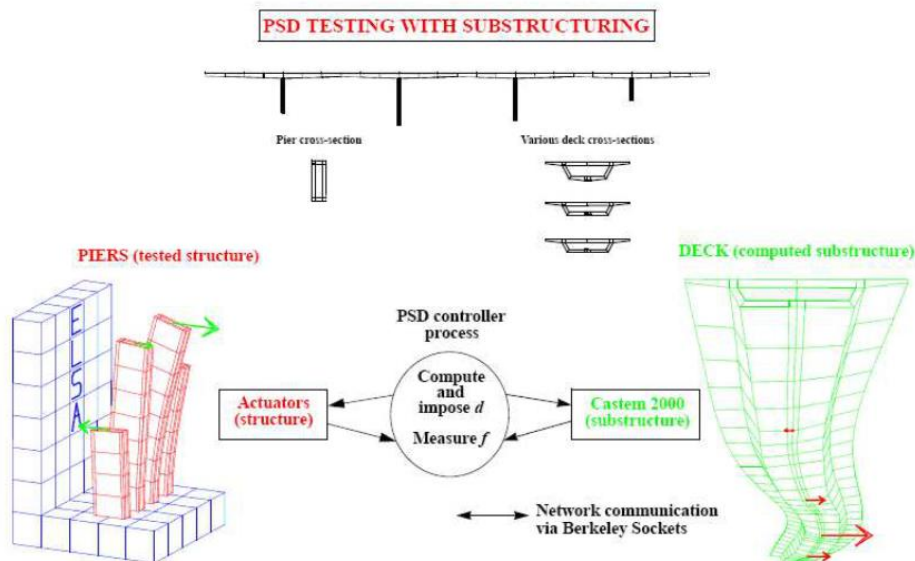


Figure 30. Description de l'essai Pseudo-dynamique réalisé au laboratoire ELSA.

Un modèle élément finis du viaduc à l'échelle 1:2,5 (illustré à la Figure 31-a), a été réalisé avec FEDEASLab (Filippou and Constantinides 2004). La figure 31-b et la figure 31-c illustrent les sections en forme des piles et du tablier. Les trois piles en béton armé du pont ont une forme de section rectangulaire creuse, tandis que le tablier est en béton précontraint et présente une forme creuse de "voussoirs". Le modèle à l'échelle (1:2,5) a été testé de manière pseudo-dynamique en utilisant la technique de sous-structuration dans laquelle les piles sont testées physiquement et le tablier, supposé se comporter de manière élastique, est intégré numériquement en ligne (Pinto, Verzeletti et al. 1996).

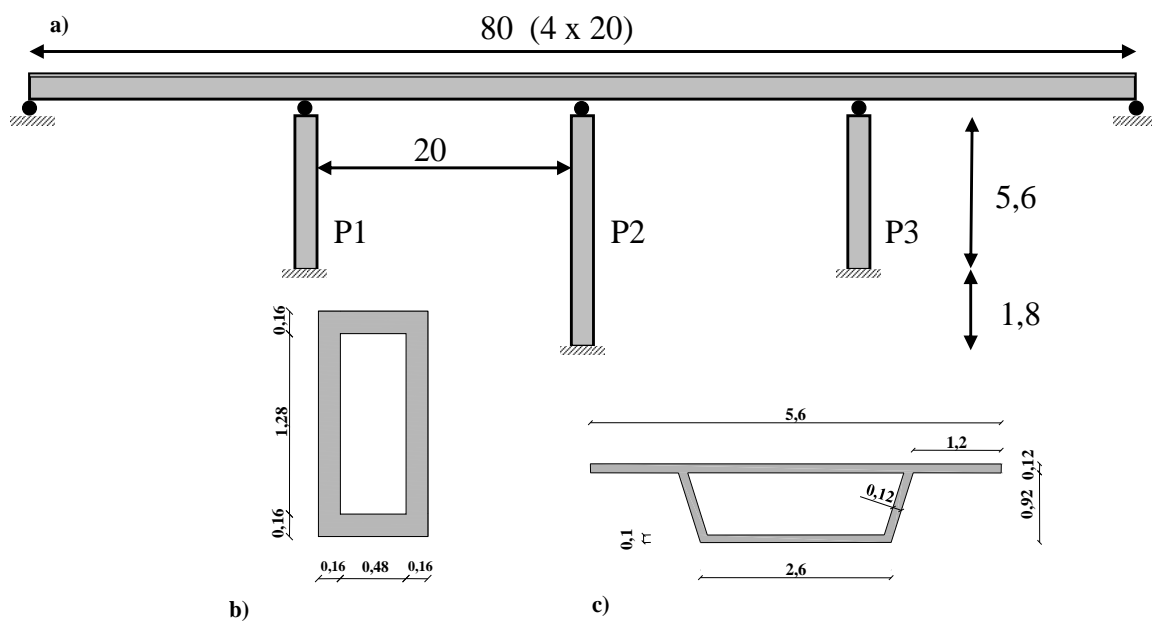


Figure 31. Viaduc : vue en plan du viaduc. a) Vue en plan de la maquette en béton armé à l'échelle 1:2.5 (Pinto, Verzeletti et al. 1996), b) Schéma des piles, c) Schéma du tablier (dimensions en mètres).

## 5.4 VALIDATION DU MODEL NUMERIQUE

### 5.4.1 DESCRIPTION DU MODEL NUMERIQUE

L'objectif de ce modèle numérique est de reproduire le comportement dynamique non linéaire de la maquette du pont testé à l'ELSA. Ainsi, un modèle d'éléments finis basé sur des éléments multifibres a été adopté pour effectuer les simulations numériques, pour leur capacité à modéliser ce type de comportement (Harding and Ruiz 1997).

Les modèles de poutres multifibres sont particulièrement avantageux pour les analyses non linéaires et les matériaux composites. En divisant la section transversale de la poutre en un ensemble de fibres, chaque fibre pouvant avoir des propriétés matérielles différentes (Figure 32). Ainsi, il est possible de modéliser précisément la réponse d'une structure composite ou hétérogène. Cette approche permet également de modéliser les effets locaux tels que le flambage local, les zones plastiques et les fissures.

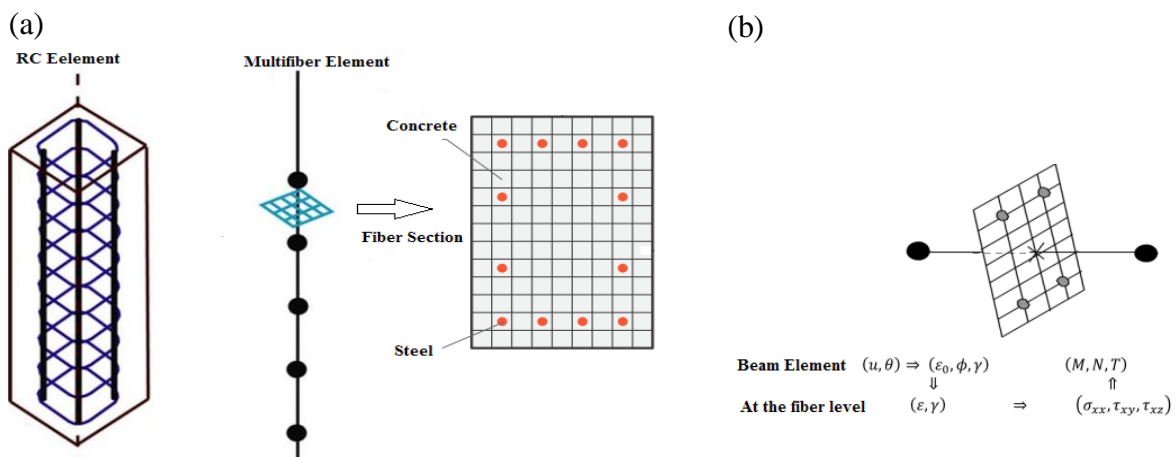


Figure 32. a) Description de l'élément de poutre multifibre b) Variables cinématiques et statiques.

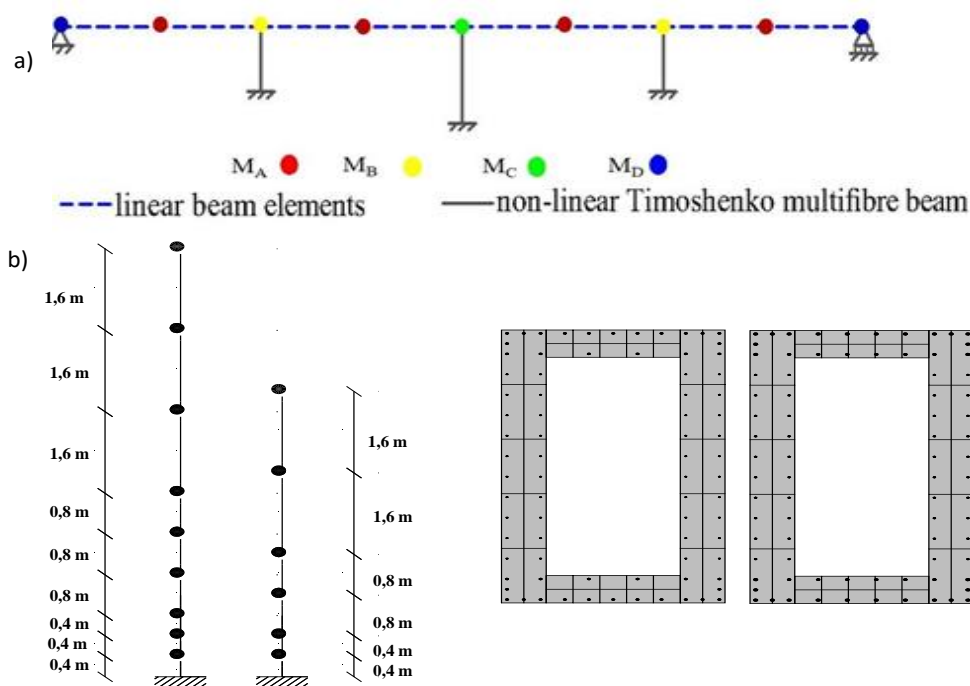
Le modèle des poutres multifibres d'Euler-Bernoulli suppose que les sections transversales restent perpendiculaires à l'axe neutre après déformation, applicable aux poutres minces avec des effets de cisaillement négligeables. Il simplifie les calculs en reliant la déformation longitudinale à la distance par rapport à l'axe neutre. Le modèle de Timoshenko, adapté aux poutres épaisses ou courtes, inclut les effets de cisaillement transversal. Ici, les sections transversales ne restent pas perpendiculaires après déformation, permettant une analyse plus précise des déformations locales sous charges complexes tel que les chargements sismiques

Par conséquent, nous avons choisi de modéliser les piles de pont avec des éléments de poutre multifibre Timoshenko non linéaires. Les piles P1 et P3 sont discrétisées en six éléments tandis que neuf éléments sont utilisés pour la pile centrale P2 (Figure 33). Au niveau de la base des piles le maillage est raffiné afin de bien capturer les phénomènes d'endommagement. Les détails des fibres utilisées dans la section pour les piles P1-P3 et P2 sont donnés à la figure. 33. Quant au tablier en béton précontraint, son comportement est supposé linéaire élastique et est discrétisé en utilisant des éléments de poutre linéaires. Un ensemble de masse concentrée lui

sont ajouté. Les détails des masses de rotation et des inerties sont donnés dans le tableau 11. Les extrémités des piles sont supposées fixes.

**Tableau 11. Masses et inerties rotationnelles**

	$M_A$	$M_B$	$M_C$	$M_D$
Mass (Kg)	27,5	32	34	13,75
Rotational inertia $I_x$ (Kg.m <sup>2</sup> )	285	287	288	143
Rotational inertia $I_z$ (Kg.m <sup>2</sup> )	234	271	271	117



**Figure 33. Modèle multifibre du pont en béton armé testé a) Représentation schématique du modèle numérique b) Éléments multifibres et section transversale multifibre pour chaque type de pile.**

Toutes les sections des piles sont modélisées avec des fibres. Leurs sections sont discrétisées avec des fibres d'acier et des fibres de béton. Chaque fibre se voit attribuer une loi constitutive de matériau uniaxial. Nous utiliserons quarante fibres pour le béton, tandis qu'une fibre en acier est utilisée pour chaque barre d'armature, comme illustré à la figure 33.

La loi de dommage uniaxial pour le béton, développée par La Borderie (1991), est utilisée pour modéliser le comportement du béton tandis que le modèle de Menegotto et Pinto (2022) est utilisé pour modéliser le comportement non linéaire de l'acier.

La loi de dommage uniaxial pour le béton, développée par La Borderie en (1991), modélise la dégradation progressive du matériau sous contrainte uniaxial. Cette loi prend en compte l'endommagement isotrope, où la réduction de la rigidité du béton est proportionnelle à

l'augmentation de la déformation. Elle introduit une variable de dommage, évoluant de 0 (matériau intact) à 1 (matériau complètement endommagé), et permet de simuler le comportement non linéaire du béton sous des charges répétées, y compris la fissuration et la perte de portance. La relation contrainte déformation du béton (Figure 34), incluant l'endommagement, est décrite par l'équation :

$$\sigma = E_0(1 - D)(\epsilon - \epsilon_d) \quad (31)$$

Avec :

**D** : variable de dommage, D varie de 0 (matériau intact) à 1 (matériau totalement endommagé). Elle décrit l'évolution de l'endommagement en fonction de la déformation.

$\epsilon_d$  : déformation inélastique, partie de la déformation totale associée à l'endommagement.

$E_0$  : module d'élasticité du béton.

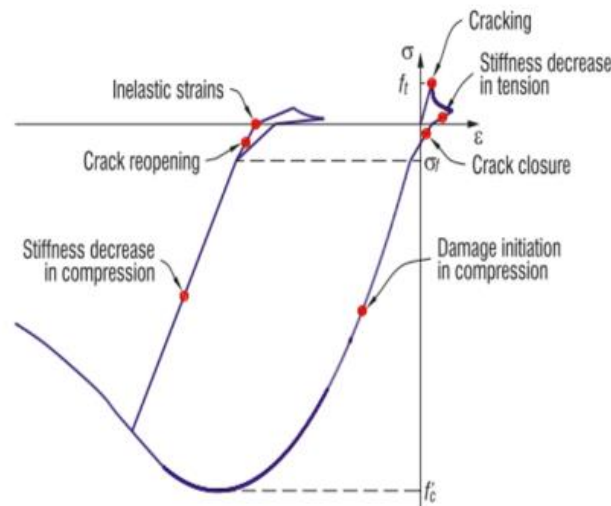


Figure 34. Modèle unilatéral du béton de La Borderie en (1991)

Les fonctions empiriques, décrivant l'évolution de l'endommagement D en fonction de la déformation, sont dépendantes des paramètres seuils de déclenchement d'endommagement ( $Y_{01}$  et  $Y_{02}$ ), des paramètres de croissance d'endommagement ( $A_1$  et  $A_2$ ), des paramètres de forme de la loi de dommage ( $B_1$  et  $B_2$ ), des paramètres de caractérisation de la loi de dommage ( $\beta_1$  et  $\beta_2$ ) et la résistance à la traction  $\sigma_f$ . Ces paramètres sont définis comme suit :

- **Paramètres seuils de déclenchement d'endommagement ( $Y_{01}$  et  $Y_{02}$ )**, valeurs de référence de l'énergie de déformation à partir desquelles l'endommagement commence à se développer dans le matériau.
- **Paramètres de croissance d'endommagement ( $A_1$  et  $A_2$ )**, coefficients déterminant la vitesse de propagation de l'endommagement en fonction de l'énergie de déformation.

- **Paramètres de forme de la loi de dommage** ( $B_1$   $B_2$ ), coefficients influençant la forme de la courbe de dommage par rapport à l'énergie de déformation.
- **Paramètres de caractérisation de la loi de dommage** ( $\beta_1$  et  $\beta_2$ ), facteurs modifiant la sensibilité de l'endommagement aux variations de l'énergie de déformation.
- **La résistance à la traction**  $\sigma_f$ , la contrainte maximale que le béton peut supporter en traction avant de se fracturer.

Ces paramètres permettent de modéliser avec précision la dégradation du béton sous charges cycliques, en prenant en compte à la fois les aspects élastiques et l'évolution de l'endommagement. Ils sont utilisés pour calibrer le modèle afin de refléter les comportements observés expérimentalement dans des conditions de chargement spécifiques. Les paramètres utilisés dans notre étude sont donnés dans le tableau 12.

Tableau 12. Paramètres des lois de comportement du béton et de l'acier.

Paramètres du Béton			
$E$	29.4 GPa	$B_1$	1.0
$\nu$	0.175	$B_2$	1.3
$Y_{01}$	1000 Pa	$\beta_1$	0.5 MPa
$Y_{02}$	0.0001 MPa	$B_2$	-19 MPa
$A_1$	7000 MPa <sup>-1</sup>	$\sigma_f$	3.0 MPa
$A_2$	6.0 MPa <sup>-1</sup>		

Le modèle de Menegotto et Pinto (2022) (Figure 35) est largement utilisé pour décrire le comportement des matériaux, en particulier les aciers dans les structures en béton armé, sous chargements cycliques.

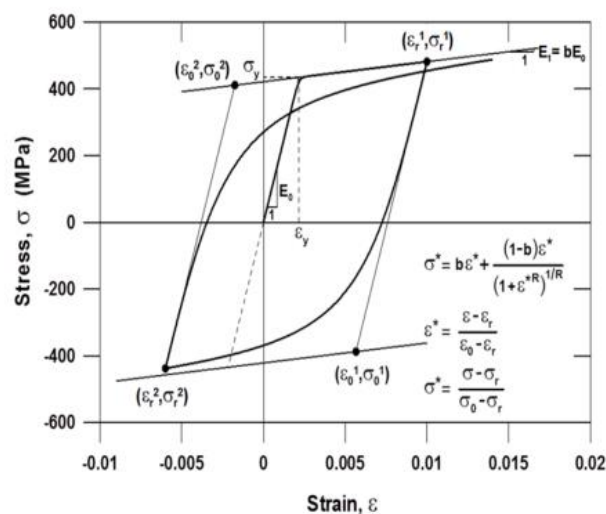


Figure 35. Modèle de comportement de l'acier (Menegotto et Pinto (2022))

Les paramètres de ce modèle sont comme suit :

- **Module d'élasticité  $E$ ,**
- **Limite d'élasticité  $f_y$ :** contrainte limite d'élasticité de l'acier.
- **Résistance ultime  $f_{su}$ :** contrainte maximale que l'acier peut supporter avant rupture.
- **Déformation au début du durcissement  $\epsilon_{sh}$ :** déformation correspondante au Début du durcissement par écrouissage.
- **Déformation ultime  $\epsilon_{su}$ :** déformation correspondante à la résistance ultime  $f_{su}$ . C'est la déformation maximale que le matériau peut supporter avant de rompre.

Tableau 13. Paramètres des lois de comportement de l'acier.

Paramètres de l'Acier	
$E$	200 GPa
$f_y$	450 Mpa
$f_{su}$	710 Mpa
$\epsilon_{sh}$	0.0060
$\epsilon_{su}$	0.10

#### 5.4.2 VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE

Le modèle numérique est d'abord validé sans l'interaction sol-structure (SSI) avec une base fixe. Les résultats numériques sont comparés à ceux obtenus des tests expérimentaux. L'effet de la SSI sera traité ultérieurement.

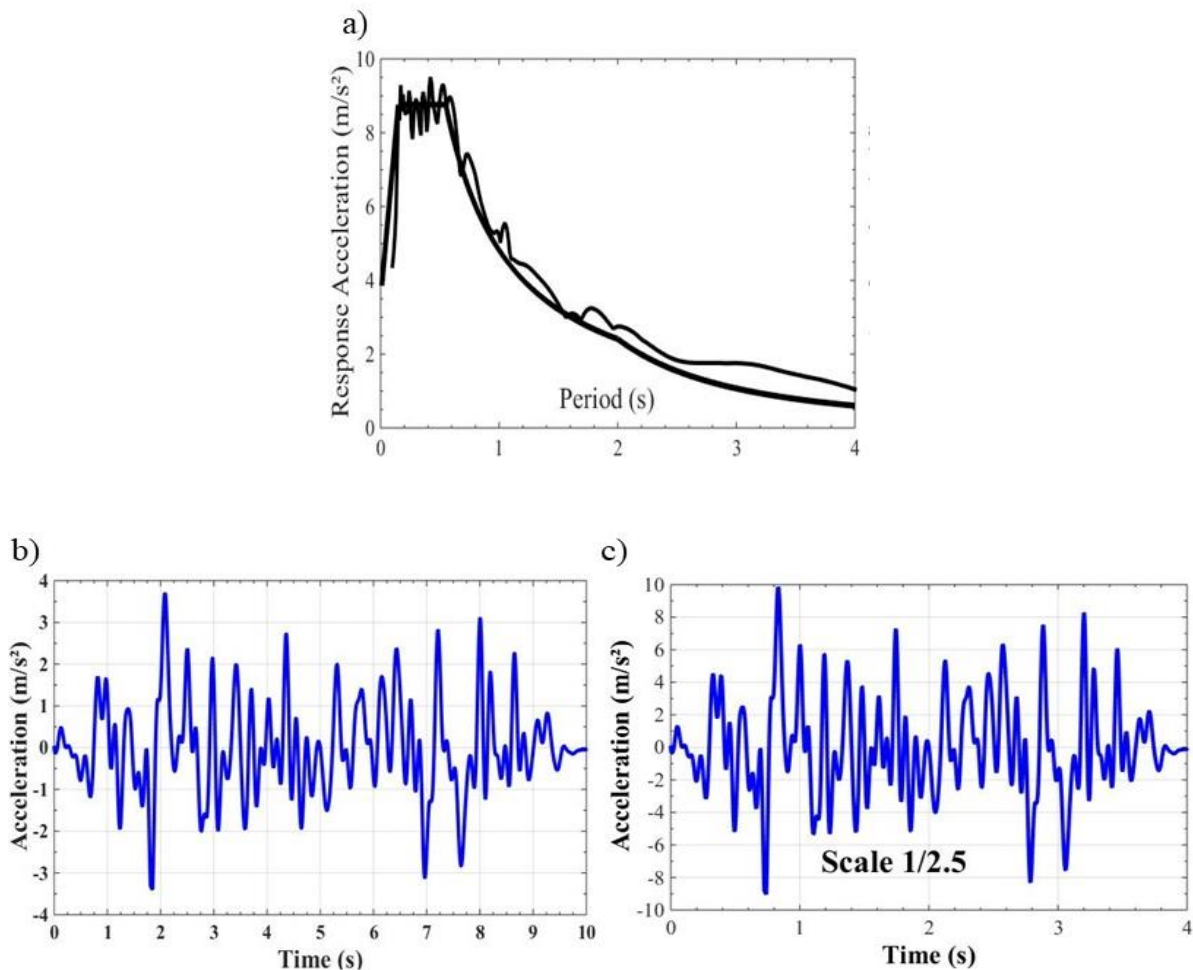
En premier lieu, une analyse modale est effectuée pour comparer entre les fréquences propres obtenues à partir du modèle numérique et celles mesuré pendant le test expérimental. Cette comparaison est reportée sur le tableau 14. On remarque qu'on arrive à reproduire les mêmes fréquences propres. Cependant, un petit écart notable est observé pour les modes supérieurs.

Tableau 14. Fréquences des modes propres. Numériques Vs Expérimentales

Mode de vibrations	Numérique [Hz]	Expérimentale [Hz]
1	4.2	4.2
2	6.4	6.8
3	9.9	10.4
4	15.8	16.8

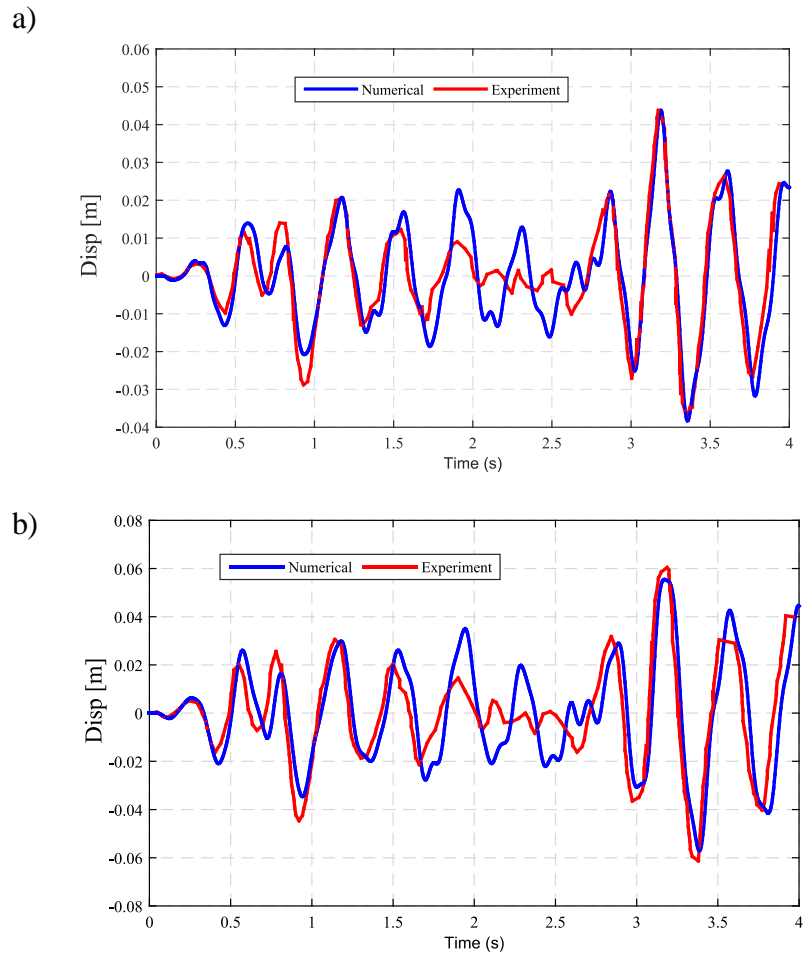
Ensuite, une analyse dynamique transitoire non linéaire est utilisée pour valider la réponse dynamique obtenue par le modèle numérique, en la comparant aux résultats mesurés lors du test expérimental. Pour cette analyse, on réutilise la même excitation sismique, représenté ci-dessous par un accélérogramme synthétique (Figure 36 (b)), que celle utilisé pendant le test

expérimental. Cet accélérogramme généré artificiellement est compatible au spectre de réponse à 5 % d'amortissement de l'EC 8 pour la classe de sol B, comme illustré dans la Figure 36 (a). Afin de respecter les lois de similitude, l'accélération du mouvement du sol sera amplifiée d'un facteur de 2,5, contrairement à l'échelle de temps qui sera divisée par 2,5 (Figure 36(c)).



**Figure 36. Accélérogramme synthétique compatible avec le spectre de réglementaire à 5% d'amortissement de l'Eurocode 8 pour la classe de sol B, (a) Spectre réglementaire de l'Eurocode 8 pour 5% d'amortissement et classe de sol B, (b) Accélérogramme synthétique pour a structure à échelle réelle, (c) Accélérogramme synthétique pour la structure mise à l'échelle."**

La figure 37 présente une comparaison entre la réponse structurale numérique et la réponse expérimentale. On remarque bien que l'évolution temporelle des déplacements transversaux aux sommets des piles P1, P3 et P2 est bien reproduite. Les pics de déplacement ainsi que le contenu fréquentiel de la réponse montrent une bonne concordance avec les résultats expérimentaux.



**Figure 37. Déplacements expérimentaux (issus du test pseudo-dynamique) vs. Déplacements numériques. a) Déplacements transversaux en tête des piliers P1 et P3 ; b) Déplacements transversaux en tête du pilier P2.**

## 5.5 INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Comme il a été souligné précédemment, le comportement non linéaire des fondations et le sol affecte la réponse du système structurel. Par conséquent on étudiera l'influence de l'interaction sol structure sur la réponse dynamique non linéaire du pont. L'interaction sol structure est pris en compte en modélisant les fondations avec un macro-élément qui prends en compte les non-linéarités matérielles et géométriques (Grange, Botrugno et al. 2011) .

### 5.5.1 DESCRIPTION DU MACRO-ELEMENT

Ce macro-élément, permettant la prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS), est conçu afin de modéliser les fondations superficielles soumises à des chargements statiques, cycliques et dynamiques. Le macro-élément utilisé ici permet de modéliser des semelles de forme circulaire, rectangulaire ou en bande reposant sur un sol semi-infini. Ce type de macroélément permet de prendre en compte les non-linéarités matérielles (plasticité du sol) et les non-linéarités géométriques (mécanisme de soulèvement) sous des chargements statiques et

dynamiques. Ces deux mécanismes sont couplés et peuvent être activés simultanément, produisant un déplacement total donné par :

$$u = u_{el} + u_{pl} + u_{up} \quad (32)$$

Où,

$u_{el}$  représente le déplacement élastique,

$u_{pl}$  représente le déplacement plastique,

$u_{up}$  représente le déplacement dû au décollement.

L'équation générale reliant les efforts appliqués  $F$  aux déplacements  $u$  est exprimée sous la forme :

$$F = K_{el}u_{el} + K_{pl}u_{pl} + K_{up}u_{up} \quad (33)$$

où  $K_{el}$ ,  $K_{pl}$  et  $K_{up}$  sont les matrices de rigidité associées à chaque mécanisme.

La loi de comportement est écrite en termes de variables généralisées (forces/moments vs. déplacements/rotations) (voir la figure 38 (a)). Les non-linéarités sont supposées être condensées en un point représentatif : le centre de la fondation. Les non-linéarités matérielles sont traitées selon les théories classiques de la plasticité (un critère de rupture définit les conditions à partir desquelles le sol commence à se plastifier, une surface de charge évolue à l'intérieur de ce critère selon des lois d'écrouissage cinématique et isotrope, et une loi d'écoulement relie les incréments d'efforts aux déplacements plastiques à l'aide d'un multiplicateur plastique). Les variables cinématiques plastiques sont calculées à partir d'une surface de charge exprimée en termes de variables généralisées en utilisant la règle de normalité. Les écrouissages isotropes et cinématiques sont pris en compte.

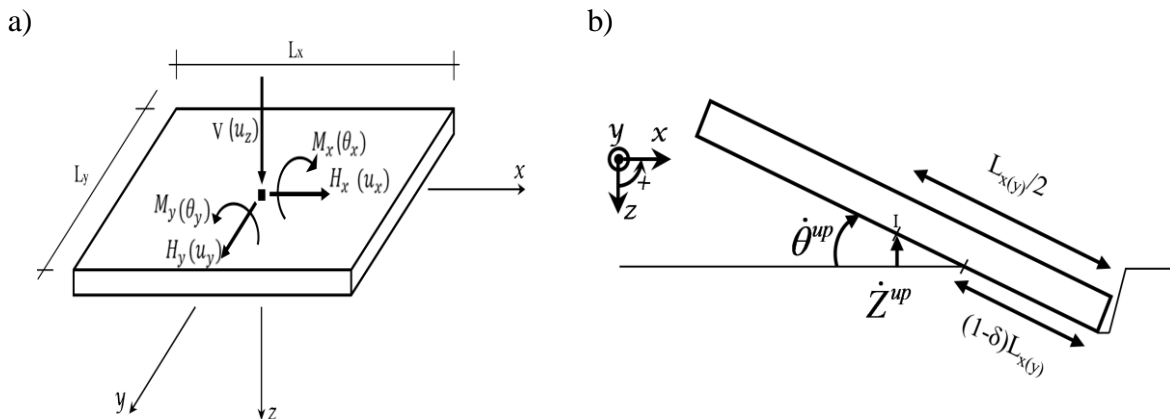


Figure 38. Variables généralisées (forces et déplacements) (b) Cinématique d'une fondation pour le mécanisme de soulèvement. (adapté de [Grange, Kotronis et al. 2009])

Concernant la non-linéarité géométrique, le phénomène de soulèvement est représenté par une variable d'état unique décrivant la proportion de la surface de la semelle soulevée  $\delta$  (Figure 38 (b)). La théorie de la plasticité est également choisie pour décrire le mécanisme de

soulèvement. Le décollement est intégré via un critère basé sur la séparation entre la fondation et le sol. Deux formulations sont étudiées :

1. Décollement sur sol élastique : Une répartition linéaire des contraintes est supposée.
2. Décollement sur sol plastique : Le comportement est modélisé selon une approche inspirée de la plasticité.

Le couplage entre plasticité et décollement est géré par une approche multi-mécanismes permettant d'activer simultanément plusieurs surfaces de charge.

La règle d'écoulement est trouvée à travers des considérations géométriques, en supposant que le centre de rotation de la fondation reste toujours au milieu du segment non soulevé. La description mathématique est détaillée dans (Grange, Kotronis et al. 2008). Le couplage des différents mécanismes est simple en suivant la théorie des multi-mécanismes (Grange, Kotronis et al. 2009, Grange, Kotronis et al. 2009).

Afin d'amplifier l'influence de l'ISS, les dimensions de la fondation ont été réduites de  $L = 4,2$  m et  $B = 2,1$  m à  $L = 3,2$  m et  $B = 1,6$  m. D'autre part, dans la présente section, la quantification de l'influence des types de sol sur la réponse non linéaire des piles du modèle de viaduc est évaluée. C'est pourquoi, la réponse structurelle non linéaire du viaduc est réalisée pour deux types de sol (classe B et classe C).

### **5.5.2 GENERATION ARTIFICIEL DES SIGNAUX SISMIQUE COMPATIBLE AU SPECTRE DE REPONSE.**

Le choix de la représentation temporelle de l'action sismique utilisé dans l'analyse dynamique non linéaire s'avère très important. En effet, l'utilisation d'un accéléromètre sismique non compatibles avec le spectre de réponse dans l'analyse dynamique non linéaire peut entraîner des inexactitudes significatives dans la prédiction de la réponse structurelle. Ces imprécisions résultent des écarts dans l'intensité de l'action sismique mais aussi de la nature de sol de fondation, pouvant mener à des évaluations erronées du comportement d'une structure sous charge sismique.

Selon (Malhotra, 2001), les signaux sismiques temporels non compatibles avec le spectre peuvent générer des réponses différentes lorsqu'ils sont intégrés, entraînant des incohérences dans le comportement structurel calculé. De plus, la réponse structurelle calculée des signaux de l'accélération peut ne pas correspondre à celles obtenues à partir des signaux de vitesse et de déplacement non traités, compliquant ainsi l'analyse (RACHEDI, 2014). L'utilisation d'historiques temporels compatibles avec le spectre de conception peut involontairement exagérer les demandes de déplacement et l'apport énergétique, faussant ainsi les performances structurelles attendues (Naeim & Lew, 1995). Cette exagération peut conduire à une surconception ou à une sous-performance des structures lors de séismes réels, compromettant ainsi la sécurité et la fiabilité (Naeim & Lew, 1995). Les historiques temporels non compatibles avec le spectre introduisent souvent des dérives dans les processus de vitesse et de déplacement résultants, rendant l'analyse plus complexe (Yang et al., 2019). Les corrections de base,

couramment utilisées pour corriger ces dérives, peuvent altérer le contenu fréquentiel, rendant ainsi les processus corrigés incohérents (Yang et al., 2019).

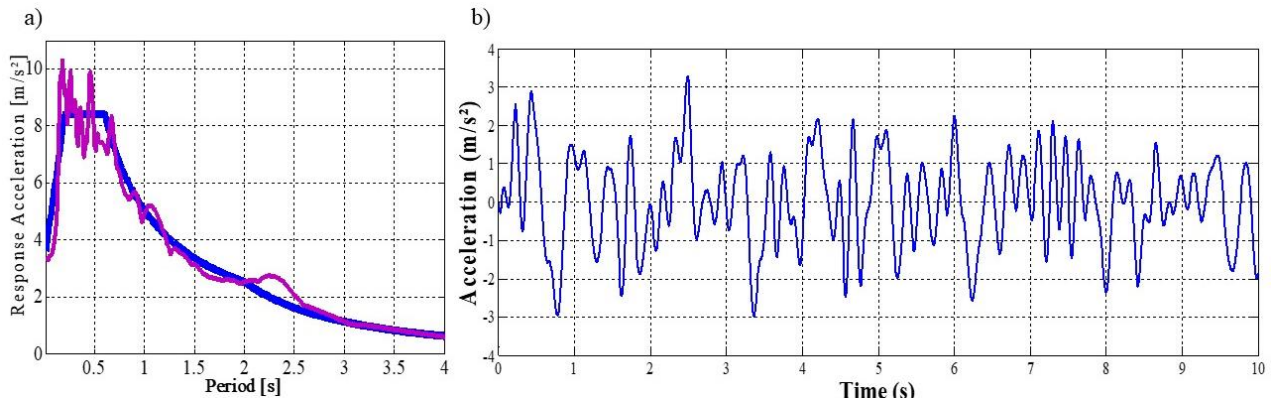
Ainsi, bien que les historiques temporels compatibles avec le spectre soient essentiels pour une analyse sismique précise, leur génération et leur application doivent être rigoureusement contrôlées afin d'éviter les écueils potentiels, tels que la surestimation des demandes structurelles ou la mauvaise représentation des caractéristiques réelles du mouvement du sol.

Auparavant, un signal sismique compatible avec le spectre de réponse pour un sol de classe B était utilisé. Maintenant, pour le sol de classe C, afin d'éviter l'influence de la variabilité des paramètres des tremblements de terre sur la réponse dynamique non linéaire et de conserver le même contenu fréquentiel du signal sismique, nous allons générer artificiellement un second accélérogramme pour le sol de classe C à partir du premier accélérogramme synthétique (classe B). Le spectre de réponse de l'accélérogramme généré doit être compatible avec le spectre de calcul de l'EC8 pour le sol de classe C (voir Figure 39).

- Une approche de génération de signaux sismique compatible à spectre de réponse cible a été développée par M. Rachedi (2014). Cette méthode repose sur un algorithme itératif destiné à générer des signaux sismiques variables dans l'espace, tout en garantissant leur compatibilité avec les spectres de réponse réglementaires. Voici les étapes principales de cette approche :
- Définition des spectres cibles : On commence par obtenir les spectres de réponse en accélération (RSA) correspondant aux différents profils géotechniques des emplacements des fondations, conformément aux spécifications réglementaires.
- Calcul des fonctions de cohérence : À l'aide d'un modèle de cohérence sélectionné et des coordonnées des différents points d'ancrage, on estime les relations entre les signaux aux divers emplacements.
- Segmentation du signal de référence : Le signal d'accélération de référence est divisé en plusieurs segments (généralement trois), facilitant ainsi le traitement et l'adaptation progressive.
- Calcul des densités spectrales de puissance (DSP) : Pour chaque segment, la densité spectrale de puissance est calculée afin de caractériser la répartition de l'énergie dans le domaine fréquentiel.
- Génération de processus aléatoires stationnaires : À partir de la DSP calculée, des processus aléatoires stationnaires sont générés pour chaque segment.
- Assemblage des segments : Les segments générés sont ensuite combinés pour former des processus non stationnaires, représentant une évolution temporelle réaliste des accélérations sismiques.
- Validation et ajustements itératifs : Les spectres de réponse des accélérations générées sont comparés aux spectres cibles. Si l'erreur moyenne dépasse une tolérance définie (critère de convergence), la densité spectrale de puissance est mise à jour et le processus est répété jusqu'à obtenir une adéquation satisfaisante.

Cette méthode permet de prendre en compte la variabilité spatiale des signaux sismiques tout en assurant leur conformité aux exigences normatives. L'approche repose sur un processus

itératif qui ajuste progressivement les signaux simulés pour atteindre un niveau de compatibilité optimale.

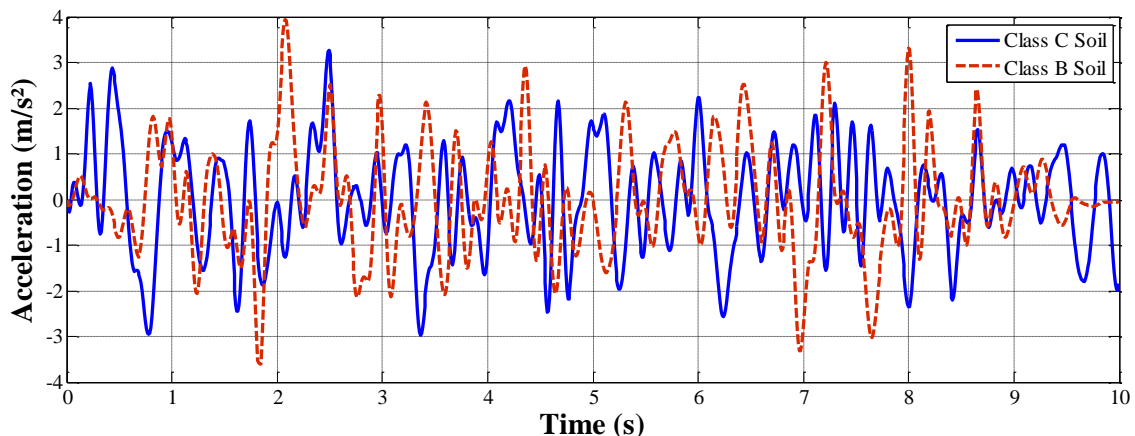


**Figure 39. "Génération artificielle d'un accélérogramme synthétique correspondant à la classe de sol C, (a) Spectres de conception de l'EC8 (classe de sol C) pour un amortissement de 5% et spectres de l'accélérogramme synthétique, (b) Accélérogramme synthétique."**

Ainsi, le second accélérogramme est généré en utilisant l'approche de génération conditionnelle de signaux sismiques compatibles avec un spectre de réponse cible. Cette approche, mise en œuvre par M. Rachedi (2014). L'utilisation de cette méthode a été motivé par le fait qu'elle permet de préserver le contenu fréquentiel du signal original tout en garantissant des PGAs compatibles avec le profil de sol.

Le signal généré est représenté dans la Figure 39(b). Une comparaison entre le spectre de réponse et celui de l'EC8 (Sol de type C) est donnée dans la Figure 39(a).

Par ailleurs, dans la figure 40, une comparaison est faite entre les accélérogrammes artificiels pour les deux types de sol. Le PGA pour le nouveau signal sismique artificiel est de 0,30 g, une valeur légèrement inférieure à celle du signal original.



**Figure 40. Comparaison entre les accélérogrammes synthétiques compatibles avec le spectre de réponse de conception de l'EC8 pour les types de sol B et C**

Une comparaison entre les évolutions temporelles des déplacements transversaux des têtes de piles pour les deux classes de sol est représentée sur la figure 41. Malgré le fait que l'intensité

de l'excitation sismique (compatible avec le sol de type C) soit légèrement inférieure, les déplacements transversaux des têtes de piles considérant une fondation avec un sol de classe C sont plus élevés que ceux correspondant à un sol de fondation de classe B. De toute évidence, le comportement dynamique non linéaire du viaduc est complètement modifié en tenant compte de l'interaction entre les fondations des piles et le sol. En somme, l'influence de l'ISS doit être prise en compte lors de l'estimation du risque, car elle les déplacements et les forces internes des piles du pont risquent d'être amplifiés.

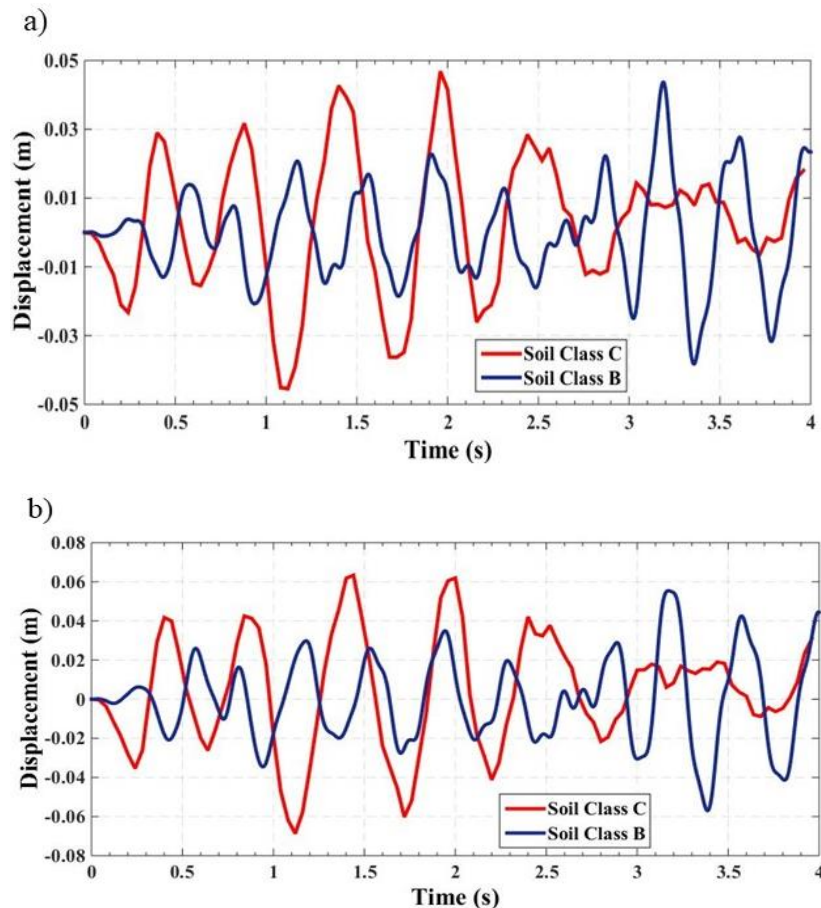


Figure 41. Comparaison des déplacements transversaux en tête des piles, a) Piles P1 et P3, b) Pile P2.

## 5.6 CONCLUSION

L'analyse dynamique non linéaire est une méthode avancée permettant d'évaluer avec précision la réponse des structures soumises à des sollicitations sismiques en tenant compte des non-linéarités matérielles et géométriques. Contrairement aux approches statiques ou linéaires, elle offre une vision plus réaliste du comportement des ouvrages en simulant l'évolution progressive des efforts et des déformations jusqu'à la rupture. Grâce à des techniques d'intégration temporelle comme celles de Newmark ou Runge-Kutta, elle permet d'identifier les mécanismes d'endommagement, de mieux comprendre les performances des structures et d'optimiser leur conception. Son principal avantage réside dans sa capacité à reproduire fidèlement les effets dynamiques réels, notamment pour les structures présentant un comportement non linéaire marqué, ce qui en fait un outil privilégié en ingénierie parasismique.

Cette étude a permis d'explorer en profondeur la réponse dynamique non linéaire des piles d'un viaduc en béton armé, en mettant en lumière l'impact crucial de l'interaction sol-structure (ISS). La validation du modèle numérique, réalisée à partir des essais expérimentaux, a démontré la robustesse de l'approche adoptée pour représenter avec fidélité le comportement des structures soumises à des sollicitations sismiques.

Les résultats ont mis en évidence que l'ISS modifie significativement la réponse dynamique du viaduc, entraînant une amplification des déplacements et des forces internes au sein des piles. L'intégration d'un macro-élément modélisant les fondations a permis d'appréhender avec précision les effets des non-linéarités matérielles et géométriques du sol, soulignant ainsi la nécessité d'une prise en compte rigoureuse de ces paramètres dans les analyses structurelles.

L'étude comparative entre différents types de sol a confirmé que le comportement du viaduc varie sensiblement en fonction des conditions géotechniques. En particulier, bien que l'excitation sismique appliquée aux sols de classe C soit légèrement inférieure à celle des sols de classe B, les déplacements observés restent plus importants. Ce constat rappelle que la nature du sol peut jouer un rôle déterminant dans la vulnérabilité des ouvrages et qu'une modélisation simplifiée peut sous-estimer les effets réels d'un séisme.

En définitive, ces résultats soulignent l'importance d'une approche intégrée en ingénierie parasismique, combinant des analyses avancées et une prise en compte détaillée des interactions sol-structure. Les résultats obtenus constituent une base solide pour améliorer les stratégies de conception des infrastructures et renforcer leur résilience face aux événements sismiques.

## CHAPITRE

# 6

## COURBES DE FRAGILITE D'UN PONT EXISTANT

---

### 6.1 INTRODUCTION

Comme mentionné dans l'introduction, l'objectif de cette thèse est de déterminer la vulnérabilité des ouvrages en béton armé en prenant en compte l'influence de l'interaction sol-structure. Dans cette section nous proposons d'utiliser les réseaux de neurones artificiels pour établir les courbes de fragilité d'un viaduc en béton armé.

Cette étude est détaillée en quatre parties :

- Validation d'un modèle élément finis du pont avec une base fixe avec les résultats expérimentaux.
- Étude de l'influence de l'interaction sol structure, en rajoutant des macroéléments au précédent modèle. Les réponses dynamiques correspondantes à deux classes différentes de sols sont confrontés.
- Établir une base de données pour l'entraînement et la validation d'un réseau de neurones artificiels. Cette base de données sera obtenue à partir des résultats et des entrées du modèle éléments finis, en faisant varier les paramètres du sol (Sols de classe A, B, C et D) et les caractéristiques des tremblant de terres.
- Une fois le réseau de neurone entraîné, il sera utilisé pour enrichir les données obtenues par la modélisation. Et finalement, établissement des courbes de fragilité du viaduc.

## 6.2 COURBES DE FRAGILITE

Les courbes de fragilité représentent un outil fondamental dans l'évaluation du risque sismique, fournissant une représentation quantitative de la vulnérabilité des structures aux événements sismiques. Ces courbes, comme on peut le voir sur la figure 42, expriment la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain état d'endommagement (en fonction de l'intensité du mouvement sismique). Ils sont largement utilisés dans la pratique de l'ingénierie pour évaluer l'impact potentiel des tremblements de terre sur les structures et les infrastructures.

$$F_r(a) = P[X > x_0 | A = a] \quad (34)$$

Où  $F_r(a)$  est la probabilité de dépassement d'un certain état de dommage,  $A$  est l'intensité caractéristique du tremblement de terre et  $a$  est sa valeur,  $X$  est la réponse à la sollicitation sismique,  $x_0$  est le seuil critique de l'état de dommage.

Les états de dommages sont classés en fonction de leur gravité, allant de l'absence de dommage à une défaillance structurelle complète.

En effet, l'atteinte d'un état de défaillance ou d'endommagement survient lorsque la demande sismique, imposée à la structure ( $D$ ), dépasse ou égale la capacité de résistance de ladite structure ( $C$ ). Typiquement, la défaillance (ou seuil critique) des structures dans un contexte incertain peut être décrite au moyen d'une fonction d'état limite ou d'une fonction de performance basée sur des paramètres physiques et géométriques. Ces paramètres peuvent être des variables aléatoires, exprimées sous la forme  $G(Z) = C(Z) - D(Z)$ . Le domaine de défaillance est défini par  $G(Z) \leq 0$ , et la courbe de fragilité peut ainsi être reformulée de manière générale :

$$F_r(a) = P[G(Z) \leq 0 | A = a] \quad (35)$$

Au final, la probabilité de défaillance d'une structure soumise à une distribution de l'intensité sismique  $A$  pourrait être facilement calculée en utilisant par l'intégrale suivante :

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_r(a) p_A(a) da \quad (36)$$

Avec  $p_A(a)$  est la fonction de densité de probabilité de  $A$ .

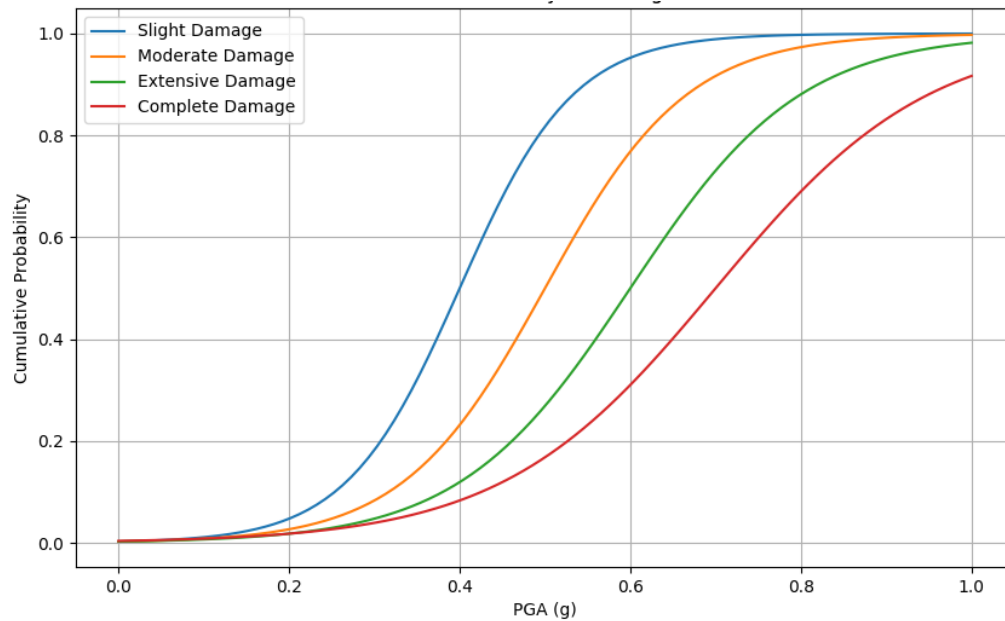


Figure 42. Exemple de courbe de fragilité en fonction de l'accélération maximale du sol PGA.

### 6.3 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

L'utilisation historique des courbes de fragilité sismique remonte au milieu et à la fin du 20<sup>e</sup> siècle, époque à laquelle on a pris conscience de la nécessité de quantifier et de comprendre systématiquement la vulnérabilité des structures aux événements sismiques. Le développement et l'application de courbes de fragilité sismique représentent une étape importante dans le domaine du génie parasismique.

Les travaux sur les courbes de fragilité sismique ont commencé à prendre de l'ampleur dans les années 1960 et 1970, principalement dans le contexte de l'industrie nucléaire et de la sécurité sismique des infrastructures critiques. Ces études visaient à évaluer la probabilité de défaillance des structures soumises à des charges sismiques. L'une des premières contributions significatives a été faite par Whitman et Cornell (1973), qui ont développé des méthodes probabilistes pour évaluer la performance des structures sous sollicitations sismiques. Ces travaux ont introduit des concepts clés, tels que la probabilité de dépassement des capacités structurales en fonction de l'intensité sismique.

Pendant les années 70 et 80, les recherches sur les courbes de fragilité sismique ont connu des avancées notables. L'importance de la modélisation probabiliste a été renforcée par les travaux de Newmark et Rosenblueth (1971), qui ont approfondi les méthodes pour évaluer la performance des structures face aux séismes en utilisant des approches statistiques plus robustes. De plus, Kennedy et al. (1984) ont développé des modèles de fragilité pour les centrales nucléaires, intégrant les connaissances sur les matériaux et les dynamiques structurelles. Ces études ont permis de mieux comprendre la probabilité de défaillance des structures en fonction de l'intensité des secousses sismiques, améliorant ainsi les pratiques d'ingénierie sismique et de gestion des risques. Les travaux de Cornell (1988) ont également

contribué à affiner les modèles probabilistes, en utilisant des bases de données élargies et des analyses statistiques avancées pour améliorer la précision des courbes de fragilité. Ces recherches ont établi les fondements des pratiques modernes d'évaluation sismique, en combinant des approches théoriques et empiriques pour mieux comprendre et quantifier la vulnérabilité structurelle aux tremblements de terre.

Entre 1990 et 2020, les recherches sur les courbes de fragilité sismique ont connu des avancées majeures, grâce à l'essor des technologies informatiques et des méthodes d'analyse probabiliste. Dans les années 1990, des chercheurs comme Hwang et Huo (1998) ont développé des courbes de fragilité pour divers types de ponts, en utilisant des simulations numériques et des données empiriques. En 2000, la FEMA a publié le rapport HAZUS, une méthodologie standardisée pour évaluer les pertes sismiques aux États-Unis, intégrant des courbes de fragilité pour divers types de bâtiments et infrastructures.

Les années 2000 ont vu l'utilisation accrue de la modélisation numérique et des méthodes Monte Carlo pour améliorer la précision des courbes de fragilité. Par exemple, Shinozuka et al. (2000) ont utilisé des méthodes de simulation pour développer des courbes de fragilité des ponts en Californie. La recherche s'est également concentrée sur les bâtiments existants et les structures critiques, comme les centrales nucléaires et les hôpitaux.

Dans les années 2010, l'accent a été mis sur l'intégration des effets de l'incertitude et des nouvelles données sismiques. Baker (2015) a proposé des méthodes pour inclure l'incertitude spatiale dans les courbes de fragilité, améliorant ainsi la fiabilité des prédictions. Les avancées en imagerie sismique et en modélisation 3D ont permis de générer des courbes de fragilité plus détaillées et spécifiques aux sites. De plus, l'utilisation de l'intelligence artificielle et des réseaux de neurones a commencé à émerger comme une méthode prometteuse pour affiner les modèles de fragilité sismique, en s'appuyant sur de vastes ensembles de données et des capacités de calcul avancées.

Au cours de la dernière décennie, les travaux sur les courbes de fragilité sismique ont continué à évoluer grâce à l'incorporation de technologies avancées et de nouvelles méthodologies. L'intelligence artificielle et les réseaux de neurones artificiels ont été largement utilisés pour améliorer la précision des modèles de fragilité, comme l'ont démontré les recherches de Olarte et al. (2017) et de Gkimprixis et al. (2019). Ces techniques permettent d'analyser de vastes ensembles de données sismiques et structurelles, fournissant des estimations plus précises de la vulnérabilité structurelle. En outre, les méthodes probabilistes ont été affinées pour mieux capturer les incertitudes et les variabilités spatiales, ce qui est essentiel pour des évaluations plus robustes des risques sismiques. Ces avancées ont contribué à une meilleure compréhension des impacts potentiels des séismes et à l'amélioration des stratégies de résilience et de mitigation.

## **6.4 CONSTRUCTION DES COURBES DE FRAGILITES**

Les méthodes d'établissement de ces courbes varient en termes d'hypothèses, de critère d'endommagement, de niveau de détail et de types de modes de défaillance pris en compte.

Parmi ces méthodes, on retrouve la méthode du facteur de sécurité, la méthode de mise à l'échelle, et d'autres encore. Chacune présente ses avantages et inconvénients, et le choix de la méthode dépend du contexte spécifique et du niveau de précision requis.

Les courbes de fragilité sismique peuvent être construites selon différentes méthodes, notamment :

**Avis d'experts** : Cette méthode repose sur l'expertise de professionnels pour estimer la probabilité de défaillance en fonction de l'intensité sismique.

**Approche empirique** : Elle se base sur des données d'observation réelles pour établir les courbes de fragilité.

**Simulation numérique** : Cette méthode utilise des simulations pour modéliser le comportement des structures en cas de séisme et établir les courbes de fragilité.

Ces différentes approches permettent d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures de manière probabiliste.

#### 6.4.1 APPROCHE FEMA ET AASHTO

Aux États-Unis, deux organisations de premier plan – la Federal Emergency Management Agency (FEMA) et l'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) – jouent un rôle crucial dans l'établissement de courbes de fragilité pour les bâtiments et les infrastructures de transport.

La FEMA joue un rôle crucial dans le développement et la mise en œuvre des méthodologies d'évaluation des risques sismiques aux États-Unis. Ses directives, notamment la FEMA P-58 intitulée « Seismic Performance Assessment of Buildings », offrent un cadre exhaustif pour établir des courbes de fragilité. Cette méthodologie intègre plusieurs composants essentiels pour une approche systématique et robuste (Cremen and Baker 2019).

La conception basée sur les performances est une approche promue par la FEMA P-58, qui met l'accent sur le niveau de performance souhaité pour une structure face à diverses intensités sismiques. Cela implique de définir des objectifs de performance spécifiques et de les corrélérer avec des états de dommages correspondants. Par ailleurs, la méthode du spectre de capacité est utilisée pour caractériser la demande sismique et la capacité structurelle, en développant des courbes de fragilité en comparant les spectres de demande et de capacité. Cela permet d'établir la probabilité de dépasser les états de dommage prédéfinis pour différentes intensités de mouvement du sol.

Les techniques avancées d'analyse structurelle, telles que l'analyse statique et dynamique non linéaire, sont également employées pour capturer le comportement complexe des structures sous forces sismiques. Ces analyses fournissent des informations cruciales pour corrélérer les paramètres de mouvement du sol avec la réponse structurelle. Enfin, l'analyse probabiliste des risques sismiques (PSHA) constitue une étape fondamentale dans l'élaboration des courbes de fragilité selon la FEMA. Le PSHA estime la probabilité de différents niveaux de secousses du sol à un endroit spécifique, fournissant ainsi une base pour comprendre le risque sismique et influencer la forme et les caractéristiques des courbes de fragilité.

L'approche de l'AASHTO en matière de développement de courbes de fragilité se concentre principalement sur les infrastructures de transport, en particulier les ponts et autres structures routières. Les lignes directrices de l'AASHTO, notamment les spécifications du guide AASHTO pour la conception des ponts sismiques LRFD, détaillent les procédures pour élaborer ces courbes dans le contexte de l'ingénierie des transports.

Premièrement, l'AASHTO met un accent particulier sur le développement de courbes de fragilité pour les composants individuels des ponts, tels que les colonnes, les fondations et les appareils d'appui. Ces fragilités au niveau des composants sont ensuite intégrées pour obtenir une courbe de fragilité globale pour l'ensemble de la structure du pont (Ghosh, Padgett et al. 2013).

Deuxièmement, les spécifications de conception du pont AASHTO LRFD intègrent des facteurs de performance sismique reflétant la vulnérabilité des différents composants du pont aux charges sismiques. Ces facteurs, basés sur des données empiriques et un jugement technique, contribuent au développement des courbes de fragilité (Chopra and Goel 1999).

Ensuite, l'analyse dynamique, incluant les analyses modales et temporelles, est utilisée pour évaluer la réponse des structures de pont aux forces sismiques. Les résultats de ces analyses sont essentiels pour comprendre le comportement dynamique des ponts et éclairer l'élaboration des courbes de fragilité (Wilson, Aster et al. 2005).

L'AASHTO fournit également des conseils sur la sélection des mouvements du sol appropriés pour l'élaboration des courbes de fragilité. Ces mouvements doivent représenter le risque sismique sur le site du pont, en tenant compte de facteurs tels que l'ampleur, la distance et les conditions du site (Seed 1982).

Enfin, l'AASHTO classe les ponts en différentes catégories selon des critères comme la longueur de la travée, le type de pont et les caractéristiques structurelles. Des courbes de fragilité sont ensuite élaborées pour chaque catégorie, reconnaissant que différents types de ponts présentent divers niveaux de vulnérabilité aux forces sismiques (Hwang, Lin et al. 1998).

En conclusion, la FEMA et l'AASHTO contribuent de manière significative à l'établissement de courbes de fragilité aux États-Unis, en proposant des méthodologies complètes adaptées respectivement aux bâtiments et aux infrastructures de transport. Ces approches intègrent des analyses techniques avancées, des évaluations probabilistes des risques sismiques et des considérations des conditions locales pour fournir des évaluations précises et fiables de la vulnérabilité sismique. L'élaboration et l'affinement des courbes de fragilité par ces organisations contribuent aux efforts en cours visant à renforcer la résilience des structures et des infrastructures face aux aléas sismiques.

#### **6.4.2 APPROCHE EUROCODE 8**

L'établissement des courbes de fragilité en Europe suit les lignes directrices de l'Eurocode 8, un ensemble de normes pour l'évaluation sismique et la conception des structures intitulé « Conception de structures pour la résistance aux tremblements de terre ». Ce cadre inclut diverses méthodologies pour construire ces courbes. L'Eurocode 8 adopte une approche basée

sur les performances, définissant des états de dommages allant de négligeables à une défaillance complète. Cela permet de préciser les niveaux de performance pour les structures soumises à des charges sismiques. Cette méthode relie la demande de capacité structurelle à la capacité réelle de la structure en développant des spectres de demande et de capacité. Le spectre de demande représente les forces sismiques exercées, et le spectre de capacité représente la capacité de résistance de la structure (Fardis 2009). Analyse statique non linéaire (analyse pushover), est utilisée pour simuler les effets des charges sismiques, prenant en compte la dégradation de la résistance et de la rigidité. Les courbes de fragilité, basées sur la courbe de capacité, sont ensuite élaborées en comparant la courbe de capacité de la structure à des états limites, permettant de déterminer la probabilité de dépassement de chaque état de dommage (Moehle 2008).

L'Eurocode 8 intègre également l'analyse probabiliste des risques sismiques (PSHA) pour quantifier le risque sismique spécifique à un site, ainsi que des facteurs de ductilité et de surrésistance pour modéliser le comportement inélastique des structures. Il fournit des directives détaillées pour déterminer l'action sismique, tenant compte de facteurs comme l'accélération du sol, les spectres de réponse et les conditions spécifiques au site, essentielles pour évaluer la réponse dynamique des structures. Enfin, l'étalonnage et la validation des modèles sont essentiels pour garantir l'exactitude et la fiabilité des courbes de fragilité, tout en prenant en compte les variations régionales des conditions sismiques, des types de sols et des pratiques de construction.

En résumé, l'Eurocode 8 propose une approche systématique et complète de l'établissement de courbes de fragilité, intégrant des principes de conception basés sur les performances, des méthodes avancées d'analyse structurelle et des évaluations probabilistes des risques sismiques. Le code souligne l'importance d'une représentation précise du comportement structurel sous charge sismique et intègre un cadre probabiliste pour évaluer le risque sismique. Les courbes de fragilité développées selon l'Eurocode 8 contribuent à la résilience sismique des structures en Europe en fournissant une base fiable pour la conception, l'évaluation et l'atténuation des risques.

### **6.4.3 LES LIMITES DE L'UTILISATION DES COURBES DE FRAGILITE**

Malgré leurs contributions significatives, des défis persistent dans l'élaboration de courbes de fragilité pour certains types de structures. La variabilité de la prévision du mouvement du sol, des conditions du sol, l'utilisation de différentes techniques d'analyse, et critères de dommages par peut entraîner des divergences dans les résultats analytiques, même pour le même bâtiment. Les chercheurs s'efforcent continuellement de quantifier et de réduire les incertitudes, améliorant ainsi la fiabilité des prévisions des courbes de fragilité.

Finalement, les courbes de fragilité, bien qu'essentielles pour évaluer la vulnérabilité structurelle face aux séismes, présentent plusieurs limites. La précision des courbes dépend fortement de la qualité et de la quantité des données disponibles. Dans certaines régions, ces données peuvent être insuffisantes ou de qualité variable, ce qui affecte la fiabilité des résultats (Rossetto and Elnashai 2003). De plus, l'interprétation des courbes peut être complexe, nécessitant une expertise approfondie pour éviter des erreurs d'évaluation (Ringler, Hagerty et

al. 2015). Les modèles utilisés pour générer ces courbes font souvent des simplifications qui peuvent ne pas capturer pleinement le comportement réel des structures sous des charges sismiques variées (Porter, Beck et al. 2004). Enfin, les incertitudes inhérentes aux prévisions sismiques et à la modélisation des comportements structurels ajoutent une couche de complexité, rendant difficile l'établissement de courbes de fragilité universellement applicables (Shinozuka, Feng et al. 2000). Ces défis soulignent l'importance d'une approche prudente et d'une validation rigoureuse dans l'utilisation des courbes de fragilité pour l'évaluation des risques sismiques.

## 6.5 MISE EN PLACE DU RESEAU DE NEURONES ARTIFICIELS

### 6.5.1 PARAMETRES D'ENTREES DU RESEAU

Pour l'entraînement du réseau de neurones artificiels, un ensemble de douze différents paramètres d'entrées été utilisé pour l'analyse neuronale artificielle : sept caractéristiques du tremblement de terre, trois paramètres pour les caractéristiques du sol (module de cisaillement  $G$ , vitesse moyenne des ondes de cisaillement  $V_s$  et capacité portante  $q_{max}$ ) et les deux derniers paramètres sont liés aux dimensions des semelles ( $L_x$  et  $L_y$ ).

Les sept paramètres caractéristiques du tremblement de terre sont :

- (i) **PGA**, Accélération maximale du sol,
- (ii) **PGA/PGV**, Accélération maximale du sol par Vitesse maximale du sol,
- (iii) **Sa\_1**, Accélération spectrale pour un amortissement critique de 5 % à des périodes naturelles de 1,0 s,
- (iv) **AI (%)**, Intensité d'Arias,
- (v) **DF**, Fréquence dominante,
- (vi) **SI**, Réponse spectrale de vitesse d'un oscillateur à un degré de liberté avec une période naturelle entre 1 s et 2,5 s et un taux d'amortissement de 20 %,
- (vii) **ED**, Durée effective du tremblement de terre.

Riddell (2007) démontre une bonne corrélation entre ces caractéristiques du mouvement du sol et la réponse dynamique non linéaire. Afin de réaliser le processus d'apprentissage par RNA, nous construisons l'ensemble de données en faisant varier l'excitation sismique, la classe de sol et les dimensions des fondations.

Lors de l'analyse par la méthode des éléments finis (FEM), douze accélérogramme du mouvement du sol (leurs caractéristiques sont listées dans le Tableau 15) ont été utilisées. Mais, afin d'enrichir la base de données de la RNA, ces accélérogramme sont modulés de telle façon d'avoir des PGA variant de 0,1 g à 1 g sont imposées tout en conservant d'autres caractéristiques sismiques telles que le contenu fréquentiel ou la durée de l'enregistrement. Finalement, on obtient 120 accélérogrammes, dont les caractéristiques pour chaque niveau de PGA.

Quant aux caractéristiques géotechniques des sols de fondations, trois types de sol différents (B, C et D) ont été adoptés. Le Tableau 16 indique les différents paramètres de chaque classe de sol ( $G$ ,  $V_{S30}$   $q_{max}$ ). Selon l'EC8, le site doit être classé en fonction de la valeur de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement  $V_{S30}$ .

**Tableau 15. Paramètres des tremblements de terre utilisés pour la simulation numérique**

<b>Tremblements de terre</b>	<b>PGA</b> (g)	<b>PGV</b> (cm/s)	<b>AI</b> (m/s)	<b>Sa_1</b> (m/s <sup>2</sup> )	<b>DF</b> (Hz)	<b>ED</b> (s)	<b>SI</b> (m/s)
Elcentro (USA 1940)	0,21	48,8	1,29	2,77	2,14	24,5	0,48
Kocaeli (Turkey 1999)	0,35	62,5	1,30	3,75	0,29	12,9	0,73
Northridge (USA 1994)	0,57	52,0	2,77	5,18	1,25	8,9	0,76
Loma prieta (USA 1989)	0,37	33,0	1,19	2,96	2,47	10,9	0,50
Imperial Valey (USA 1979)	0,31	29,7	1,70	4,79	1,46	24,1	0,53
Boumerdas (Algeria 2003)	0,55	27,5	1,84	2,29	3,30	10,6	0,45
Trinidad and Tobago (1997)	0,16	9,06	0,35	1,08	3,20	12,18	0,13
Waiiau (New Zealand 2016)	0,74	59,08	4,10	4,74	1,15	18,82	0,79
Norcia (Italy 2016)	0,43	21,50	0,46	1,10	2,83	3,63	0,15
Sendai (Japan 2011)	1,42	424,03	42,83	13,44	3,26	24,40	1,32
Corralitos (USA 1989)	0,80	58,73	4,14	6,84	1,37	7,26	0,89
Aquila (Italy 2009)	0,66	40,26	2,82	4,62	2,59	7,43	0,55

Tableau 16. Caractéristiques des classes de sols.

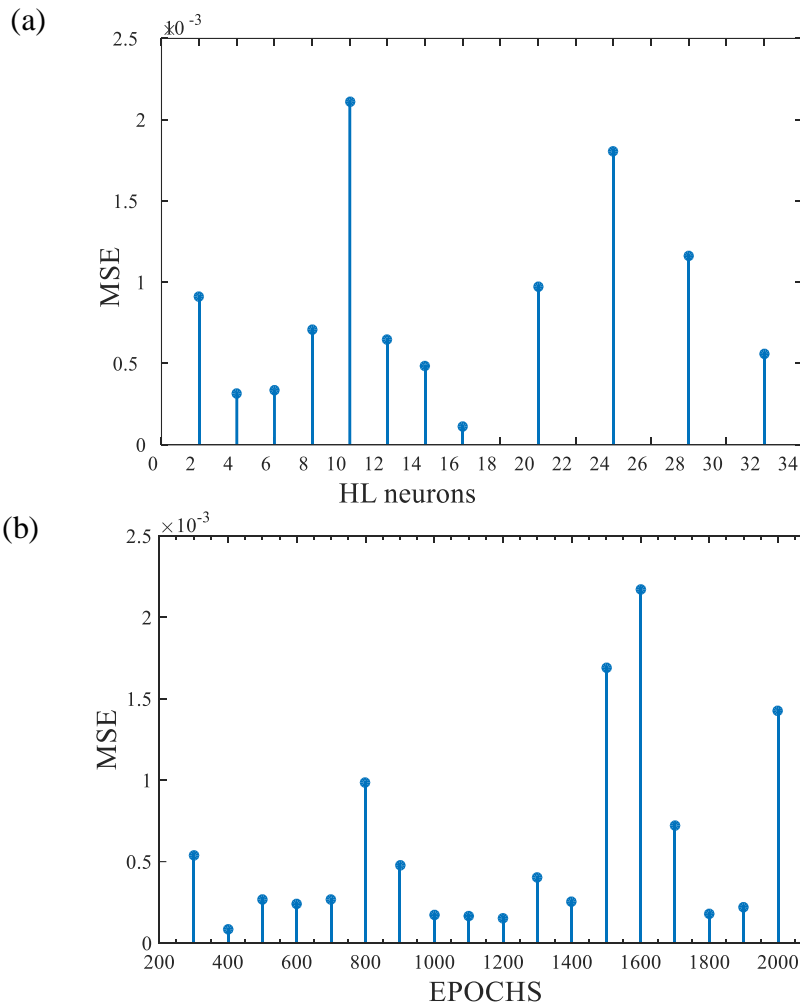
	Class B	Class C	Class D
G (Mpa)	246	45	19
Vs (m/s)	360	180	100
q <sub>max</sub> (Mpa)	4.13	1.43	0.400

### 6.5.2 ÉVALUATION DE LA PUISSANCE PREDICTIVE DU RNA.

À partir de l'analyse dynamique transitoire non linéaire effectuée pour chaque accélérogramme parmi les 120 établie précédemment, on obtient une réponse transversale dynamique transitoire des têtes de piles de pont. Ensuite, le maximum de la réponse est associé aux paramètres d'entrées de l'étude. Obtenant, au finale, un vecteur de sorties (maximum du déplacement en tête de la pile) associé à une base de données d'entrées du réseau de neurones. Cet ensemble de données a été divisé aléatoirement en 80 % pour l'entraînement, 10 % pour les tests et 10 % pour la validation. La configuration de tous les réseaux neuronaux artificiels dépend beaucoup de la sélection des poids initiaux. C'est pourquoi plusieurs réseaux neuronaux artificiels avec différents nombres de neurones dans la couche cachée (HL) ont été étudiés. Cinquante réseaux ont été entraînés, en variant le nombre de neurones de la couche cachée afin de trouver la configuration optimale.

L'erreur quadratique moyenne (MSE) est choisie pour évaluer la performance de l'entraînement du réseaux neuronaux artificiels. La MSE mesurée du réseau neuronal entraîné donne une idée de la performance du réseau, notamment après l'application des données à d'autres cas non entraînés. La plus faible MSE obtenue pour chacun des 50 réseaux entraînés est montrée dans la (Figure 43 (a)). On peut noter l'excellente performance sur une gamme de toutes les configurations de RNA. Cependant, le réseau avec 16 neurones HL offre la plus petite erreur MSE.

Une autre prospection est menée pour le réseau adopté. En effet, nous devons déterminer le nombre optimal d'épochès pendant l'entraînement du réseau neuronal. Par conséquent, nous construisons plusieurs réseaux en faisant varier le nombre d'épochès, et la MSE est mesurée pour chaque réseau entraîné afin de déterminer la période optimale. La représentation de la MSE en fonction du nombre d'épochès (Figure 43 (b)), permet de relever que le nombre élevé d'épochès n'est pas nécessairement le meilleur choix. La Figure 43 (b) montre clairement que 400 epoch peuvent être suffisantes pour obtenir la MSE la plus basse.



**Figure 43. Erreur quadratique moyenne (MSE) produite par des RNA entraînés, (a) MSE produite par des RNA entraînés en fonction du nombre différent de neurones de la couche cachée (HL), (b) MSE fournie par un RNA à 16 couches cachées (HL) en fonction du nombre d'époques**

Afin d'évaluer la puissance prédictive du réseau de neurones artificiels, la réponse prédite par ce réseau devrait être égale à la valeur obtenue à partir de l'analyse FEM. Le graphique de la Figure 44 illustre une comparaison entre les déplacements transversaux en tête de la pile 2 (la plus critique) obtenus à partir du model numérique à ceux prédits par le réseau de neurones artificiels. Deux confrontations, une première pour toutes les données utilisées lors de l'entraînement du réseau et la seconde pour les données utilisées pour tester après l'entraînement du réseau, ont été réalisées. La plupart des résultats se situent sur la ligne de référence diagonale droite, montrant une puissance prédictive très élevée du RNA entraîné.

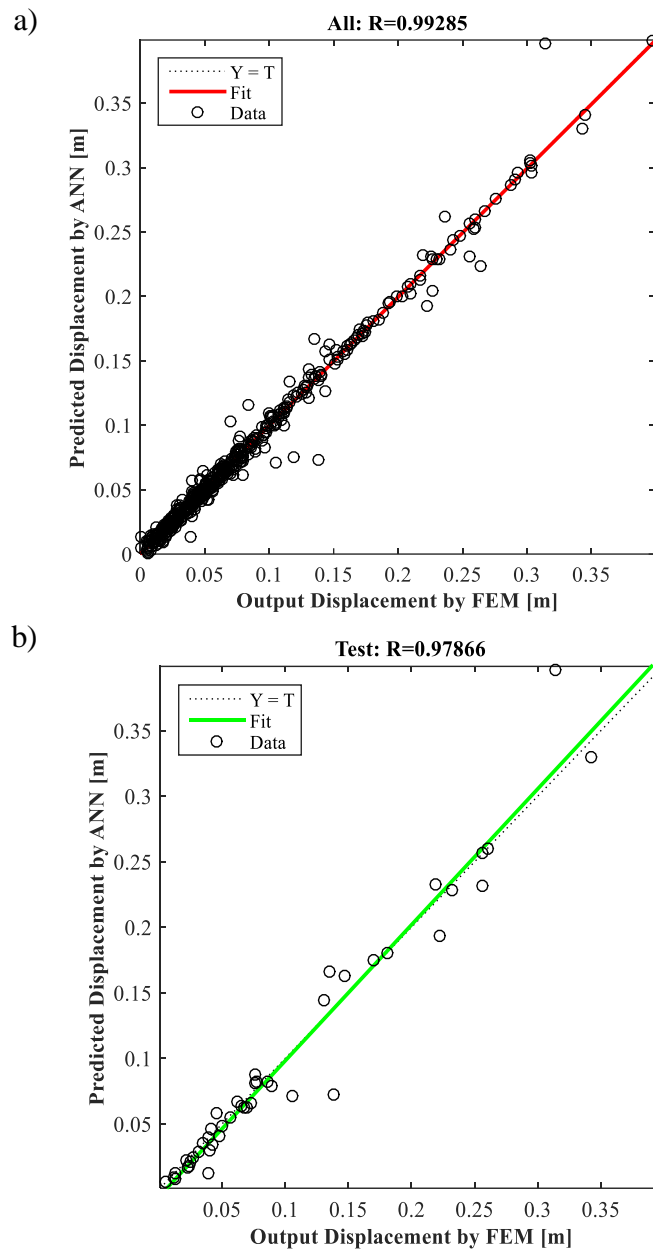


Figure 44. Déplacements de sortie de la MEF vs. Déplacements prédits par le RNA (a) ensemble de données complet  $R=0.99$ , (b) ensemble de données de test  $R=0.99$ .

### 6.5.3 ÉVALUATION DES CAPACITES DE GENERALISATION DES RNA

Afin d'évaluer la capacité de généralisation de notre réseau de neurones entraîné, un set de données non vues pendant l'entraînement, est utilisé. La Figure 45 montre le déplacement prédit par le réseau de neurones par rapport à la valeur obtenue à partir du modèle des éléments finis (FEM). De toute évidence, les résultats montrent que le réseau de neurones est capable de prédire la réponse structurelle pour des cas généralisés (caractéristiques de sol non vues, etc.).

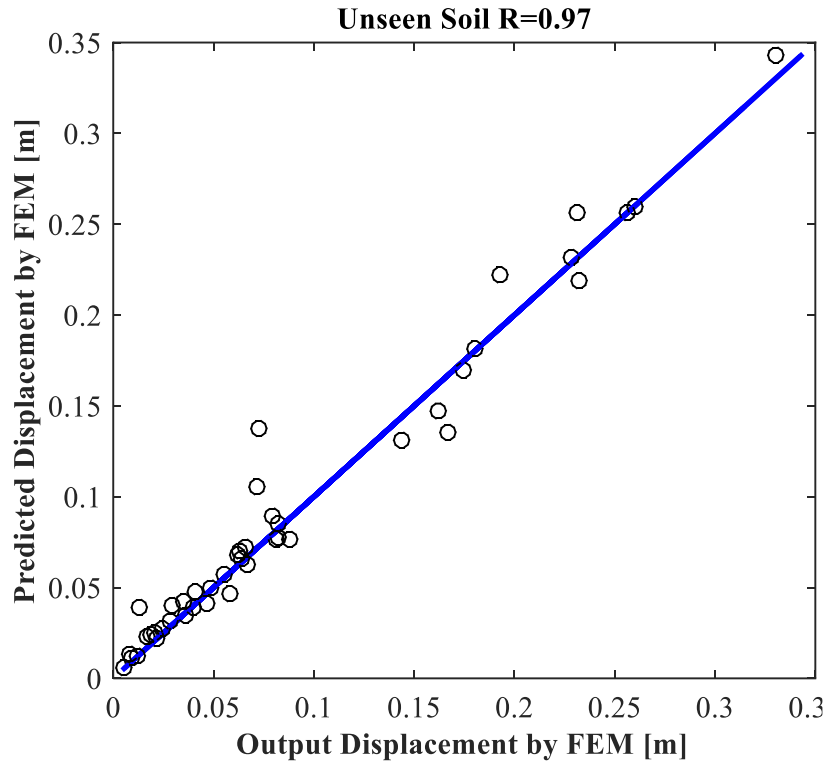


Figure 45. Comparaison des réponses en déplacement non vues prédites par la MEF et le RNA

## 6.6 COURBES DE FRAGILITE DU PONT

Comme déjà mentionné, l'objectif de notre est d'établir les courbes de fragilité pour les constructions en béton armé, en l'occurrence ici le pont décrit ci-dessus. La méthode de simulation de Monte Carlo est considérée comme la méthode analytique la plus efficace pour établir des courbes de fragilité "exactes", bien qu'un grand nombre de simulations soit toujours nécessaire (Shinozuka, Kim et al. 2002). Dans ce cas, la fragilité sismique d'une structure est définie comme la probabilité conditionnelle de défaillance pour une intensité de mouvement du sol correspondante. L'évaluation de la probabilité de défaillance pour chaque niveau d'intensité du mouvement du sol permet d'obtenir, à la fin du processus, tous les points de la courbe de fragilité  $Fr(a)$  définie par l'équation suivante :

$$F_r(a) = P[X > x_0 | A = a] \cong \frac{\sum 1(G(Z) \leq 0 | A = a)}{N_{sa}} \quad (37)$$

La fonction indicatrice  $1(\cdot)$  est une fonction qui vaut 1 en cas de défaillance, 0 sinon. Par conséquent,  $\sum 1(G(Z) \leq 0 | A = a)$  est en réalité le nombre de séismes d'intensité causant une défaillance.  $N_{sa}$  est le nombre de mouvements du sol utilisés avec la même intensité sismique PGA égale à "a".

En conséquence, la qualité de l'approximation faite par la méthode de simulation de Monte Carlo est d'autant plus améliorée que le nombre de mouvements du sol est élevé. L'équation ci dessous décrit le modèle de loi cumulative log-normale, un modèle statistique fréquemment

utilisé pour représenter les courbes de fragilité. Dans ce modèle, la probabilité de dépasser un état de dommage ou de défaillance est définie par deux paramètres de la fonction de probabilité cumulative.

$$F_r(a) = \Phi \left[ \frac{\ln\left(\frac{a}{A_m}\right)}{\beta} \right] \quad (38)$$

Où  $\Phi$  est la fonction de distribution de probabilité de la loi normale réduite centrée,  $A_m$  est la médiane et  $\beta$  est l'écart-type du logarithme naturel de l'intensité sismique  $a$ .

Enfin, les données sont ajustées en utilisant une fonction de distribution cumulative log-normale et les courbes de fragilité sont établies pour notre cas étudié pour divers seuils de d'endommagement selon le Tableau 17 ( American Society of Civil Engineers 2000).

**Tableau 17. Seuils d'endommagement.**

Nivea de performance	État d'endommagement	Indices d'endommagement
(Prévention de l'effondrement (CP))	Fissuration étendue	4%
Sécurité de la vie (LF)	Dommages importants	2%
Occupation immédiate (IO)	Fines fissures mineures	1%
Entièrement opérationnel (FO)	Aucun dommage	<0,5%

La Figure 46 montre les graphiques comparatifs des courbes de fragilité représenté comme des évolution de la probabilité de défaillance en fonction de la PGA, pour des modèles tenant comptes de l'interaction sol structure, en considérant trois scénarios de classe de sol de fondation (B, C et D).

Une augmentation significative de la probabilité de défaillance du pont est observée pour les modèles fondés sur des sols mous (D) par rapport aux autres sols (B et C). Cela pourrait être attribué à l'amplification due à l'effet de l'interaction sol structure. Ainsi, plus le drift des piles est élevé plus l'estimations de leur fragilité augmente.

Pour une valeur de PGA autour de 1 g, la probabilité initiale de dépassement pour un seuil limites de sécurité de la vie (LF) est passée de 30 % en considérant un sol de fondation de classe B à 90 % pour le sol de classe D.

De plus, le modèle prenant en compte les sols de classe B ou C n'a jamais atteint l'état de ruine complète pour l'intensité maximale (PGA = 1 g), tandis que le modèle avec ISS considérant le sol de classe D atteint cet état. Ainsi, les propriétés du sol et l'interaction sol

structure peuvent jouer un rôle crucial dans les l'estimation de l'endommagement, car ils amplifient le taux du drift maximal des piles, et ils ne doivent donc pas être négligés pour l'évaluation du risque sismique.

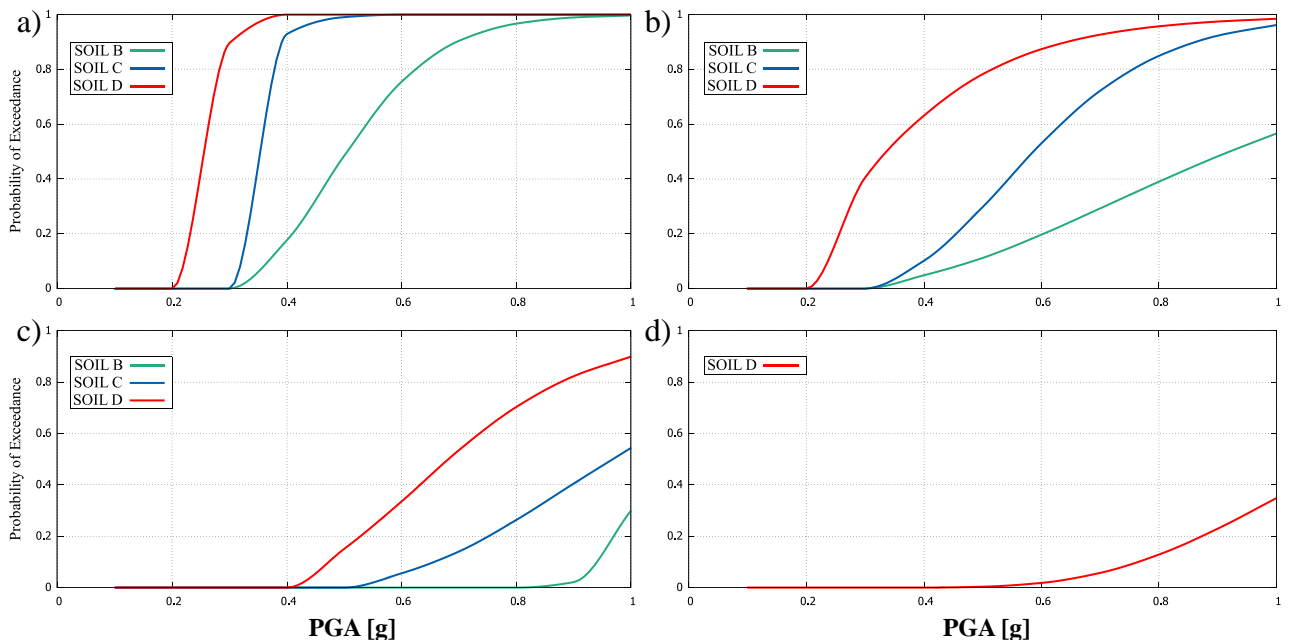


Figure 46. Courbes de fragilité (a) Entièrement opérationnel (FO), (b) Occupation immédiate (IO), (c) Sécurité de la vie (LF), (d) Prévention de l'effondrement (CP)

## 6.7 CONCLUSION

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des infrastructures constitue un enjeu majeur en ingénierie parasismique. L'analyse des courbes de fragilité permet d'établir une relation probabiliste entre l'intensité du mouvement sismique et le niveau d'endommagement potentiel d'une structure. Ces courbes jouent un rôle essentiel dans l'évaluation des risques et la prise de décision pour la conception, la maintenance et la réhabilitation des ouvrages. Elles sont particulièrement utiles pour anticiper les effets d'un séisme sur des infrastructures critiques, telles que les ponts, et optimiser les stratégies d'atténuation des dommages.

Dans cette étude, une approche combinant modélisation numérique et intelligence artificielle a été adoptée pour établir les courbes de fragilité d'un viaduc en béton armé. Un modèle éléments finis a été validé expérimentalement, puis enrichi en intégrant l'interaction sol-structure (ISS). Les effets de différents types de sols (B, C et D) ont été évalués afin de quantifier leur impact sur la réponse dynamique de l'ouvrage. Ensuite, un réseau de neurones artificiels a été entraîné sur une base de données issue de simulations numériques pour affiner l'évaluation des courbes de fragilité, réduisant ainsi le coût computationnel des analyses de Monte Carlo.

Les résultats obtenus mettent en évidence l'importance cruciale de l'ISS dans la prédiction de la vulnérabilité structurelle. Il apparaît que les structures reposant sur des sols plus souples

(classe D) présentent une probabilité de défaillance significativement plus élevée par rapport aux structures fondées sur des sols plus rigides (classe B). Pour une valeur de PGA de 1g, la probabilité de dépassement du seuil de sécurité de la vie (LF) passe ainsi de 30 % pour un sol de classe B à 90 % pour un sol de classe D. De plus, contrairement aux sols de classe B et C, les structures fondées sur des sols de classe D peuvent atteindre un état de ruine complète pour des excitations sismiques élevées, ce qui démontre l'importance de prendre en compte les effets de site et l'interaction sol-structure dans les études de fragilité sismique.

L'utilisation des réseaux de neurones artificiels a démontré une excellente capacité prédictive, permettant de reproduire fidèlement les déplacements obtenus par simulation numérique avec un faible taux d'erreur. Cette approche s'avère donc particulièrement prometteuse pour enrichir les bases de données et affiner les courbes de fragilité, sans nécessiter un nombre excessif de simulations coûteuses.

En définitive, cette étude souligne la nécessité d'une modélisation avancée pour une évaluation fiable des risques sismiques, en intégrant des analyses dynamiques précises, des effets de site et des approches d'intelligence artificielle. Les résultats obtenus apportent ainsi une contribution significative à l'amélioration des méthodes de prévision du comportement des ouvrages en béton armé face aux séismes, et offrent des perspectives intéressantes pour le renforcement des infrastructures et l'optimisation des stratégies de résilience.

## CHAPITRE

# 7

## CONCLUSION & PERSPECTIVES

---

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures en béton armé, notamment en Algérie, nécessite une méthodologie rigoureuse et complexe prenant en compte divers paramètres, tels que l'intensité sismique, les caractéristiques géotechniques des sols, et l'interaction sol-structure (ISS). Dans ce contexte, notre travail a exploré l'utilisation des réseaux de neurones artificiels (RNA) pour surmonter les limitations des méthodes traditionnelles, qui est souvent chronophage et exige des ressources de calcul importantes.

En utilisant un réseau de neurones de rétropropagation, nous avons démontré que l'RNA est capable de prédire efficacement le comportement dynamique non linéaire des structures sous diverses intensités sismiques et pour différentes classes de sols. Le réseau développé a montré une précision significative dans les prédictions, même pour des scénarios qui n'étaient pas inclus lors de l'apprentissage, tout en réduisant considérablement le temps de calcul. Les courbes de fragilité établies à partir des résultats du modèle RNA pour trois types de sols ont révélé l'influence de l'ISS sur les états de dommage des structures. En effet, la prise en compte de l'ISS a le potentiel d'augmenter considérablement la probabilité de dépassement des états de dommage, en particulier dans les cas où les fondations interagissent fortement avec les sols mous.

L'approche par réseaux de neurones a démontré son efficacité à la fois en termes de précision et de rapidité. Elle représente une avancée majeure dans l'évaluation sismique des structures en béton armé, offrant une alternative prometteuse aux méthodes classiques, particulièrement pour des analyses multi-paramètres complexes. De plus, les résultats obtenus montrent que l'ISS peut amplifier les effets des séismes, augmentant ainsi de manière significative la probabilité de défaillance structurelle. Cela souligne l'importance d'intégrer ces interactions dans l'évaluation des risques sismiques pour obtenir des prédictions plus réalistes et fiables.

Ce travail, bien que prometteur, ouvre la voie à de nombreuses perspectives de recherche et d'amélioration. Premièrement, bien que notre étude ait principalement examiné l'influence de l'ISS et des classes de sols, des investigations supplémentaires sont nécessaires pour explorer d'autres configurations de fondation, en particulier pour les sols très mous ou sujets à liquéfaction, où des fondations profondes telles que les pieux pourraient être plus adaptées. L'étude de ces scénarios complexes permettrait d'étendre les applications de le RNA à un plus large éventail de cas pratiques, renforçant ainsi la robustesse du modèle.

Deuxièmement, l'introduction d'une variabilité plus large des caractéristiques des tremblements de terre, permettrait d'améliorer encore la précision des courbes de fragilité. Ces simulations enrichiraient la base de données utilisée pour l'apprentissage des réseaux de neurones, renforçant ainsi leur capacité de généralisation à des cas non traités lors de la phase de formation.

Par ailleurs, l'utilisation de l'intelligence artificielle (IA) dans l'analyse sismique peut être élargie à travers l'intégration de modèles hybrides combinant des RNA et des méthodes classiques par éléments finis (FEM). Une telle approche offrirait un équilibre entre la précision des simulations numériques et la rapidité des RNA, tout en tenant compte des non-linéarités géométriques et matérielles plus complexes.

Enfin, des essais expérimentaux supplémentaires, notamment des tests pseudo-dynamiques, permettront de valider davantage les résultats prédits par les RNA et de renforcer la validité des modèles dans des contextes de risques sismiques élevés. Ces recherches futures pourront contribuer de manière significative à l'amélioration des pratiques de génie parasismique en Algérie, en fournissant des outils plus performants pour la conception de structures résilientes face aux séismes.

En résumé, ce travail propose une nouvelle approche pour l'évaluation des risques sismiques, intégrant à la fois l'innovation numérique des réseaux de neurones et la complexité des interactions sol-structure, offrant ainsi des perspectives prometteuses pour la gestion des infrastructures en zones sismiques.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- ABDERRACHID, B., B. LARBI and B. M. Salah (2021). "The Review of Algerian Building Seismic Code (RPA) in Seven Points Compared to American and European Codes." The Eurasia Proceedings of Science Technology Engineering and Mathematics **13**: 45-50.
- Adeli, H. and A. Panakktat (2009). "A probabilistic neural network for earthquake magnitude prediction." Neural networks **22**(7): 1018-1024.
- Adeli, H. and H. S. Park (1995). "A neural dynamics model for structural optimization— theory." Computers & structures **57**(3): 383-390.
- Adeli, H. and C. Yeh (1989). "Perceptron learning in engineering design." Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering **4**(4): 247-256.
- Ahmad, I., M. H. El Naggar and A. N. Khan (2007). "Artificial neural network application to estimate kinematic soil pile interaction response parameters." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **27**(9): 892-905.
- Ait-Meziane, Y. (2007). Evaluation de la vulnérabilité et contribution à la réduction du risque sismique: construction de scénarios, cas de l'agglomération d'Alger.
- Algermissen, S. (1978). EARTHQUAKE HAZARD STUDIES AND BUILDING CODES. Proceedings of Conference V: Communicating Earthquake Hazard Reduction Information: Convened Under the Auspices of National Earthquake Hazards Reduction Program, 22-24 May, 1978, US Geological Survey.
- Allin Cornell, C. and S. R. Winterstein (1988). "Temporal and magnitude dependence in earthquake recurrence models." Bulletin of the Seismological Society of America **78**(4): 1522-1537.
- Ammon, C. J., C. Ji, H.-K. Thio, D. Robinson, S. Ni, V. Hjorleifsdottir, H. Kanamori, T. Lay, S. Das and D. Helmberger (2005). "Rupture process of the 2004 Sumatra-Andaman earthquake." science **308**(5725): 1133-1139.
- Amodei, D., C. Olah, J. Steinhardt, P. Christiano, J. Schulman and D. Mané (2016). "Concrete problems in AI safety." arXiv preprint arXiv:1606.06565.
- Anand, V. and S. S. Kumar (2018). Seismic soil-structure interaction: a state-of-the-art review. Structures, Elsevier.
- Association, C. S. (2014). "Canadian highway bridge design code (CAN/CSA-S6-14: 2014)." Rexdale, ON, Canada.
- Awojobi, A. and P. Grootenhuus (1965). "Vibration of rigid bodies on semi-infinite elastic media." Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences **287**(1408): 27-63.
- Badry, P. and N. Satyam (2017). "Seismic soil structure interaction analysis for asymmetrical buildings supported on piled raft for the 2015 Nepal earthquake." Journal of Asian Earth Sciences **133**: 102-113.
- Bagheri, A., H. R. Razeghi and G. G. Amiri (2012). "Detection and estimation of damage in structures using imperialist competitive algorithm." Shock and Vibration **19**(3): 405-419.
- Basheer, I. and Y. Najjar (1995). A neural network for soil compaction. Numerical models in geomechanics.
- Basma, A. A. and N. Kallas (2004). "Modeling soil collapse by artificial neural networks." Geotechnical & Geological Engineering **22**: 427-438.
- Batou, B. (2015). Effets de la discontinuité de la masse du plancher sur la réponse sismique des structures de bâtiments, Taieb BRANCI.

- Bea, K. and J. O'Bryant (1998). FEMA and Disaster Relief, Congressional Research Service, Library of Congress.
- Bilgili, A. V., M. A. Çullu, S. Aydemir, A. Aydemir and A. Almaca (2013). "Probability mapping of saline and sodic soils in the Harran plain using a non-linear kriging technique." Eurasian Journal of Soil Science **2**(2): 76-81.
- Binns, S., A. Dellith-Moser, M. Micallef and H. Scott "Length of restoration predicts community composition and soil properties."
- Biot, M. A. (1941). "A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses." Bulletin of the Seismological Society of America **31**(2): 151-171.
- Blume, J. A. (1934). The Reconciliation of the Computed and Observed Periods of Vibration of a Fifteen-story Building, Stanford University.
- Bois, P.-A. (2007). "Joseph Boussinesq (1842–1929): a pioneer of mechanical modelling at the end of the 19th Century." Comptes Rendus. Mécanique **335**(9-10): 479-495.
- Bokaean, V., F. Khoshnoudian and M. Fallahian (2021). "Structural damage detection in plates using a deep neural network–couple sparse coding classification ensemble method." Journal of Vibration and Control **27**(3-4): 437-450.
- Bommer, J. J., J. Douglas, F. Scherbaum, F. Cotton, H. Bungum and D. Fah (2010). "On the selection of ground-motion prediction equations for seismic hazard analysis." Seismological Research Letters **81**(5): 783-793.
- Borowicka, H. (1943). "Über ausmittig belastete, starre Platten auf elastisch-isotropem Untergrund." Ingenieur-Archiv **14**(1): 1-8.
- Boukri, M., M. N. Farsi, A. Mebarki, M. Belazougui, M. Ait-Belkacem, N. Yousfi, N. Guessoum, D. A. Benamar, M. Naili and N. Mezouar (2018). "Seismic vulnerability assessment at urban scale: Case of Algerian buildings." International journal of disaster risk reduction **31**: 555-575.
- Bycroft, G. (1956). "Forced vibrations of a rigid circular plate on a semi-infinite elastic space and on an elastic stratum." Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences **248**(948): 327-368.
- CAILLOT, V. "études et recherches."
- Calabrese, A. and C. G. Lai (2013). "Fragility functions of blockwork wharves using artificial neural networks." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **52**: 88-102.
- Chebihi, A. and N. Laouami (2014). Comparative seismic study between Algerian code (RPA99), European code (EC8) and American code (UBC97). 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey.
- Chen, M., C. Tang, J. Xiong, Q. Shi, N. Li, L. Gong, X. Wang and Y. Tie (2020). "The long-term evolution of landslide activity near the epicentral area of the 2008 Wenchuan earthquake in China." Geomorphology **367**: 107317.
- Chopra, A. K. (1981). "Dynamics of structures, a primer." (No Title).
- Chopra, A. K. and R. K. Goel (1999). "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum." Earthquake spectra **15**(4): 637-656.
- Ciampoli, M. and P. E. Pinto (1995). "Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers." Journal of structural engineering **121**(5): 806-814.
- Clifton, J. R. and G. Frohnsdorff (2001). "Applications of computers and information technology." Handbook of Analytical Techniques in Concrete Science and Technology: 765-799.
- Cremen, G. and J. W. Baker (2019). "A methodology for evaluating component-level loss predictions of the FEMA P-58 seismic performance assessment procedure." Earthquake Spectra **35**(1): 193-210.

- Cremer, C., A. Pecker and L. Davenne (2001). "Cyclic macro-element for soil–structure interaction: material and geometrical non-linearities." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics **25**(13): 1257-1284.
- Daniell, J., A. Schaefer, F. Wenzel and T. Kunz-Plapp (2015). The value of life in earthquakes and other natural disasters: historical costs and the benefits of investing in life safety. Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific.
- Das, S. K. and P. K. Muduli (2011). Evaluation of liquefaction potential of soil using genetic programming. Proceedings of the golden jubilee indian geotechnical conference, Kochi, India.
- Daudeville, L., L. Davenne, N. Richard and N. Kawai (1998). "Etude du comportement parasismique de structures à ossature en bois." Revue française de génie civil **2**(6): 651-665.
- Ellis, G., C. Yao, R. Zhao and D. Penumadu (1995). "Stress-strain modeling of sands using artificial neural networks." Journal of geotechnical engineering **121**(5): 429-435.
- Elnashai, A. S. (2002). "A very brief history of earthquake engineering with emphasis on developments in and from the British Isles." Chaos, Solitons & Fractals **13**(5): 967-972.
- Elsabee, F., J. P. Morray and J. M. Roesset (1977). Dynamic behavior of embedded foundations, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering ....
- EN, C. (1998). "1 (2004) Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance—part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings." European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Engineers, A. S. o. C. (2000). "FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building." Rehabilitation.
- Engineers, A. S. o. C. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers.
- EPRI (1988). "EPRI 1988 Conference on Power Plant Training Simulators and Modeling."
- Fardis, M. N. (2009). Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8, Springer.
- Fei-Fei, L., J. Deng and K. Li (2009). "ImageNet: Constructing a large-scale image database." Journal of vision **9**(8): 1037-1037.
- Filippou, F. and M. Constantinides (2004). "FEDEASLab getting started guide and simulation examples." NEESgrid Report **22**: 2004-2005.
- Flood, I. (1989). A neural network approach to the sequencing of construction tasks. Proc., 6th Int. Symp. on Automation and Robotics in Constr.
- Fu, G. and W. Sun (2006). "Global co-seismic displacements caused by the 2004 Sumatra-Andaman earthquake (Mw 9.1)." Earth, planets and space **58**(2): 149-152.
- Gasteiger, J. and J. Zupan (1993). "Neural networks in chemistry." Angewandte Chemie International Edition in English **32**(4): 503-527.
- Gazetas, G. and K. H. Stokoe (1991). "Free vibration of embedded foundations: theory versus experiment." Journal of geotechnical engineering **117**(9): 1382-1401.
- Ghaboussi, J., D. A. Pecknold, M. Zhang and R. M. Haj-Ali (1998). "Autoprogressive training of neural network constitutive models." International Journal for Numerical Methods in Engineering **42**(1): 105-126.
- Ghalibafian, H., C. E. Ventura and R. O. Foschi (2008). Effects of nonlinear soil-structure interaction on the inelastic seismic demand of pile-supported bridge piers. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Ghosh, J., J. E. Padgett and L. Dueñas-Osorio (2013). "Surrogate modeling and failure surface visualization for efficient seismic vulnerability assessment of highway bridges." Probabilistic Engineering Mechanics **34**: 189-199.

- Gkimpraxis, A., E. Tubaldi and J. Douglas (2019). "Comparison of methods to develop risk-targeted seismic design maps." Bulletin of earthquake engineering **17**: 3727-3752.
- Gladwell, G. (1968). "Forced tangential and rotatory vibration of a rigid circular disc on a semi-infinite solid." International Journal of Engineering Science **6**(10): 591-607.
- Goodfellow, I. J., J. Shlens and C. Szegedy (2014). "Explaining and harnessing adversarial examples." arXiv preprint arXiv:1412.6572.
- Grange, S., L. Botrugno, P. Kotronis and C. Tamagnini (2011). "The effects of soil–structure interaction on a reinforced concrete viaduct." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **40**(1): 93-105.
- Grange, S., P. Kotronis and J. Mazars (2008). "A macro-element for a shallow foundation to simulate soil–structure interaction considering uplift." Comptes Rendus Mécanique **336**(11-12): 856-862.
- Grange, S., P. Kotronis and J. Mazars (2009). "A macro-element to simulate 3D soil–structure interaction considering plasticity and uplift." International Journal of Solids and Structures **46**(20): 3651-3663.
- Grange, S., P. Kotronis and J. Mazars (2009). "A macro-element to simulate dynamic soil–structure interaction." Engineering Structures **31**(12): 3034-3046.
- Günaydın, O. (2009). "Estimation of soil compaction parameters by using statistical analyses and artificial neural networks." Environmental Geology **57**: 203-215.
- Harding, M. and C. Ruiz (1997). "The mechanical behaviour of composite materials under impact loading." Key Engineering Materials **141**: 403-426.
- He, K., X. Zhang, S. Ren and J. Sun (2016). Deep residual learning for image recognition. Proceedings of the IEEE conference on computer vision and pattern recognition.
- Hidalgo, P. and A. Arias (1990). New Chilean code for earthquake-resistant design of buildings. Proceedings 4th US national conference on earthquake engineering.
- Hinton, G. E., S. Osindero and Y.-W. Teh (2006). "A fast learning algorithm for deep belief nets." Neural computation **18**(7): 1527-1554.
- Housner, G. and P. C. Jennings (1964). "Generation of artificial earthquakes." Journal of the Engineering Mechanics Division **90**(1): 113-150.
- Housner, G. W., R. Martel and J. Alford (1953). "Spectrum analysis of strong-motion earthquakes." Bulletin of the Seismological Society of America **43**(2): 97-119.
- Hu, J., S. Zhang, E. Chen and W. Li (2022). "A review on corrosion detection and protection of existing reinforced concrete (RC) structures." Construction and Building Materials **325**: 126718.
- Huang, J., Y. Zhang, Y. Sun, J. Ren, Z. Zhao and J. Zhang (2021). "Evaluation of pore size distribution and permeability reduction behavior in pervious concrete." Construction and Building Materials **290**: 123228.
- Huang, Z. and D. Zhao (2013). "Mechanism of the 2011 Tohoku-oki earthquake (Mw 9.0) and tsunami: Insight from seismic tomography." Journal of Asian Earth Sciences **70**: 160-168.
- Hwang, H. H. and J.-R. Huo (1998). "Seismic fragility analysis of electric substation equipment and structures." Probabilistic engineering mechanics **13**(2): 107-116.
- Hwang, H. H., H. Lin and M. Shinozuka (1998). "Seismic performance assessment of water delivery systems." Journal of Infrastructure Systems **4**(3): 118-125.
- Idriss, I. (1990). Response of soft soil sites during earthquakes. Proc., H. Bolton Seed Memorial Symposium.
- Idriss, I. (1991). "Earthquake ground motions at soft soil sites."
- Jain, M., H. Xia, G. Yin, A. Merriam and S. Harris (1996). "Efficient nonlinear frequency conversion with maximal atomic coherence." Physical review letters **77**(21): 4326.

- Jarernprasert, S., E. Bazan-Zurita and J. Bielak (2013). "Seismic soil-structure interaction response of inelastic structures." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **47**: 132-143.
- Jiménez, M.-J., D. Giardini and G. Grünthal (2003). "The ESC-SESAME unified hazard model for the European-Mediterranean region." *csem-emsc Newsletter* **19**: 2-4.
- Johnson, K., M. Villani, K. Bayliss, C. Brooks, S. Chandrasekhar, T. Chartier, Y. Chen, J. Garcia-Pelaez, R. Gee and R. Styron (2023). Global Earthquake Model (GEM) Seismic Hazard Map (version 2023.1–June 2023), Zenodo.
- Kamatchi, P., J. Rajasankar, G. Ramana and A. Nagpal (2010). "A neural network based methodology to predict site-specific spectral acceleration values." *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* **9**: 459-472.
- Kausel, E. and J. Roesset (1974). Soil structure interaction problems for nuclear containment structures, American Society of Civil Engineers, New York.
- Kausel, E. and J. M. Roësset (1975). "Dynamic stiffness of circular foundations." *Journal of the Engineering Mechanics Division* **101**(6): 771-785.
- Kennedy, R. and M. Ravindra (1984). "Seismic fragilities for nuclear power plant risk studies." *Nuclear engineering and design* **79**(1): 47-68.
- Kim, T.-H., K.-M. Lee, Y.-S. Chung and H. Shin (2005). "Seismic damage assessment of reinforced concrete bridge columns." *Engineering Structures* **27**(4): 576-592.
- Krizhevsky, A., I. Sutskever and G. E. Hinton (2012). "Imagenet classification with deep convolutional neural networks." *Advances in neural information processing systems* **25**.
- Kumar, J. and P. Samui (2006). "Stability determination for layered soil slopes using the upper bound limit analysis." *Geotechnical & Geological Engineering* **24**: 1803-1819.
- Kwon, O. S. and E. S. Kim (2010). "Evaluation of building period formulas for seismic design." *Earthquake engineering & structural dynamics* **39**(14): 1569-1583.
- La Borderie, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: Modélisation et application à l'analyse de structures en béton*, Paris 6.
- Larkin, T. and C. Van Houtte (2014). "Determination of site period for NZS1170. 5: 2004." *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* **47**(1): 28-40.
- LeCun, Y., J. Denker and S. Solla (1989). "Optimal brain damage." *Advances in neural information processing systems* **2**.
- Lee, J. H., J. K. Kim and J. H. Kim (2014). "Nonlinear analysis of soil–structure interaction using perfectly matched discrete layers." *Computers & Structures* **142**: 28-44.
- Li, Y., R. Ma and R. Jiao (2015). "A hybrid malicious code detection method based on deep learning." *International journal of security and its applications* **9**(5): 205-216.
- LI, Z.-H., Y. ZHENG, Z.-J. XIE, J.-M. LIU, W.-M. SHANGGUAN and B. SHAN (2014). "A preliminary study of seismogenic structure for the Xinyuan-Hejing, Xinjiang Ms6. 6 earthquake of June 30, 2012." *Chinese Journal of Geophysics* **57**(2): 449-458.
- Lima, S., J. Sampaio, T. Catunda, A. Bento, L. Miranda and M. L. Baesso (2000). "Mode-mismatched thermal lens spectrometry for thermo-optical properties measurement in optical glasses: a review." *Journal of Non-Crystalline Solids* **273**(1-3): 215-227.
- Liu, F., J. Xu, S. Tan, A. Gong and H. Li (2022). "Orthogonal experiments and neural networks analysis of concrete performance." *Water* **14**(16): 2520.
- Liu, M., H. Li, L. Li, M. Zhang and W. Wang (2022). "Multistage nucleation of the 2021 Yangbi MS 6.4 earthquake, Yunnan, China and its foreshocks." *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* **127**(5): e2022JB024091.
- Liu, M., M. Zhang, W. Zhu, W. L. Ellsworth and H. Li (2020). "Rapid characterization of the July 2019 Ridgecrest, California, earthquake sequence from raw seismic data using machine-learning phase picker." *Geophysical Research Letters* **47**(4): e2019GL086189.
- Lotfzadeh, K. H. (2019). *High-Strength Steel Reinforcement in Critical Regions of Earthquake-Resistant Bridges*, University of California, San Diego.

- Lu, Y. and Z. Tu (2004). "A two-level neural network approach for dynamic FE model updating including damping." *Journal of Sound and Vibration* **275**(3-5): 931-952.
- Luco, N., R. E. Bachman, C. Crouse, J. R. Harris, J. D. Hooper, C. A. Kircher, P. J. Caldwell and K. S. Rukstales (2015). "Updates to building-code maps for the 2015 NEHRP recommended seismic provisions." *Earthquake Spectra* **31**(1\_suppl): S245-S271.
- Lysmer, J. (1978). "Analytical procedures in soil dynamics." *NASA STI/Recon Technical Report N 80*: 12243.
- Lysmer, J., F. Ostadan and C. Chin (1999). "A system for analysis of soil-structure interaction, SASSI 2000 theoretical manual." UC Berkeley.
- Malhotra, P. K. (2001). Response spectrum of incompatible acceleration, velocity and displacement histories. *Earthquake engineering & structural dynamics*, **30**(2), 279-286.
- McCann Jr, M. W. and H. C. Shah (1979). "Determining strong-motion duration of earthquakes." *Bulletin of the Seismological Society of America* **69**(4): 1253-1265.
- McCulloch, W. S. (1943). "(1943) Warren S. McCulloch and Walter Pitts A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity Bulletin of Mathematical Biophysics 5: 115-133." *Bulletin of mathematical biophysics* **5**: 115-133.
- Milne, J. (1880). "Seismic science in Japan." *Transactions of the Seismological Society of Japan* **1**(1): 3-37.
- Miranda, E. and V. V. Bertero (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design." *Earthquake spectra* **10**(2): 357-379.
- Moehle, J. P. (2008). *Performance-based seismic design of tall buildings in the US*. 14th World Conference on Earthquake Engineering (CD), Beijing, China.
- Molina, L. and A. Hurtado Albir (2002). "Translation techniques revisited: A dynamic and functionalist approach." *Meta* **47**(4): 498-512.
- Moscoso, E. I. and E. Contreras-Reyes (2012). "Outer rise seismicity related to the Maule, Chile 2010 mega-thrust earthquake and hydration of the incoming oceanic lithosphere." *Andean Geology* **39**(3): 564-572.
- MoTI, B. (2016). Volume 1-Supplement to CHBDC S6-14, British Columbia Ministry of Transportation and Infrastructure, Victoria, BC.
- Mylonakis, G. and G. Gazetas (2000). "Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?" *Journal of earthquake engineering* **4**(3): 277-301.
- Naderpour, H., A. H. Rafiean and P. Fakharian (2018). "Compressive strength prediction of environmentally friendly concrete using artificial neural networks." *Journal of building engineering* **16**: 213-219.
- Naeim, F., & Lew, M. (1995). On the use of design spectrum compatible time histories. *Earthquake spectra*, **11**(1), 111-127.
- Najjar, Y. M., I. A. Basheer and R. McCreynolds (1996). "Neural modeling of Kansas soil swelling." *Transportation Research Record* **1526**(1): 14-19.
- NEWMARK, N. and E. ROSENBLUETH (1971). "LES BASES DU CALCUL SISMIQUE." *CIVIL ENGINEERING AND ENGINEERING MECHANICS SERIES* **12**.
- Newmark, N. M., J. A. Blume and K. K. Kapur (1973). "Seismic design spectra for nuclear power plants." *Journal of the Power Division* **99**(2): 287-303.
- Nguyen, V. T. and X. D. Nguyen (2022). "Optimal Procedure for Determining Constitutive Parameters of Giuffrè–Menegotto–Pinto Model for Steel Based on Experimental Results." *International Journal of Steel Structures* **22**(3): 851-863.
- Nikolaou, S., G. Mylonakis, G. Gazetas and T. Tazoh (2001). "Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements." *Geotechnique* **51**(5): 425-440.

- Nikzad, K. and J. Ghaboussi (1991). Application of multi-layered feedforward neural networks in digital vibration control. IJCNN-91-Seattle International Joint Conference on Neural Networks, IEEE.
- Nova, R. and L. Montrasio (1991). "Settlements of shallow foundations on sand." Géotechnique **41**(2): 243-256.
- Nowak, A. S. and O. Iatsko (2017). "Revised load and resistance factors for the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications." PCI Journal **62**(3): 46-58.
- Olarte, J., B. Paramasivam, S. Dashti, A. Liel and J. Zannin (2017). "Centrifuge modeling of mitigation-soil-foundation-structure interaction on liquefiable ground." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **97**: 304-323.
- Ouakli, A. (2003). Contrôle de la réponse sismique des structures de bâtiments par des amortisseurs à friction.
- Page, R. A. (1972). Ground motion values for use in the seismic design of the trans-Alaska pipeline system, US Geological Survey.
- Pal, M. and S. Deswal (2008). "Modeling pile capacity using support vector machines and generalized regression neural network." Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering **134**(7): 1021-1024.
- Pecker, A., P. Bisch and P. Labbé (1998). Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering: 6-11 September 1998, Paris, France, AA Balkema.
- Penumadu, D. and J.-L. Chameau (1997). "Strain rate effects in model pressuremeter testing." Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering **123**(11): 1051-1059.
- Pinto, A., G. Verzeletti, G. Magonette, P. Pegon, P. Negro and J. Guedes (1996). Pseudo-dynamic testing of large-scale R/C bridges in ELSA. 11th world conference on earthquake engineering.
- Porter, K. A., J. L. Beck and R. Shaikhutdinov (2004). "Simplified estimation of economic seismic risk for buildings." Earthquake Spectra **20**(4): 1239-1263.
- Priestley, M. J. and R. Park (1987). "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading." Structural Journal **84**(1): 61-76.
- Provenzano, P. (2003). "A fuzzy-neural network method for modeling uncertainties in soil-structure interaction problems." Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering **18**(6): 391-411.
- Quinlan, P. (1954). The elastic theory of soil dynamics. Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM International.
- RACHEDI (2014). "Génération Conditionnelle De Signaux Sismiques Artificiels Variables Dans L'espace Et Compatibles Aux Spectres De Réponse Sans Le Problème De L'intégrabilité."
- Ragot, P. (1998). Identification inverse des lois de contact thermomécaniques: application au domaine du freinage ferroviaire, Thèse de l'université de Bordeaux I.
- Rashid, M., T. Sullivan and R. Dhakal (2021). "Seismic design of acceleration-sensitive non-structural elements in New Zealand: State-of-practice and recommended changes."
- Richard, C., D. Guyomar, D. Audigier and G. Ching (1999). Semi-passive damping using continuous switching of a piezoelectric device. Smart structures and materials 1999: Passive damping and isolation, SPIE.
- Riddell, R. (2007). "On ground motion intensity indices." Earthquake spectra **23**(1): 147-173.
- Riddell, R. and N. M. Newmark (1979). "Force-deformation models for nonlinear analyses." Journal of the Structural Division **105**(12): 2773-2778.
- Ringler, A. T., M. Hagerty, J. Holland, A. Gonzales, L. S. Gee, J. Edwards, D. Wilson and A. M. Baker (2015). "The data quality analyzer: A quality control program for seismic data." Computers & Geosciences **76**: 96-111.

- Rose, A. (2021). "Seismographs at Eskdalemuir Observatory, 1908-1925: tools for rethinking the origins of international cooperation in seismology." Science Museum Group Journal(16).
- Rosenblatt, F. (1958). "The perceptron: a probabilistic model for information storage and organization in the brain." Psychological review **65**(6): 386.
- Rossetto, T. and A. Elnashai (2003). "Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data." Engineering structures **25**(10): 1241-1263.
- Rudin, C. and J. Radin (2019). "Why are we using black box models in AI when we don't need to? A lesson from an explainable AI competition." Harvard Data Science Review **1**(2): 1-9.
- Rumelhart, D. E., G. E. Hinton and R. J. Williams (1986). "Learning representations by back-propagating errors." nature **323**(6088): 533-536.
- Sakellariadis, L., I. Anastasopoulos and G. Gazetas (2020). "Fukae bridge collapse (Kobe 1995) revisited: New insights." Soils and Foundations **60**(6): 1450-1467.
- Sakellariou, M. (2005). "Seismic Stability of Reinforced Slopes Based on the Assessment of Permanent Displacement." " Ovidius" University Annals Constantza. Series Civil Engineering **1**(7): 61.
- Seed, H. B. (1982). "The selection of design earthquakes for critical structures." Bulletin of the Seismological Society of America **72**(6B): S7-S12.
- Seed, H. B., M. Romo, J. Sun, A. Jaime and J. Lysmer (1988). "The Mexico earthquake of September 19, 1985—Relationships between soil conditions and earthquake ground motions." Earthquake spectra **4**(4): 687-729.
- Seed, H. B., C. Ugas and J. Lysmer (1976). "Site-dependent spectra for earthquake-resistant design." Bulletin of the Seismological society of America **66**(1): 221-243.
- Sepehrmanesh, M., V. Nasri and N. Allahverdi (2014). "Impact of EPB Tunneling on Pile Foundations and Existing Tunnels." Proceedings of the North American Tunneling.
- Serraye, M., B. Boukhatem and S. Kenai (2022). "Artificial neural network-based prediction of properties of self-compacting concrete containing limestone powder." Asian Journal of Civil Engineering **23**(6): 817-839.
- Sezawa, K. and K. Kanai (1935). "Discontinuity in dispersion curves of Rayleigh-waves." Proceedings of the Imperial Academy **11**(1): 13-14.
- Sheta, M. and M. Novak (1982). "Vertical vibration of pile groups." Journal of the Geotechnical Engineering Division **108**(4): 570-590.
- Shinozuka, M., M. Q. Feng, H.-K. Kim and S.-H. Kim (2000). "Nonlinear static procedure for fragility curve development." Journal of engineering mechanics **126**(12): 1287-1295.
- Shinozuka, M., S.-H. Kim, S. Koshiyama and J.-H. Yi (2002). "Fragility curves of concrete bridges retrofitted by column jacketing." Earthquake Engineering and Engineering Vibration **1**(2): 195-205.
- Sihag, P., S. Mohsenzadeh Karimi and A. Angelaki (2019). "Random forest, M5P and regression analysis to estimate the field unsaturated hydraulic conductivity." Applied Water Science **9**(5): 129.
- Sneddon, I. N. (1966). "The Reissner-Sagoci problem." Glasgow Mathematical Journal **7**(3): 136-144.
- Spence, R. and E. So (2009). "Estimating shaking-induced casualties and building damage for global earthquake events." Cambridge: National Earthquake Hazards Reduction Program.
- Stefanidou, S. P., A. G. Sextos, A. N. Kotsoglou, N. Lesgidis and A. J. Kappos (2017). "Soil-structure interaction effects in analysis of seismic fragility of bridges using an intensity-based ground motion selection procedure." Engineering Structures **151**: 366-380.
- Sung, T. (1954). Vibrations in semi-infinite solids due to periodic surface loading. Symposium on Dynamic Testing of Soils, ASTM International.

- Sziveri, J., B. Topping and P. Ivanyi (1999). "Parallel transient dynamic non-linear analysis of reinforced concrete plates." *Advances in Engineering Software* **30**(9-11): 867-882.
- Thomson, W. T. and T. Kobori (1963). "Dynamical compliance of rectangular foundations on an elastic half-space."
- Topping, B., A. Khan and A. Bahreininejad (1997). "Parallel training of neural networks for finite element mesh decomposition." *Computers & structures* **63**(4): 693-707.
- Trifunac, M. D. and A. G. Brady (1975). "A study on the duration of strong earthquake ground motion." *Bulletin of the Seismological Society of America* **65**(3): 581-626.
- Truong, T. and T. Ta (2020). *Critical factors affecting schedule performance of transportation infrastructure projects in the Eastern Districts of Ho Chi Minh City, VietNam*. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, IOP Publishing.
- Tyapin, A. (2007). "The frequency-dependent elements in the code SASSI: A bridge between civil engineers and the soil-structure interaction specialists." *Nuclear Engineering and Design* **237**(12-13): 1300-1306.
- Unger, J. F. (2009). "Neural networks in a multiscale approach for concrete."
- Vassileva, S. (2001). Predicting Earthquake Ground Motion Descriptions Through Artificial Neural Networks for Testing the Constructions. *Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Elsevier: 927-934.
- Vavryčuk, V., M. Beer, I. Kougoumtzoglou, E. Patelli and I. Au (2015). "Earthquake mechanisms and stress field." *Encyclopedia of earthquake engineering*: 728-746.
- Veletsos, A. S. and Y. JY (1977). "EARTHQUAKE RESPONSE OF LIQUID-STORAGE TANKS."
- Veletsos, A. S. and J. W. Meek (1974). "Dynamic behaviour of building-foundation systems." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **3**(2): 121-138.
- Wang, L., H. Zhou, Y. Wang, B. Yu, Y. Zhang, W. Liu and Y. Chen (2019). "Three-parameter prestack seismic inversion based on L 1-2 minimization." *Geophysics* **84**(5): R753-R766.
- Wang, Z., M. E. Cates and R. T. Langan (1998). "Seismic monitoring of a CO<sub>2</sub> flood in a carbonate reservoir: A rock physics study." *Geophysics* **63**(5): 1604-1617.
- Warburton, E. and J. McGruer (1957). "Deuteron-Induced Reactions from N 14, N 15, and He 4." *Physical Review* **105**(2): 639.
- Weatherill, G. and P. W. Burton (2010). "An alternative approach to probabilistic seismic hazard analysis in the Aegean region using Monte Carlo simulation." *Tectonophysics* **492**(1-4): 253-278.
- Werbos, P. (1974). "Beyond regression: New tools for prediction and analysis in the behavior science." *PhD thesis, Harvard University*.
- Whitman, R. V. (1973). "Damage probability matrices for prototype buildings." *Structures Publication* **380**.
- Wilson, D., R. Aster, J. Ni, S. Grand, M. West, W. Gao, W. S. Baldrige and S. Semken (2005). "Imaging the seismic structure of the crust and upper mantle beneath the Great Plains, Rio Grande Rift, and Colorado Plateau using receiver functions." *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* **110**(B5).
- Wolf, L., J. Collier, M. Tuttle and P. Bodin (1998). "Geophysical reconnaissance of earthquake-induced liquefaction features in the New Madrid seismic zone." *Journal of applied geophysics* **39**(3): 121-129.
- Wong, H. and M. Trifunac (1979). "Generation of artificial strong motion accelerograms." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **7**(6): 509-527.
- Wu, H., F. Zhou and Y. Wu (2001). "Intelligent identification system of flow regime of oil-gas-water multiphase flow." *International Journal of Multiphase Flow* **27**(3): 459-475.

- Yang, L., Xie, W. C., Xu, W., & Ly, B. L. (2019). Generating Drift-Free, Consistent, and Perfectly Spectrum-Compatible Time Histories. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *109*(5), 1674-1690.
- Yokota, H., K. Rokugo and N. Sakata (2008). JSCE recommendations for design and construction of high performance fiber reinforced cement composite with multiple fine cracks. High performance fiber reinforced cement composites, Springer Tokyo, Japan.
- Zhang, G., Z. Wang and Y. Chen (2018). "Deep learning for seismic lithology prediction." *Geophysical Journal International* **215**(2): 1368-1387.
- Zhu, J.-H., M. M. Zaman and S. A. Anderson (1998). "Modeling of soil behavior with a recurrent neural network." *Canadian Geotechnical Journal* **35**(5): 858-872.