

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

KHALFI SADEK
AFROUN HABIB

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structure**

Thème :

**L'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques
sur la réponse d'un pont**

Mémoire examiné par :

Mr DJOUABI H.	MAA	UAMOB	Président
Mr LAIB A.	MCB	UAMOB	Encadreur
Mr SAOUDI B.	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2020/2021

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et Miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

Je voudrais présenter mes remerciements à mon Encadreur Mr LAIB A. De m'avoir encadré, guidé et accompagné dans ce travail ainsi que sa compréhension et ses précieux conseils qui m'ont aidée dans L'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

Sans oublier tous les enseignants du département de Génie Civil et Hydraulique qui ont participé à ma formation pendant cette courte période en Master II pour l'année (2020- 2021).

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon Travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère Mère et mon très cher Père qui m'ont toujours encouragé pour que je réussisse dans mes études.

A eux que j'aime et que je respecte infiniment.

A Mes frères et chères sœurs.

A toute ma famille.

Je dédie également ce travail à tous mes amis sans Exception,

En fin je remercie mon amie HABIB qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail.

A tout la promotion de master 2 génie civil.

Mes derniers remerciements, et ce ne sont pas les moindres, vont à tous ceux qui ont contribué de Près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.

Mr sadek

Dédicaces

J'ai le grand honneur de dédier ce travail :

A ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je Suis. Merci mes chers parents.

A ceux que j'adore mes chers frères. Surtout à Abdelatif (bazboza) et mes chères sœurs.

A belhadgi hassen.

Et a toute ma famille sans exception.

A toutes mes amies

A tout la promotion de master 2 génie civil.

En fin je remercie mon amie SADEK qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail.

Mr Habib.

ملخص

يعتبر التباين المكاني للحركات الزلزالية ظاهرة مهمة للغاية تؤثر على الهياكل الممتدة مثل الجسور والأنفاق والسدود. توجد أربعة أسباب رئيسية مسؤولة عن هذه الظاهرة ؛ الأول بسبب الاختلاف بين أوقات وصول الموجات الزلزالية في محطات التسجيل المختلفة. والثاني هو فقدان تماسك الحركة الزلزالية في الطبقة السفلية. ثم ضعف الموجات الزلزالية نتيجة تخميد الأرض. الأخير هو الاختلاف في الخواص الميكانيكية للتربة. الهدف من هذه الرسالة هي دراسة تأثير التباين المكاني للحركات الزلزالية، وخاصة التوزيع العشوائي في خواص التربة على الاستجابة الديناميكية للجسور. لذلك فإن التحليل الطيفي غير كافٍ لإجراء هذه الدراسة. يعتبر التحليل الزمني غير الخطي للهياكل أكثر واقعية ويسمح بمحاكاة السلوك الحقيقي للهياكل المدروس بنجاح.

في هذه الأطروحة ، يتم إجراء تحليل زمني غير خطي لجسر طوله 300 متر. في الخطوة الأولى ، يتم تطبيق إثارة موحدة على دعائم الجسر. بعد ذلك يتم تطبيق إثارة متغيرة مكانياً باستخدام تسارع محاكي شرطيًا.

تكشف هذه الدراسة عن أهمية مراعاة ظاهرة التباين المكاني للحركات الزلزالية في تحليل الهياكل الممتدة. يلاحظ التقليل من القوى الداخلية عند الأخذ في الاعتبار افتراض الإثارة الموحدة.

Résumé

La variabilité spatiale des mouvements sismiques est un phénomène très important affectant les structures étendues telles que ponts, tunnels et barrages. Quatre raisons sont responsables de ce phénomène ; la première est due à la différence entre les heures d'arrivée des ondes sismiques aux différentes stations d'enregistrement. La deuxième est la perte de cohérence du mouvement sismique dans le substratum. Ensuite l'atténuation des ondes sismiques en raison de l'amortissement du sol. La dernière est la différence dans les propriétés mécaniques du sol. Le but de cette mémoire est d'étudier l'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques, spécialement la stochasticité dans les propriétés du sol sur la réponse dynamique des ponts. De ce fait, l'analyse modale spectrale est inadéquate et insuffisante pour réaliser cette étude. L'analyse temporelle non linéaire d'une structure est plus réaliste et permet de simuler à bien le comportement réel de la structure étudiée.

Dans ce mémoire, une analyse temporelle non linéaire d'un pont de 300 mètres de long est réalisée. Dans la première étape, une excitation uniforme est appliquée aux appuis du pont. Ensuite, une excitation spatialement variable est appliquée en utilisant des accélérations conditionnellement simulées.

Cette étude dévoile l'importance de la prise en compte du phénomène de la variabilité spatiale des mouvements sismiques dans l'analyse des structures étendues. Une sous-estimation des efforts internes est remarquée lors de la prise en considération de l'hypothèse d'une excitation uniforme.

Abstract

Spatial variability of seismic ground motion is a very important phenomenon affecting large structures such as bridges, tunnels and dams. Four reasons are responsible for this phenomenon; the first is due to the difference between the arrival times of seismic waves at different recording stations. The second is the loss of coherence of the seismic motion in the bedrock. The third is the attenuation of the seismic waves due to the damping of the ground. The last is the difference in the mechanical properties of the soil surface layer. The purpose of this memory is to study the effect of spatial variability of seismic ground motion, especially stochasticity in soil properties on the dynamic response of bridges. Therefore, spectral modal analysis is inadequate and insufficient to perform this study. The nonlinear temporal analysis of a structure is more realistic and allows simulating well the real behavior of the studied structure.

In this memory, a nonlinear time analysis of a 300 meters long bridge is performed. In the first step, a uniform excitation is applied to the bridge supports. Then, a spatially variable excitation is applied using conditionally simulated accelerations.

This study reveals the importance of taking into account the phenomenon of spatial variability of seismic ground motions in the analysis of extended structures. An underestimation of the internal forces is noticed when the assumption of a uniform excitation is taken into account.

Summaries

Remerciements	I
Dédicaces	II
ملخص	IV
Résumé	V
Abstract	VI
Summaries	VII
Listes des Figures	XI
Liste des Tableaux	XIII
Introduction Générale	1
1- Contexte - et l'objectif de mémoire	1
2- Organisation de mémoire.....	2
Chapitre I : L'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques	3
I.1 Introduction	3
I.2 Séisme (tremblement de terre)	3
I.3 Les caractéristiques du séisme	4
I.4 La variabilité spatiale du mouvement sismique (VSMS).....	4
I.4.1 Description du La variabilité spatiale du mouvement sismique (VSMS)	6
I.4.2 Modélisation de la (VSMS).....	8
I.4.2.1. Définition de la fonction de cohérence	8
I.4.2.2. Modèles basés sur l'approche empirique.....	10
I.4.2.3. Modèles basés sur l'approche semi-empirique.....	11
I.5 Simulation conditionnelle des mouvements sismiques	13
I.6 Conclusion.....	16
Chapitre II : L'analyse temporelle non linéaire	17
II.1 Introduction.....	17
II.2 Méthodes d'analyse	17

II.2.1 Analyse temporelle.....	17
II.2.2 Analyse temporelle non linéaire.....	17
II.3 Echelles de modélisation	18
II.3.1 Echelle globale, utilisation des macroéléments	18
II.3.2 Echelle semi globale, multifibre	18
II.3.3 Echelle macroscopique.....	18
II.4 Modèles des comportements non linéaires	19
II.4.1 Modèle élasto-plastique	19
II.4.2 Modèle γ	19
II.4.3 Modèle de Takeda	20
II.4.4 Modèle Q.....	21
II.4.5 Le modèle viscoplastique parfait	21
II.5. Analyse de la réponse sismique des ponts en béton armé	22
II.5.1 Non linéarités géométrique :	22
II.5.2 Non linéarités matérielle :	22
II.5.3 Non linéarités des conditions aux frontières :	23
II.6 Conclusion	23
Chapitre III : Hypothèse de calcul.....	25
III.1 Introduction	25
III.2 Les comportements des matériaux linéaires.....	25
III .2.1 Béton.....	25
III .2.1.1 Résistance à la compression.....	25
III .2.1.2 La résistance caractéristique à la traction	26
III .2.2 Les aciers	27
III .2.2.1 Les aciers passifs.....	27
III .2.2.2 Limite élastique.....	27
III .2.2.3 Contrainte limite de traction	27

III .2.2.4 Les aciers actifs	27
III .2.2.5 Limite élastique	28
III .2.2.6 Module d'Young	28
III.3 Les comportements des matériaux non linéaires utilisés.....	29
III.3.1 comportement du béton	29
III.3.1.1 Résistance à la compression f_{c28}	29
III.3.1.2 Résistance à la traction t_{f28}	29
III.3.1.3 Module d'élasticité E_c	30
III.3.1.4 Déformation du au contrainte de compression ϵ_c	30
III.3.1.5 Poids volumique γ	30
III.3.2 Le comportement des armatures de ferrailage.....	32
III.3.2 .1 Module d'élasticité E	32
III.3.2 .2 Limite d'élasticité f_y	32
III.3.2 .3 Paramètre d'écroûissage μ	32
III.3.2 .4 Fissure/déformation de flambement ϵ_{utt}	33
III.3.2 .5 Poids spécifique γ	33
III.3.3 Appareil d'appui	34
III.3.3.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté	34
III.3.3.2 Comportement élasto-plastique symétrique.....	35
III.4 Conclusion :	36
Chapitre IV : Analyse temporelle non linéaire d'un pont	37
IV.1 Introduction :	37
IV.2 Description du pont étudié :	37
IV.3 Modélisation.....	39
IV.4 Simulation des mouvements sismiques.....	39
IV.5 Résultant et discussion	41
IV.5.1 Les résultats de déplacement	42

IV.5.2 Les résultats de l'effort tranchant T_{\max} :.....	43
IV.5.3 Les résultats de moment M_{\max} (KN.m).....	44
IV.6 Conclusion :.....	46
Conclusion générale	

Listes des Figures

Chapitre I : L'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismique

Figure I.1 Illustration de la (vallée impériale) indiquant les failles Imperial et Brawley et l'emplacement du réseau différentiel (El Centro), la configuration du tableau différentiel est illustrée dans l'encart.-----	5
Figure I. 2 Configuration de réseaux SMART 1 (Zerva 2009)-----	6
Figure I. 3 L'effet de passage d'onde (Zerva 2009). -----	6
Figure I. 4 L'effet d'incohérence (Zerva 2009). -----	7
Figure I. 5 L'effet de site (Zerva 2009).-----	7
Figure I. 6 L'effet d'atténuation (Zerva 2009).-----	8

Chapitre II : L'analyse temporelle non linéaire

Figure II 1 modèle élasto-plastique	19
Figure II.2 modèle $\dot{\gamma}$	20
Figure II.3 modèle Takeda	20
Figure II.4 modèle Q	21
Figure II.5 Modèle viscoplastique parfait	21
Figure II 6 Exemples de non linéarité géométrique, (A : Torsion d'une poutre. B : Flexion d'une plaque avec raidisseurs).	22
Figure II 7 Exemples de non linéarité matérielle (A : Emboutissage de tôle. B : ARC Orthocentrique fait de nitinol en alliage a mémoire de forme).	23
Figure II 8 : Exemple de des conditions aux frontières (A : Friction d'embrayage, B : Joint de culasse).	23

Chapitre III : Hypothèse de calcul

Figure III.1 Diagramme contrainte-déformation du béton.....	26
Figure III. 2 Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	29
Figure III. 3 diagrammes de comportement du béton 27.	31
Figure III. 4 diagrammes de comportement du béton 35.	32
Figure III. 5 Le comportement des armatures de ferrailage.....	33
Figure III. 6 Appareil d'appui en élastomère fretté.....	34
Figure III. 7 Le comportement appareil d'appui.....	36

Chapitre IV : Analyse temporelle non linéaire d'un pont

Figure IV. 1 élévation longitudinale de pont étudié.....	38
Figure IV. 2 Ferrailage de pile.	38
Figure IV. 3 Ferrailage de tablier.....	39
Figure IV. 4 L'accélération générée appliquée à tous les appuis de pont.....	40
Figure IV. 5 Accélération appliquée dans la culée 1.....	40
Figure IV. 6 Accélération appliquée dans la pile 1.....	40
Figure IV. 7 Accélération appliquée dans la pile 2.....	40
Figure IV. 8 Accélération appliquée dans la culée 2.....	40
Figure IV. 9 vue de pont en 3D.....	41
Figure IV. 10 Diagramme en bâtons des valeurs du rapport ρ spatialement variable des déplacements.....	42
Figure IV. 11 Diagramme en bâtons des valeurs du rapport ρ spatialement variable des Efforts tranchant.....	44
Figure IV. 12 Diagramme en bâtons des valeurs du rapport ρ spatialement variable du moment.....	45

Liste des Tableaux

Chapitre IV : Analyse temporelle non linéaire d'un pont

Tableau IV.1. Déplacement de la pile (m) Cas uniforme.....	42
Tableau IV.2. Déplacement de la pile (m) Cas variable.	42
Tableau IV.3. L'effort T_{\max} de la pile (KN) Cas uniforme	43
Tableau IV.4. L'effort T_{\max} de la pile (Kn) Cas variable	43
Tableau IV.5. M_{\max} de la pile (Kn.m) Cas uniforme.....	44
Tableau IV.6. M_{\max} de la pile (Kn.m) Cas variable	45



Introduction Générale

Introduction générale

1- Contexte et l'objectif de mémoire

Dans les méthodes classiques de calcul dynamique des structures, la structure est soumise à un chargement sismique uniforme. Mais cette hypothèse n'est plus valide pour les structures étendues comme les ponts et les barrages. La disponibilité des enregistrements sismiques ont montré une grande variabilité spatiale des mouvements sismiques. Cette variabilité peut jouer un rôle clé parce que les appuis de la structure subissent des mouvements différentiels dans l'amplitude et dans la phase durant un séisme. Il y a quatre phénomènes qui sont responsables de cette variabilité ; La première est due à la différence entre les heures d'arrivée des ondes sismiques aux différentes stations d'enregistrement. La deuxième est la perte de cohérence du mouvement sismique dans le substratum. Ensuite l'atténuation des ondes sismiques en raison de l'amortissement du sol. La dernière est la différence dans les propriétés mécaniques du sol.

Les analyses de l'influence de la variabilité spatiale des mouvements sismiques sur les structures et les structures enterrées remontent aux années 60. A cette époque, les mouvements différentiels aux niveaux des appuis des structures sont attribués à l'effet du passage d'onde. La variabilité spatiale des mouvements a été décrite par un retard déterministe nécessaire pour que les ondes atteignent les appuis éloignés des structures. Après l'installation des premiers réseaux de sismographes denses. La modélisation de la variation spatiale des mouvements sismiques a suscité un grand intérêt de la part des chercheurs. L'un des premiers réseaux installés était le réseau différentiel d'El Centro qui a enregistré le séisme de 1979 dans la vallée impériale. Puis un autre réseau, le Strong Motion Matrix à Taïwan (SMART-1), situé à Lutong dans le coin nord-est de Taiwan qui a commencé à être opérationnel en 1980. Ces données fournissent des informations importantes sur les causes physiques et les moyens de modélisation de cette variabilité.

La réponse sismique des ponts est généralement évaluée par une analyse statique linéaire en utilisant des coefficients de comportement pour calculer la non-linéarité. En conséquence l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante. L'évaluation non linéaire de la réponse des structures nécessite une analyse temporelle, utilisant des enregistrements sismiques comme excitations sur tous les appuis des structures. Mais il est difficile de trouver des enregistrements sismiques variables dans l'espace correspondant à la structure étudiée.

Ainsi, des mouvements sismiques synthétiques sont utilisés à travers des simulations de Monte Carlo.

L'objectif de ce mémoire est d'étudier l'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques sur la réponse dynamique non linéaire des ponts. Pour mener cette étude, nous allons effectuer une analyse temporelle non linéaire d'un exemple de pont. L'analyse fournit la réponse de la structure au cours du temps par intégration numérique directe des équations différentielles non linéaires du mouvement où l'excitation est un signal sismique.

2- Organisation du mémoire.

Le contenu de cette mémoire est réparti en quatre chapitres :

Une introduction qui présente le contexte, la problématique et l'objectif de ce mémoire en terminant avec l'organisation du mémoire.

Chapitre 1 : commence par la présentation des différentes causes du mouvement sismique différentiel, quelques réseaux d'accélérogrammes ainsi que les modèles utilisés pour la description de la VSMS, Par la suite une revue de littérature en matière des effets de la VSMS sur la réponse dynamique des ponts sera présentée. L'objectif est de quantifier les paramètres influant sur la réponse sismique des ponts sous la VSMS.

Le chapitre 2 : est consacré à l'analyse temporelle non linéaire et les échelles de la modélisation et les Modèles des comportements non linéaires et les Types des non linéarités dans le pont.

Chapitre 3 : Dans ce chapitre, nous avons discuté sur les propriétés du béton et du acier utilisés dans le pont étudié.

Chapitre 4 : Dans ce chapitre, nous appliquons une excitation uniforme et une excitation variable à un pont à l'aide du logiciel seismostruct 2018 et extrayons les valeurs absolues du déplacement relatif (D_r), du moment fléchissant (M) et de la force de cisaillement maximale (T). Une comparaison entre un état uniforme et une excitation variable sera faite pour savoir si l'excitation variable est auxiliaire ou inutile au pont avec une conclusion à la fin de ce chapitre.

A faint, stylized illustration of a seismograph is visible in the background, showing a pen-like arm and a recording drum with a wavy line representing seismic activity.

Chapitre I : L'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques

I.1 Introduction

Une conception parasismique adéquate des ponts exige essentiellement une connaissance rationnelle de l'excitation sismique appliquée, cette dernière possède une caractéristique majeure liée à ce type d'ouvrage, Il s'agit de sa variabilité spatiotemporelle. Ceci a été prouvé par l'analyse des enregistrements sismiques mesurés durant ces dernières décennies par les différents réseaux installés dans le monde. L'analyse des dommages que les ponts ont subis durant plusieurs séismes confirme également que les piles peuvent être excitées par des mouvements sismiques différentiels, ces derniers sont donc la source d'une partie importante des dommages (Tzanetos et al. 2000).

La VSMS d'origine très complexe, constitue alors un phénomène qui doit être impérativement envisagé lors de l'analyse et du dimensionnement des ponts. Par conséquent, divers travaux scientifiques ont été effectués dans ce domaine, ces Investigations ont été menées afin d'une part de mesurer et de modéliser la VSMS et d'autres part d'identifier les effets qu'elle peut avoir sur le comportement sismique des structures. Différents paramètres liés aux structures et aux mouvements sismiques variables ont été traités L'objectif est évidemment d'évaluer la sensibilité des ouvrages vis-à-vis à cet effet et de lever des recommandations pour leur conception parasismique.

Nous commencerons ce chapitre en définissant et en donnant les caractéristiques importantes des séismes, puis en présentant la variation spatiale du mouvement sismique et son importance pour la conception des structures étendues. Un aperçu historique de la diversité du modèle important et des différentes stations sismiques seront exposés. Nous présent également dans ce chapitre la modélisation de la variation spatiale des mouvements sismiques et la simulation conditionnelle des mouvements sismiques avec une conclusion à la fin de ce chapitre.

I.2 Séisme (tremblement de terre)

Un séisme ou tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur ; celle-ci est due à l'accumulation d'une grande énergie qui se libère, créant des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations. On distingue les séismes : d'origine tectonique, les plus dévastateurs (secousses, raz-de-marée...), d'origine volcanique et d'origine humaine

(remplissage de retenues de barrages, exploitation des sous-sols, explosions dans les carrières...).

Les séismes génèrent des ondes sismiques se propageant dans toute la terre. Le passage des ondes à travers le sol provoque des vibrations pouvant être ressenties à la surface.

I.3 Les caractéristiques du séisme

Sa magnitude : elle traduit l'énergie libérée par le séisme. Elle s'obtient par la mesure de l'amplitude des ondes enregistrées par un sismomètre.

Son intensité : elle mesure les effets et dommages du séisme en un lieu donné. C'est une évaluation statistique sur une échelle descriptive de la manière dont le séisme se traduit en surface. Pour ne pas la confondre avec la magnitude, elle est toujours notée en chiffres romains.

Son foyer : point origine de la rupture sur le plan de faille d'où partent les ondes sismiques.

Son épicentre : point situé à la surface terrestre, à la verticale du foyer.

I.4 La variabilité spatiale du mouvement sismique (VSMS)

La variabilité spatiale du mouvement sismique (VSMS) est un aspect très important du chargement sismique sollicitant les structures étendues, L'objectif de ce travail est d'étudier les effets de ce phénomène sur la réponse dynamique des pont, une étape Indispensable dans cette étude est la génération des mouvements sismiques différentiels, appliqués généralement aux supports de la structure sous forme de déplacements, ceci conduit alors à l'intégration temporelle de l'accélération cependant l'intégration directe des accélérations mesurées ou simulées entraîne souvent des dérives non réalistes dans la vitesse et le déplacement obtenus

Après l'installation des premiers réseaux de sismographes denses à la fin des années 1970 - début des années 1980, la modélisation de la variation spatiale des mouvements sismiques du sol et son effet sur la réponse de divers systèmes structurels a attiré des recherches approfondies intérêt, l'un des premiers tableaux installés était le tableau différentiel el Centro qui a enregistré le tremblement de terre de 1979 dans la vallée impériale, le réseau d'accéléromètres linéaires, illustré sur la (Figure 2.1), se composait de six stations DA1-DA6, avec des distances de séparation la station de référence (la plus au sud) de 18, 55,

128, 213 et 305 m (60, 180, 420, 700 et 1,000 pieds) respectivement, chaque élément du tableau se composait d'un ensemble de trois composants d'accéléromètres à force équilibrée, un accéléromètre SMA-1 à enregistrement analogique, noté par EDA sur la figure, a été installé au sud de DA1. Station DA6 n'a pas été déclenché par l'événement principal, mais a enregistré ses répliques, le tableau était situé à 24 km du épïcêtre du séisme, le point de rupture le plus proche étant à seulement 5 km de son emplacement (Figure 2.1), le tableau cependant qui a fourni une abondance de des données pour des événements de petite et grande magnitude qui ont été largement étudiés par les ingénieurs et sismologues, est le groupe de mouvement fort à Taiwan-Phase 1 (SMART-1) situé à Lotung dans le coin nord-est de Taiwan, ce bidimensionnel réseau qui a commencé à être opérationnel en 1980. Se composait de 37 triaxiaux à force équilibrée accéléromètres disposés sur trois cercles concentriques, l'intérieur désigné par I, le milieu par M et l'extérieur par O (Figure 2.2) avec des rayons de 0.2, 1 et 2 km, respectivement.

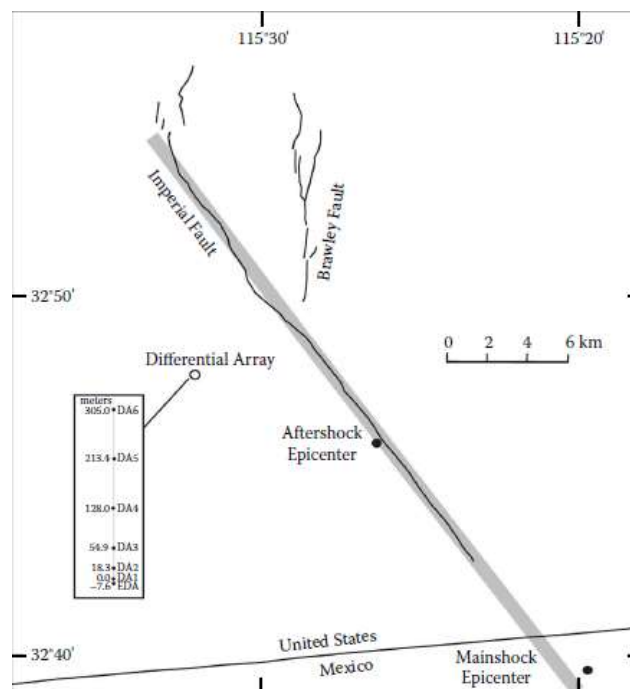


Figure I.1. Illustration de la (vallée impériale) indiquant les failles Imperial et Brawley et l'emplacement du réseau différentiel (El Centro), la configuration du tableau différentiel est illustrée dans l'encart.

La figure indique également l'emplacement des épicentres du tremblement de terre de 15 octobre 1979 et sa réplique à 23h19. Station DA6 n'a pas été déclenché par l'événement principal, Mais enregistré ses répliques (Reproduit de P. Spudich et E. Cranswick), «Direct observation de propagation de la rupture lors du tremblement de terre de la vallée impériale de 1979 en utilisant une ligne de base courte matrice d'accéléromètres ».

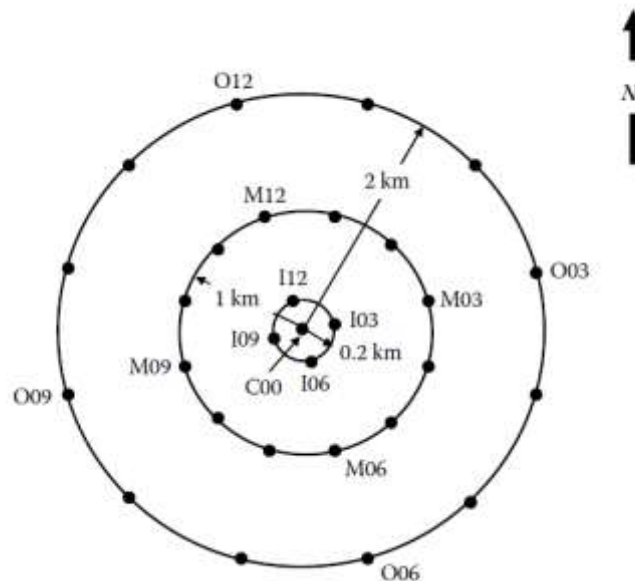


Figure I. 2. Configuration de réseaux SMART 1 (zerva 2009)

La figure illustre l'emplacement du La station centrale (C00) et la bague intérieure (I01 I12), médiane (M01 M12) et extérieure (O01 O12) Stations du réseau avec des rayons De 0.2, 1 et 2 km respectivement. Stations E01 et E02, situées à des distances de 2,8 et 4,8 km, respectivement, au sud de C00 ne sont pas présentés dans la figure (après Bolt et coll).

I.4.1 Description du La variabilité spatiale du mouvement sismique (VSMS)

La VSMS est due principalement à la nature complexe de propagation des ondes Sismiques à travers un massif de sol à caractéristiques géométriques et mécaniques Hétérogènes. Il a été reconnu que quatre effets distincts sont à l'origine de la VSMS. Il S'agit de (Der Kiureghian, 1996).

• **L'effet de passage d'onde** : qui est dû au décalage temporel du temps d'arrivée d'un même signal sismique aux différentes stations d'enregistrement du fait de la vitesse de propagation des ondes sismiques.

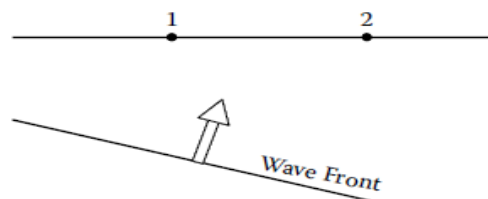


Figure I. 3. L'effet de passage d'onde (Zerva 2009).

• **L'effet d'incohérence** : qui résulte des différences aléatoires dans les amplitudes et Les phases des ondes sismiques dues aux réfractions et réflexions multiples qui se Produisent durant leurs propagations le long de leurs trajets du foyer au site considéré

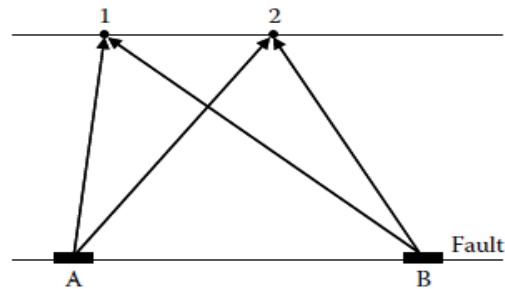


Figure I. 4L'effet d'incohérence (Zerva 2009).

• **L'effet de site** : dû à la variation spatiale des caractéristiques locales du profil de Sol qui affecte l'amplitude et le contenu fréquentiel de l'onde sismique.

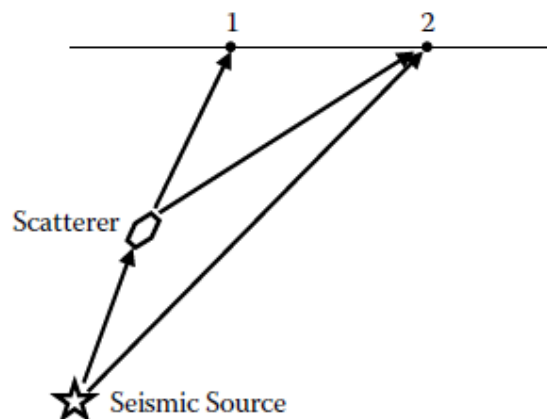


Figure I. 5L'effet de site (Zerva 2009).

• **L'effet d'atténuation** : dû à la diminution graduelle de l'amplitude du signal avec la distance, cet effet est par opposition aux trois autres sans incidence sur les structures car son impact ne prend effet que sur des grandes distances.

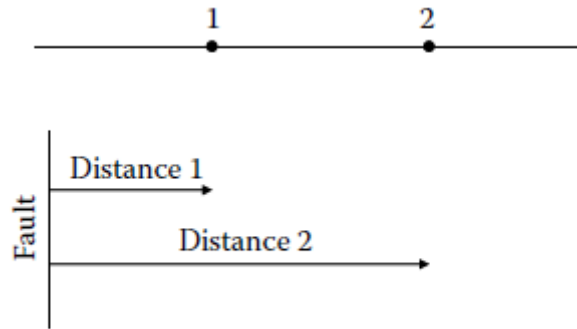


Figure I. 6L'effet d'atténuation (Zerva, 2009).

Le mouvement sismique variable est donc une interaction complexe de ces quatre effets néanmoins, pour des raisons de simplification ces effets sont supposés être indépendants les uns des autres dans les modèles décrivant la VSMS.

Dans la littérature il est généralement reconnu que l'effet de passage d'onde est caractérisé par la vitesse apparente de propagation des ondes sismiques, l'effet d'incohérence est défini par la fonction de cohérence qui décroît exponentiellement avec la distance et la fréquence, tandis que l'effet de site est représenté en définissant différents spectres de réponse (ou de puissance) à la base de la structure chacun de ces spectres est estimé selon les conditions locales du site correspondant.

I.4.2 Modélisation de la (VSMS)

I.4.2.1. Définition de la fonction de cohérence

Pour des considérations pratiques les mouvements sismiques différentiels exhibant une nature aléatoire généralement modélisés d'une manière probabiliste par des champs stochastiques spatio-temporels, la mesure de la SVGM s'effectue souvent dans le domaine fréquentiel en utilisant des fonctions statistiques du second ordre, plus précisément la normalisation inter-spectre à savoir la fonction de cohérence $\gamma_{jk}(\omega)$ définie par l'équation :

$$\gamma_{jk}(\omega) = \frac{S_{jk}(\omega)}{\sqrt{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)}} \quad (\text{I. 1})$$

Où :

- $S_{jk}(\omega)$ Est la fonction d'inter-densité spectrale de puissance entre deux mouvements sismiques de fréquence angulaire ω mesurés en deux points j et k.

• $S_{jj}(\omega)$ et $S_{kk}(\omega)$ Sont respectivement les fonctions de densité spectrale de puissance du mouvement sismique au niveau des points j et k.

La fonction de cohérence est généralement complexe, donc elle peut s'écrire comme suit :

$$\gamma_{jk}(\omega) = |\gamma_{jk}(\omega)| \exp(i\theta_{jk}(\omega)) \quad (I.2)$$

$$\theta_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}(\gamma_{jk}(\omega))}{\text{Re}(\gamma_{jk}(\omega))} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}(s_{jk}(\omega))}{\text{Re}(s_{jk}(\omega))} \right] \quad (I.3)$$

Où :

• $|\gamma_{jk}(\omega)|$ Est le module de la fonction de cohérence, nommé aussi fonction de cohérence.

• $i = \sqrt{-1}$.

• $\theta_{jk}(\omega)$ Est la phase spectrale.

• $\tan^{-1}[\cdot]$ Est l'inverse de la tangente.

• $(\gamma_{jk}(\omega))$ et $\text{Re}(\gamma_{jk}(\omega))$ sont respectivement les parties imaginaire et réelle de $\gamma_{jk}(\omega)$.

La fonction de cohérence permet de mesurer le caractère dispersif du mouvement sismique entre deux points séparés d'une distance d_{jk} . Elle est caractérisée par son amplitude et sa phase variant avec la distance et la fréquence, l'amplitude caractérise l'effet d'incohérence quant à la phase spectrale elle décrit l'angle de déphasage provoqué par les ondes entre les deux points caractérisant ainsi l'effet de propagation des ondes, cet effet peut être simplifié en utilisant l'approximation donnée par l'équation suivant, cette simplification est valide lorsque la direction de propagation des ondes sismiques se coïncide avec la direction du vecteur de séparation entre les deux points j et k.

$$\theta_{jk}(\omega) = -\frac{\omega d_{jk}}{V_{app}} \quad (I.4)$$

V_{app} : Est la vitesse apparente de propagation des ondes sismiques (supposée constante)

Où :

La description mathématique de la fonction de cohérence a été introduite en génie parasismique par Hindy et Novak (1980) dans leur étude pionnière portant sur l'analyse de la réponse d'une conduite en pipeline soumise à un mouvement sismique partiellement corrélé l'expression inspirée de l'ingénierie du vent était la suivante :

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \exp \left[-\kappa \left(\frac{\omega d_{jk}}{V_s} \right)^v \right] \quad (I.5)$$

Où :

- K et v sont des constantes du modèle.
- V_s est la vitesse de propagation d'onde de cisaillement.

I.4.2.2. Modèles basés sur l'approche empirique

Les modèles empiriques se basent essentiellement sur le traitement statistique et Probabiliste des données enregistrées par les différents réseaux d'accélérogrammes, il existe dans la littérature plusieurs fonctions exprimant empiriquement la SVGM, ceci est dû d'une part à la dispersion des enregistrements sismiques mesurés d'un séisme à l'autre et d'un site à l'autre, et d'autre part à la diversité des méthodes de traitement numérique de ces données dans ce contexte plusieurs modèles étaient développés nous citons principalement les suivants :

- **Modèle de Loh (1985)**

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \exp[-a(\omega)d_{jk}] \quad (I.6)$$

Où $a(\omega)$ est en fonction de la pulsation ω elle est déterminée à partir de l'événement 5 de SMART1.

- **Modèle de Harichandran et Vanmarcke (1986)**

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = A \cdot \exp \left(-\frac{2(1-A+\alpha A)|d_{jk}|}{\alpha\theta(\omega)} \right) + (1-A) \cdot \exp \left(-\frac{2(1-A+\alpha A)|d_{jk}|}{\theta(\omega)} \right) \quad (I.7)$$

$$\theta(\omega) = k \left[1 + \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^b \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (I.8)$$

Où :

A, α, K, ω_0 sont des paramètres du modèle.

Ce modèle qui est peut-être l'un des modèles empiriques les plus utilisés dans la littérature (Zerva, 2009), a été élaboré par le traitement des données des événements 20 et 24 du réseau SMART1.

• Modèle d'Abrahamson (1991)

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \tanh \left\{ (2.54 - 0.012d_{jk}) \left[\exp[(-0.115 - 0.00084d_{jk})f] + \frac{f^{-0.878}}{3} \right] + 0.35 \right\} \quad (I.9)$$

Avec : f Est la fréquence et \tanh est la tangente hyperbolique ce modèle de cohérence non paramétrique a été développé par le traitement des enregistrements du réseau LSST durant 15 événements sismiques, il peut être utilisé pour des distances inférieures ou égales à 100 m.

I.4.2.3. Modèles basés sur l'approche semi-empirique

D'autres auteurs proposent des modèles semi-empiriques de fonctions de cohérence, dans le sens où ils cherchent à établir une formule analytique pour celles-ci à partir d'un modèle physique donné en introduisant différents paramètres susceptibles d'être caractérisés par des approches expérimentales ou sur la base des enregistrements sismiques, parmi plusieurs nous citons les deux modèles suivants :

• Modèle de Luco et Wang (1986)

En se basant sur l'analyse de propagation des ondes de cisaillement à travers un milieu aléatoire luco et Wang ont développé cette fonction de cohérence :

$$|\gamma_{jk}(\omega)| = \exp \left[- \left(\frac{\delta\omega d_{jk}}{V_s} \right)^2 \right] \quad (I.10)$$

Où :

f : Est un paramètre caractérisant le degré d'incohérence du milieu.

Ce modèle est le plus couramment référencé dans la littérature car il ne requiert la connaissance que d'un seul paramètre.

• Modèle de Der Kiureghian (1996)

En utilisant la théorie des processus aléatoires, Der Kiureghian a proposé un modèle de cohérence qui décrit la fonction de cohérence comme étant le produit des trois fonctions de cohérence dues aux effets de site, de passage d'ondes et d'incohérence.

$$\gamma_{jk}(\omega) = \gamma_{jk}(\omega)^{\text{incohérence}} \cdot \gamma_{jk}(\omega)^{\text{dronde}} \cdot \gamma_{jk}(\omega)^{\text{passage}} \quad (\text{I.11}) .$$

$$\gamma_{jk}(\omega, d_{jk}) = \cos[\beta_{jk}(\omega)] \cdot \exp\left[-\frac{1}{2}\alpha_{jk}^2(\omega)\right] \cdot \exp\left\{i[\theta_{jk}(\omega)^{\text{passage}} + \theta_{jk}(\omega)^{\text{site}}]\right\} . \quad (\text{I.12})$$

Où :

$\beta_{jk}(\omega)$ et $\alpha_{jk}(\omega)$: Sont en fonction de la pulsation ω , elles sont déterminées en utilisant les données des enregistrements sismiques.

I.4.3. Modèle analytique

- **Modèle de zerva harada**

Zerva et Harada (1997) ont analysé l'effet de la stochasticité des conditions géologiques Locales sur la réponse sismique des sols sur la variabilité spatiale du mouvement sismique et la déformation du sol par un modèle analytique en se basant sur l'hypothèse d'une couche horizontale d'épaisseur constante et des caractéristiques mécaniques aléatoires (module de cisaillement et densité) surmontant un demi-espace.

La fonction de cohérence proposée prend la forme d'un produit de trois termes caractérisant l'effet d'incohérence au substratum et l'effet de passage d'onde avec une vitesse constante dans le demi-espace, aussi l'effet d'incohérence dans la couche du sol en supposant une propagation verticale des ondes de cisaillement à travers cette couche ayant des propriétés mécaniques aléatoires.

$$\gamma(u, \omega) = \gamma_{\text{incoh}}^{\text{sub}}(u, \omega) \cdot \gamma_{\text{pass}}^{\text{sub}}(u, \omega) \cdot \gamma_{\text{incoh}}^{\text{couche}}(u, \omega) \quad (\text{I.13})$$

Avec :

$\gamma_{\text{incoh}}^{\text{sub}}(u, \omega)$: À partir du modèle de Luco et Wong.

$$\gamma_{\text{pass}}^{\text{sub}}(u, \omega) = \exp\left(\frac{-i\omega u}{c}\right) \quad (\text{I.14})$$

Et la cohérence de l'effet de site :

$$|\gamma_{\text{incoh}}^{\text{couche}}(u, \omega)| = \frac{[H_1(\beta, \omega_0, \zeta_0, \omega) + R_{ww}(u)H_2(\beta, \omega_0, \zeta_0, \omega)]}{[H_1(\beta, \omega_0, \zeta_0, \omega) + \sigma_{ww}^2 H_2(\beta, \omega_0, \zeta_0, \omega)]} \quad (\text{I.15})$$

Avec :

$$H_1(\beta, \omega_0, \zeta_0, \omega) = (\omega_0^4 + (2\beta + 4\zeta_0^2 - 2)\omega_0^2\omega^2 + (\beta - 1)^2\omega^4)|H(\omega_0, \zeta_0, \omega)|^2 \quad (\text{I.16})$$

$$H_2(\beta, \omega_0, \zeta_0, \omega) = 4\beta^2\omega_0^4\omega^4|H(\omega_0, \zeta_0, \omega)|^4 \quad (\text{I.17})$$

$\beta, \omega_0, \zeta_0, \sigma_{ww}, R_{ww}(u)$: sont le coefficient de participation des colonnes des sol, la moyenne de la fréquence prédominante, la moyenne du coefficient d'amortissement, l'écart type de la fréquence prédominante et la fonction d'autocorrélation de la fréquence prédominante respectivement, ces coefficients dépendent des propriétés du sol. Ces propriétés du sol sont déterminées à partir d'une analyse probabiliste des caractéristiques spatialement variables du sol.

Les auteurs ont trouvé que la forme générale de la fonction de cohérence est contrôlée par le mouvement incident, la contribution de site est concentrée au voisinage de la moyenne de la fréquence prédominante de la couche et provoque un creux sur le graphe de la cohérence. Cette contribution diminue avec l'augmentation de la rigidité du sol.

Il est important de noter que ce modèle est applicable sur des sites présentant de légères variations dans leurs topographies.

I.5 Simulation conditionnelle des mouvements sismiques

Le but de l'interpolation et de la simulation conditionnelle de variable spatiale, les mouvements du sol sont similaires, donné un ensemble d'histoires temporelles sismiques enregistrées dans un réseau des capteurs, évaluez les historiques de temps aux emplacements cibles où les données ne sont pas disponibles, l'approche la plus simple est l'interpolation déterministe par exemple :

Thains son et coll, ont interpolé les historiques temporels sismiques en considérant que la transformée de fourier du mouvement à un emplacement cible pour chaque fréquence discrète peut être exprimé comme moyenne pondérée des transformées de fourier des données enregistrées à un ensemble de station, les poids dans leur approche étaient la distance quadratique inverse de la l'emplacement cible de chaque station d'enregistrement, et les

phases ont également été modifiées pour tenir compte pour un effet de passage d'onde déterministe un schéma plus raffiné a été signalé par Abrahamson qui a d'abord utilisé une analyse fréquence-nombre d'onde (F-K) pour décomposer le champ d'onde enregistré en ses composantes de signal et le bruit, et a exprimé l'historique de temps à l'emplacement de chaque station d'enregistrement.

$$U(\vec{r}_m, \omega) = \sum_{j=1}^q A_j(\omega) \exp \left[i\vec{\kappa}_j(\omega) \cdot \vec{r}_m + \theta_j(\omega) \right] + \eta(\vec{r}_m, \omega) \quad (\text{I.18}).$$

Avec :

Q : C'est le nombre de signaux d'onde plane identifiés à partir de l'analyse F-K.

$A_j, \vec{\kappa}_j(\omega)$ et $\theta_j(\omega)$: Sont respectivement l'amplitude, le nombre d'onde et la phase du signal.

$\eta(\vec{r}_m, \omega)$: est le bruit à la station.

Abrahamson a alors estimé la série temporelle interpolée à tout emplacement r en recombinaut le signal et le bruit composants comme :

$$U(\vec{r}, \omega) = \sum_{j=1}^q A_j(\omega) \exp \left[i\vec{\kappa}_j(\omega) \cdot \vec{r} + \theta_j(\omega) \right] + \mu_\eta(\vec{r}, \omega) \exp \left(i\phi_\eta(\vec{r}, \omega) \right) \quad (\text{I.19})$$

Avec :

$\mu_\eta(\vec{r}, \omega)$ Étant l'amplitude moyenne pondérée du bruit, $\eta(\vec{r}_m, \omega)$ à l'enregistrement

Stations la phase $\phi_\eta(\vec{r}, \omega)$ dans l'équation a été décrite par une variable aléatoire normale Avec une valeur moyenne égale à la phase de la somme pondérée du bruit et de la variance Évalué à partir des phases du bruit aux stations d'enregistrement les poids dans cette approche étaient des fonctions de la cohérence du bruit.

La simulation conditionnelle est conceptuellement similaire car elle désigne une interpolation stochastique et extrapolation des enregistrements sismiques l'avantage cependant du conditionnel ,la simulation sur interpolation (déterministe) est la suivante : Schémas d'interpolation nécessitent des données enregistrées dans des tableaux spatiaux et les mouvements interpolés sont valables pour les caractéristiques particulières du site et du tremblement de terre pour lesquels ils ont été développés. Celles-ci les mouvements ne

peuvent être utilisés sur différents sites que si les conditions du sol et le tremblement de terre les caractéristiques sont similaires à celles du site d'enregistrement, d'autre part simulations conditionnel présentant l'avantage d'incorporer des informations sur le la variabilité du champ aléatoire peut être générée en utilisant soit plusieurs historiques de temps, lorsqu'ils sont disponibles ou un historique unique, parce que des stations sismiques uniques sont largement déployés dans le monde, les données de station unique offrent un large choix piscine pour diverses conditions du site, les distances du site source et les caractéristiques sismiques de la simulation conditionnelle sur l'interpolation rend ses applications plus larges et plus des simulations attractives, et pour cette raison conditionnelles sont décrites dans ce chapitre Abrahamson a fourni une procédure en six étapes pour générer une simulation conditionnelle des mouvements sismiques du sol spatialement variables compatibles avec le spectre de réponse, qu'il a utilisé pour générer plusieurs historiques de temps de support pour la réponse sismique évaluation / modernisation des ponts de Californie par exemple :

Le San Francisco / Oakland West Bay Bridge, le pont Vincent Thomas à Los Angeles et le Pont Coronado à San Diego, il peut être résumé en :

1. Sélectionnez l'historique temporel sismique initial (ou prédéfini ou de référence) peut être l'historique temporel dans une seule direction ou les trois composantes (nord-sud, est-ouest et vertical) ensemble d'histoires temporelles enregistrées en une seule gare.
2. Modifiez le (s) historique (s) initial (s) pour qu'il soit compatible avec la réponse cible Spectres.
3. Générez plusieurs historiques de temps de support à chaque emplacement compatible avec Modèle (s) de cohérence approprié (s).
4. Modifiez les historiques de temps incohérents pour devenir compatibles avec le spectre.
5. Appliquer simultanément un schéma de correction de base aux historiques de temps incohérents à tous les emplacements d'entrée.
6. Appliquez l'effet de passage d'onde.

I.6 Conclusion

Au début de ce chapitre, nous avons définis et donné quelques caractéristiques de séismes, Et évoqué les différentes causes de la variabilité spatiale des mouvements sismiques (VSMS). Nous avons également constaté qu'il existe quatre effets distincts qui sont les principales raisons de la variabilité spatiale du mouvement sismique VSMS (L'effet de passage d'onde, L'effet d'incohérence, L'effet de site, L'effet d'atténuation). Nous avons aussi présenté quelques modèles de la variation spatiale du mouvement sismique (Définition de la fonction de cohérence, Modèles basés sur l'approche empirique, Modèles basés sur l'approche semi-empirique), À la fin de ce chapitre, nous avons exposé un aperçu sur la simulation conditionnelle des accélérogrammes spatialement variables utilisés pour l'évaluation de la réponse sismique des ponts.

Nous concluons que la variabilité spatiale des mouvements sismiques a un impact significatif sur les structures étendues, nous devons donc bien étudier ce phénomène lors de la conception.

A stylized graphic of a pen nib writing a signal waveform. The pen nib is on the left, and the waveform extends to the right, fading out. The waveform consists of several overlapping, slightly offset lines, creating a sense of motion and depth.

*Chapitre II : L'analyse temporelle
non linéaire*

II.1 Introduction

L'évaluation exacte du comportement sismique non linéaire des structures est très complexe pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel. Il est important d'avoir une modélisation adéquate ainsi qu'une bonne estimation de l'intensité sismique. Dans ce chapitre, on présente des notions générales et quelques définitions de base pour l'analyse dynamique non linéaire des structures.

Nous discuterons les méthodes d'analyse des effets de l'action sismique, puis de définir l'analyse temporelle non linéaire avec une discussion des recommandations RPOA, puis nous expliquerons de nombreuses métriques de modélisation et modèles de comportements non linéaires.

II.2 Méthodes d'analyse

Le règlement parasismique des ouvrages d'arts contient des principes de conception et de dimensionnement et des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques pour cela il contient quatre méthodes d'analyses :

- Méthode du spectre de réponse
- Analyse par le spectre de puissance
- Analyse temporelle
- Analyse temporelle non linéaire

II.2.1 Analyse temporelle

Dans une analyse temporelle les effets de l'action sismique sont obtenus en faisant la moyenne des échantillons de la réponse extrême calculée pour chaque accélérogrammes, l'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réels.

Cet ensemble doit contenir un nombre suffisant (une dizaine) d'accélérogrammes construits pour obtenir une estimation fiable des effets de l'action sismique il doit couvrir le spectre de réponse du site.

II.2.2 Analyse temporelle non linéaire

Cette analyse temporelle non linéaire est donnée à titre indicatif son utilisation doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées dans ce cas la réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe des équations différentielles non linéaires du mouvement, la sollicitation sismique doit consister en une

description temporelle du mouvement du sol développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels.

Le règlement RPOA recommande d'utiliser cette méthode conjointement avec une analyse standard par le spectre de réponse pour donner un aperçu de la réponse post élastique et une comparaison entre les ductilités locales exigées et disponibles à l'exception des ponts placés sur des dispositifs d'isolation et des ponts spéciaux, les résultats de l'analyse non linéaire ne doivent pas être utilisés pour assouplir les prescriptions résultant de l'analyse par le spectre de réponse, il y a lieu de respecter les règles pour la vérification de la résistance des sections et pour le dimensionnement des fondations.

II.3 Echelles de modélisation

Plusieurs échelles de modélisation existent

II.3.1 Echelle globale, utilisation des macroéléments

Pour ce modèle, le comportement non linéaire est décrit en utilisant les règles de force déformation qui sont basées sur les résultats des essais expérimentaux afin de simuler le comportement de l'élément entier on note qu'aucun modèle constitutif n'est nécessaire dans le processus.

II.3.2 Echelle semi globale, multifibre

Pour ce modèle, les structures sont décrites par un ensemble d'éléments poutres reliés entre eux ces éléments décrivent le comportement hystérique des composants structuraux, le modèle matériel constitutif est pris en compte au niveau de l'élément ou de la section, la partie déformable peut être divisée en plusieurs segments, le comportement structural de chaque membre d'élément est décrit en utilisant la tranche de chaque segment, chaque section transversale du segment peut être divisée en plusieurs fibres qui utilisent des relations non linéaires de contrainte déformation pour différents matériaux, tels que l'acier, béton confiné et le béton non confiné.

II.3.3 Echelle macroscopique

Pour ce modèle les éléments structuraux sont habituellement divisés en un certain nombre de petits éléments finis, le modèle matériel constitutif et la non-linéarité géométrique sont considérés pour chaque petit élément au niveau de contrainte déformation généralement le modèle de macroélément concerne des approximations brutes, le modèle de macroélément

peut être employé pour une région locale d'une structure ce dernier est du point de vue informatique, cher s'il est utilisé dans l'analyse dynamique non linéaire d'une structure entière, par conséquent le modèle d'élément de fibre est la meilleure combinaison de la simplicité et de l'exactitude dans des analyses dynamique non linéaires des éléments structuraux et de la structure entière avec un cout informatique acceptable.

II.4 Modèles des comportements non linéaires

Pour effectuer une analyse non-linéaire de la structure il y a plusieurs modèles de comportement.

II.4.1 Modèle élasto-plastique

Le modèle élasto-plastique est le modèle de base, il est par conséquent très rudimentaire.

Sa simplicité est la principale raison de son utilisation, même pour des matériaux autre que L'acier il est décrit avec seulement trois paramètres : la rigidité avant plastification K , le Déplacement de plastification X_e et la rigidité après plastification rK .

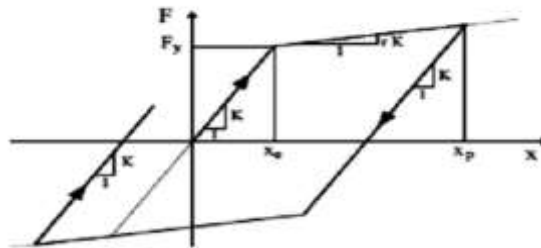


Figure II1 modèle élasto-plastique

Le principal inconvénient de ce modèle, c'est la trop grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et de la courbe de décharge. En effet, pour les refends en béton armé, lorsque la phase de recharge commence, il y a tout d'abord une phase de fermeture des fissures qui diminue fortement la rigidité. Cette trop grande rigidité à pour conséquence de permettre une dissipation d'énergie trop importante et les déplacements permanents obtenus avec ce modèle sont très loin de la réalité. De plus, ce modèle ne considère aucune dégradation de la rigidité au fil des cycles. (Génie parasismique, P. Lestuzzi et M. Badoux, Presses polytechniques et universitaires romandes.)

II.4.2 Modèle γ

Le modèle γ a été développé à partir du modèle précédent et ceci essentiellement pour simuler le comportement d'éléments en béton armé. Il se caractérise aussi par sa simplicité.

Son développement s'est basé sur l'observation que les courbes de recharge ont tendance à se couper au même point. Par rapport au modèle élasto-plastique, le paramètre γ a été rajouté pour les courbes de recharge, paramètre qui est à déterminer empiriquement. (Génie parasismique, P. Lestuzzi et M. Badoux, Presses polytechniques et universitaires romandes.)

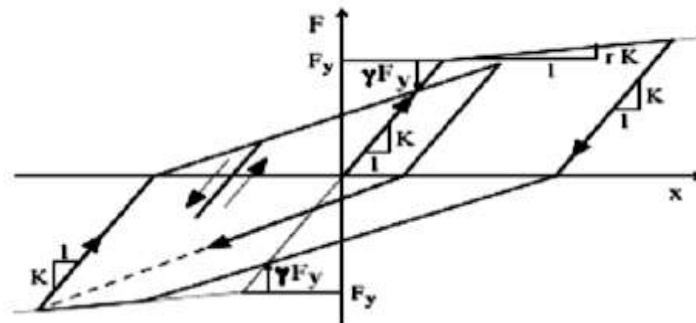


Figure II.2 modèle γ

II.4.3 Modèle de Takeda

Le modèle de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé du fait qu'il est plus réaliste. C'est une loi tri-linéaire correspondant à la fissuration, la plastification (des aciers) et à la ruine. Le modèle retenu est un modèle simplifié de Takeda défini à partir des trois paramètres α , β , γ . Ces paramètres représentent la diminution de raideur, le phénomène de pincement et la diminution de résistance.

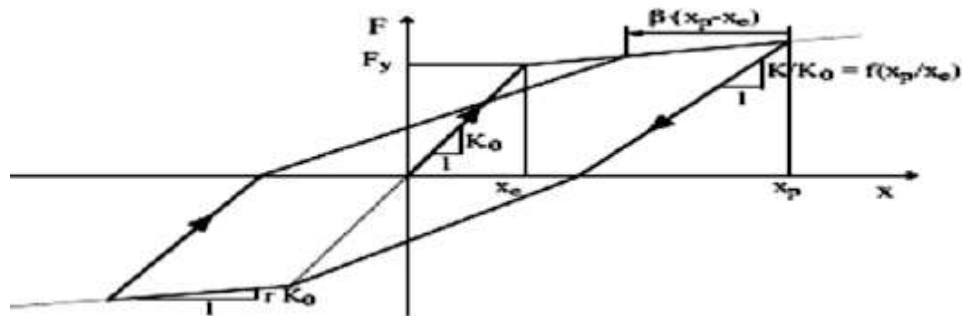


Figure II.3 modèle Takeda

Lorsque les courbes de recharge croisent l'axe des déplacements, elles sont ensuite dirigées vers un point à une distance $\beta (X_p - X_e)$ du point de déplacement maximal X_p . Ainsi, si $\beta=0$, les courbes de recharges ciblent directement le point de déplacement maximal. (Génie parasismique, P. Lestuzzi et M. Badoux, Presses polytechniques et universitaires romandes.)

II.4.4 Modèle Q

Le modèle Q est une simplification du modèle Takeda. Ce qui le différencie, c'est la valeur absolue du déplacement maximal qui est considérée dans les deux directions. En plus, il n'y a plus de différence entre petits et grands déplacements, la courbe de recharge tend toujours en direction du point correspondant au déplacement maximal actuel

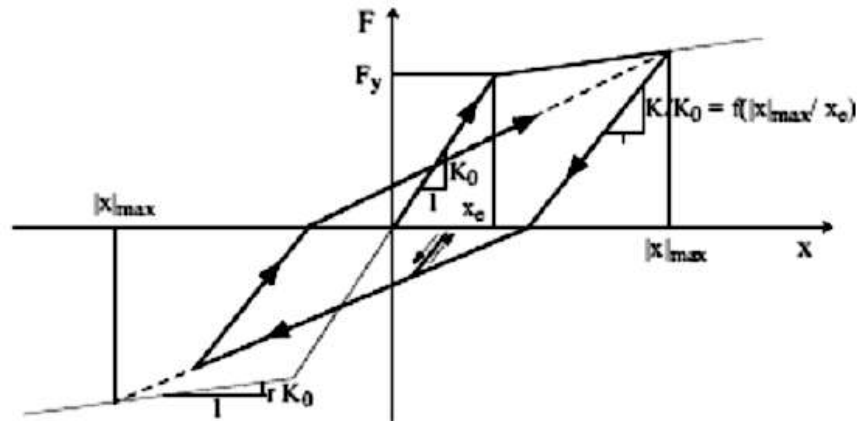


Figure II.4 modèle Q

Tout comme le modèle Takeda, la dégradation de la rigidité de décharge est considérée par le paramètre α et la dégradation de résistance n'apparaît pas. La définition du modèle Q est réalisée par l'intermédiaire de quatre paramètres. Par rapport au modèle Takeda, seul le paramètre β , qui cibait les courbes de recharge, disparaît car il est admis égal à zéro. (Génie parasismique, P. Lestuzzi et M. Badoux, Presses polytechniques et universitaires romandes.)

II.4.5 Le modèle viscoplastique parfait

Ce modèle est le plus fréquemment utilisé en analyse dynamique non linéaire, il est caractérisé par une raideur élastique K_e , une raideur plastique K_p , un amortisseur visqueux C et une masse M . (Génie parasismique, P. Lestuzzi et M. Badoux, Presses polytechniques et universitaires romandes.)

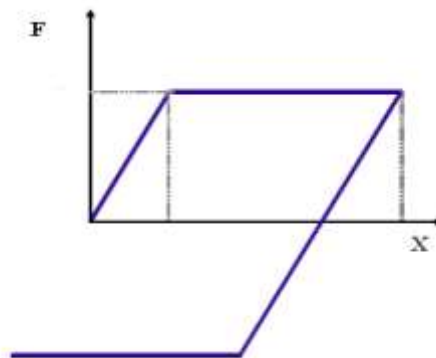


Figure II.5 Modèle viscoplastique parfait

II.5. Analyse de la réponse sismique des ponts en béton armé

La réponse des ponts soumis aux excitations sismiques peut être déterminée en utilisant l'analyse linéaire ou l'analyse non linéaire. En réalité, la réponse d'un pont est non linéaire compte tenu de :

1. La non linéarité des matériaux : béton, acier et sol, peuvent tous se comporter dans le domaine non linéaire.
2. La non linéarité géométrique, par exemple, le comportement non linéaire dans le câble principal et les cintres des ponts suspendus ;
3. La non linéarité de frontière, exemple, des éléments GAP, c à d, les joints entre les extrémités du pont et les culées.

II.5.1 Non linéarités géométrique :

Les structures dont la rigidité dépend du déplacement qu'elles subissent sont appelées géométriquement non linéaires. La non linéarité géométrique intervient lors de phénomènes tels que la rigidité d'une plaque bridée soumise à chargements ou le flambage ou « claquage » dans des structures minces. Sans prendre ces effets géométriques en compte, une simulation ne pourra pas prévoir le comportement réel de la structure.



Figure II.6 Exemples de non linéarité géométrique, (A : Torsion d'une poutre. B : Flexion d'une plaque avec raidisseurs). (<https://www.mscsoftware.com/fr/application/nonlinear-analysis>).

II.5.2 Non linéarités matérielle :

Le non linéarité de matériau se réfère à la capacité d'un matériau à être régie par une réponse constitutive non linéaire à une contrainte. L'élasto-plasticité, l'hyper-élasticité, l'écrasement, la fissuration en sont des illustrations, mais cela peut aussi inclure la dépendance à la température et au temps tels que les effets de viscoélasticités ou viscoplasticité (fluage). La non-linéarité matériau est souvent, mais pas toujours, caractérisée

par un affaiblissement progressif de la réponse structurelle au fur et à mesure de l'accroissement de l'effort, en raison d'une certaine forme de décomposition interne. A :



Figure II7 Exemples de non linéarité matérielle (A : Emboutissage de tôle. B : ARC Orthocentrique fait de nitinol en alliage à mémoire de forme).
(<https://www.mscsoftware.com/fr/application/nonlinear-analysis>).

II.5.3 Non linéarités des conditions aux frontières :

Lorsqu'on considère des composants très souples, ou des assemblages comprenant plusieurs composants, le déplacement progressif donne naissance à la possibilité soit d'une mise en contact d'un composant, soit de la mise en contacts de composants entre eux. Ceci fait partie d'une classe spécifique d'effets non-linéaires géométriques connus sous le nom de condition limite ou « non-linéarité » de contact. En non-linéarité de contact, les conditions limites de rigidité de la structure ou de l'assemblage peuvent changer considérablement lorsque deux ou plusieurs parties distinctes, soit entrent en contact, soit se séparent.



Figure II8: Exemple de des conditions aux frontières (A : Friction d'embrayage, B : Joint de classe). (<https://www.mscsoftware.com/fr/application/nonlinear-analysis>).

II.6 Conclusion

Il existe plusieurs types d'analyse, compris (Méthode du spectre de réponse, Analyse par le spectre de puissance ,Analyse temporelle ,Analyse temporelle non linéaire), mais dans ce chapitre, nous avons parlé spécifiquement de l'analyse temporelle non linéaire, puis nous avons discuté des métriques de modélisation qui ont trois types (Echelle semi globale multifibre , Echelle globale, utilisation des macroéléments , Echelle macroscopique), Nous avons identifié plusieurs modèles de comportement afin de conduire une analyse non linéaire

Chapitre II : L'analyse temporelle non linéaire

de la structure et qui sont représentés (Modèle élasto-plastique ,Modèle γ ,Modèle de Takeda ,Modèle Q ,Le modèle viscoplastique parfait).

Nous avons identifié les raisons les plus importantes pour lesquelles la réponse des ponts soumis à une excitation sismique est non linéaire ; en raison de Non linéarités géométrique, Non linéarités matérielle, Non linéarités des conditions aux frontières.



Chapitre III : Hypothèse de calcul

III.1 Introduction

Le choix des matériaux de construction pour le calcul des différentes structures dépend du comportement linéaire des matériaux.

Dans ce chapitre, nous présentons les comportements et les propriétés des matériaux linéaires utilisés dans la fabrication du béton armé et béton précontraint pour la construction de ponts.

Afin d'effectuer une analyse non linéaire du pont, devons utiliser des matériaux avec des comportements non linéaires et avec des propriétés différentes, dont nous parlerons en détail dans ce chapitre.

III.2 Les comportements des matériaux linéaires

III .2.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants, avec des proportions bien définies conformément aux prescriptions du BAEL ou BPEL.

Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs :

- La qualité et le dosage en ciment.
- La teneur en eau.
- L'âge du béton et la durée du chargement.
- La température et l'humidité.

Par rapport au béton armé, le béton précontraint comporte un ajout de câble permettant de réaliser des structures beaucoup plus légères, donc de très grande portée grâce à l'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements.

Dosage : Le béton est dosé à 450 kg/m³ de ciment CPJ 425, avec un contrôle strict.

Densité : La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$.

Les caractéristiques Principales du béton linéaire :

III .2.1.1 Résistance à la compression

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours appelée « Résistance caractéristique » et noté f_{c28} .

Chapitre III : Hypothèse de calcul

Cette dernière est déterminée à partir d'essais normalisés de compression axiale sur éprouvettes cylindriques (16 × 32) de hauteur double du diamètre, et de section 200 cm².

Lorsqu'on désire connaître la résistance à la compression (valeur caractéristique) avant l'âge de 28 jours, on utilise les formules suivantes :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \\ 27 \end{cases} \text{ MPA si } j \geq 28 \text{ j.} \\ 0,685 f_{cj} \log (j + 1) \text{ si } j \leq 28 \text{ j.}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ MPa pour le béton du caisson.} \\ f_{c28} = 27 \text{ MPa pour le béton d'appuis.} \end{cases}$$

III .2.1.2 La résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$\begin{cases} F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa (pour caisson).} \\ F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2 \text{ MPa (pour les appuis).} \end{cases}$$

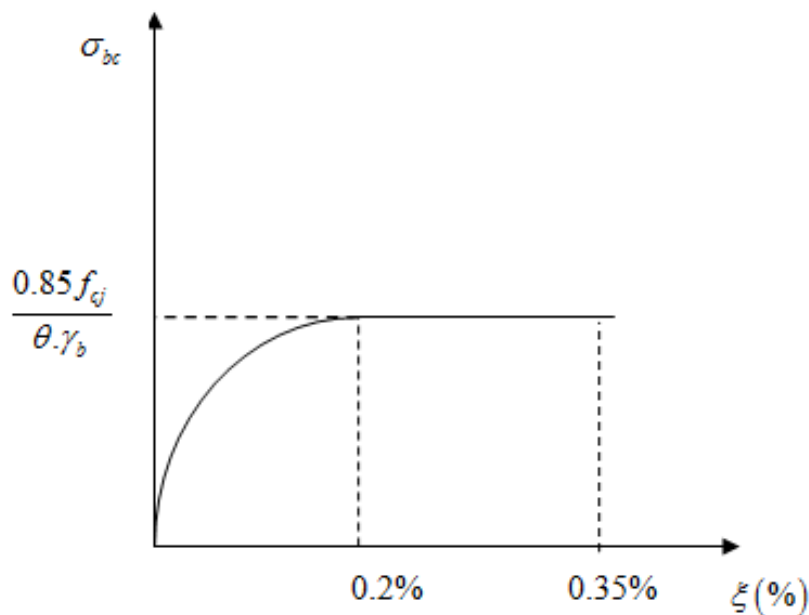


Figure III.1 Diagramme contrainte-déformation du béton.

Chapitre III : Hypothèse de calcul

Le diagramme type du béton après modification du diagramme réel à l'ELU (état limite Ultime) est un diagramme "parabole- rectangle" schématisé figure IV.1.

III .2.2 Les aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- Les aciers actifs : pour la précontrainte
- Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration

III .2.2.1 Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence (HA) de classe FeE400 type 1 avec une limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$, la contrainte de rupture $f_r = 480\text{MPa}$.

Le module d'élasticité longitudinale des aciers est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$$

III .2.2.2 Limite élastique

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour une situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

III .2.2.3 Contrainte limite de traction

Elle est calculée à l'Etat Ultime de Service (ELS) :

Fissuration peu nuisible : rien à faire

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}.$$

Avec :

$\eta = 1$ pour les aciers RL (Rond Lisse).

$\eta = 1,6$ pour les aciers HA (Haute Adhérence).

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ 0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}.$$

III .2.2.4 Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous

Chapitre III : Hypothèse de calcul

tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8F_{prg}, 0,9F_{peg}).$$

F_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860MPa.

F_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1660MPa.

III .2.2.5 Limite élastique

Les aciers de précontrainte n'ayant pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique Conventionnelle comme étant la contrainte qui, après retour à la contrainte nulle, laisse un Allongement résiduel de 1%. on la désigne par F_{peg} .

Géométriquement p_{rg} est l'ordonnée du point d'intersection du diagramme contrainte déformation et de la droite parallèle à la droite élastique décalée de 1%.

La limite élastique conventionnelle représente 80 à 90% de la résistance à la rupture.

III .2.2.6 Module d'Young

Le module d'élasticité longitudinale E_p des aciers de précontrainte est près égal à :

200.000Mpa pour les fils et les barres.

190.000Mpa pour les torons.

Ce module d'Young intervient fréquemment en béton précontrainte notamment dans les calculs de déformations, de pertes et de contrainte au moyen du diagramme contrainte déformation pour la vérification en état limite ultime.

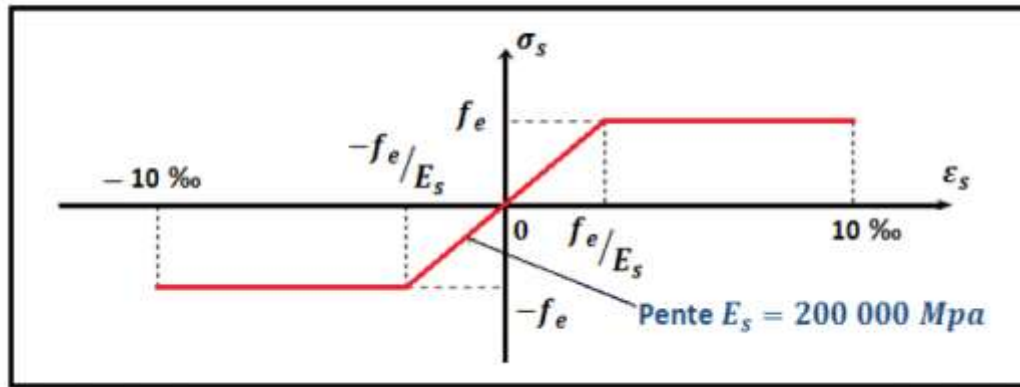


Figure III. 2 Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

III.3 Les comportements des matériaux non linéaires utilisés

III.3.1 comportement du béton

Modèle de béton non linéaire (Mander et al) : Il s'agit d'un modèle à confinement constant non linéaire uni axial, initialement programmé par Madas [1993], qui suit la relation constitutive proposée par Mander et al. [1988] et les règles cycliques proposées par Martinez-Rueda et Elnashai [1997]. Les effets de confinement apportés par le renfort transversal latéral sont intégrés à travers les règles proposées par Mander et al. [1988] où une pression de confinement constante est supposée sur toute la plage contrainte-déformation.

Cinq paramètres d'étalonnage du modèle doivent être définis afin de décrire pleinement les caractéristiques mécaniques du matériau :

III.3.1.1 Résistance à la compression f_{c28}

Il s'agit de la capacité de contrainte de compression cylindrique (100x200 mm) du matériau. Sa valeur varie typiquement de 15MPa à 45MPa. La valeur par défaut est de 28MPa.

III.3.1.2 Résistance à la traction t_{28}

C'est la capacité de contrainte de traction du matériau. Elle peut généralement être estimée à $f_t = k_t \sqrt{f_c}$, où f_t varie de 2MPa (béton en tension directe) à 3MPa (béton en tension de flexion), comme suggéré par Priestley et al. [1996]. Lorsque cette valeur est atteinte, le béton est supposé perdre brutalement sa résistance à la traction, sans aucune sorte de ramollissement de tension. La valeur par défaut est de 2,2MPa

III.3.1.3 Module d'élasticité E_c

C'est la rigidité élastique initiale du matériau. Sa valeur oscille généralement entre 18000 et 30000MPa. La valeur par défaut est 24870MPa.

III.3.1.4 Déformation du au contrainte de compression ϵ_c

Il s'agit de la déformation correspondant au point de contrainte de compression maximale non confinée (f_c). Pour le béton ordinaire à résistance normale, cette valeur est généralement considérée comme comprise entre 0,002 et 0,0022. La valeur par défaut est 0.002 sans unité.

III.3.1.5 Poids volumique γ

C'est le poids spécifique du matériau. La valeur par défaut est de 25kN/m³

Nous avons utilisé deux types de béton, la résistance à la compression du béton est de 35MPa pour le tablier et de 27MPa pour les piles

Nous avons utilisé ce type de béton 27 dans les piles et ses caractéristiques sont les suivantes :

- $f_{c28}=27\text{Mpa}$
- $f_{t28}=3.3\text{Mpa}$
- $E_c= 24422\text{Mpa}$
- $\epsilon_c= 0.002$
- $\gamma= 25\text{kn}\backslash\text{m}^3$

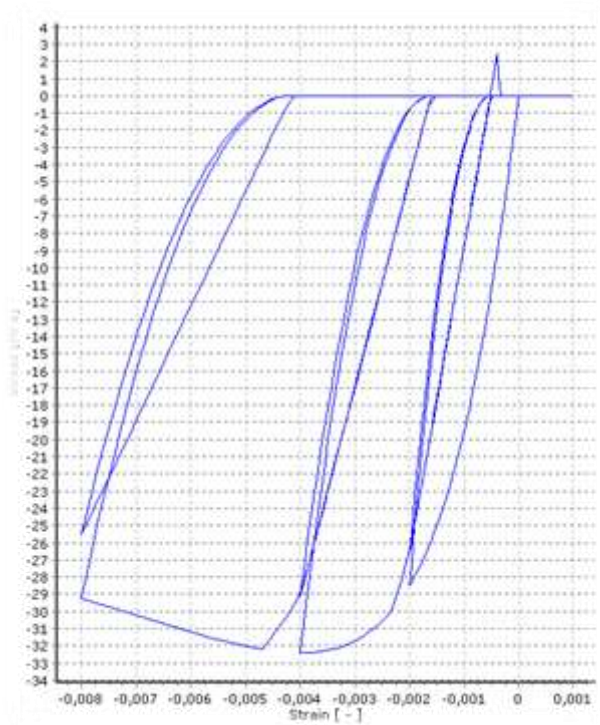


Figure III. 3diagrammes de comportement du béton 27.

Et nous avons utilisé ce type de béton 35 dans le tablier et ses caractéristiques sont les suivantes :

- $f_{c28}=35\text{Mpa}$
- $f_{t28}=3.8\text{Mpa}$
- $E_c= 27806\text{Mpa}$
- $\varepsilon_c= 0.002$
- $\gamma= 25\text{kn}\backslash\text{m}^3$

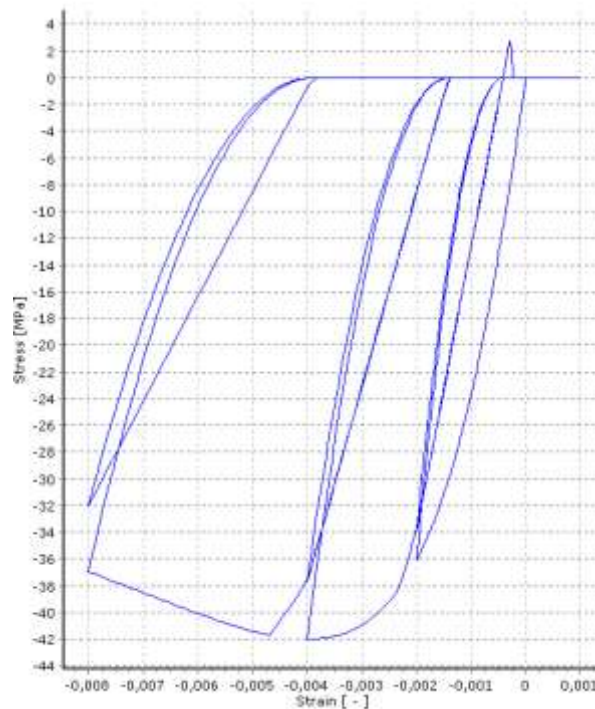


Figure III. 4 diagrammes de comportement du béton 35.

III.3.2 Le comportement des armatures de ferrailage

Acier (Modèle contrainte-déformation bilinéaire) : Le modèle contrainte-déformation bilinéaire utilisé pour les armatures de ferrailage est montré dans la Figure IV. 5 Ce modèle simple est caractérisé par la facilité d'identification des paramètres de calibrage et son efficacité de calcul, ce modèle à cinq caractéristiques importantes.

III.3.2 .1 Module d'élasticité E

C'est la rigidité élastique initiale du matériau. Sa valeur oscille généralement entre 200Mpa et 210Mpa. La valeur par défaut est 200Mpa

III.3.2 .2 Limite d'élasticité f_y

C'est la contrainte au rendement. Sa valeur varie généralement de 230MPa à 650MPa. La valeur par défaut est de 500MPa.

III.3.2 .3 Paramètre d'érouissage μ

Il s'agit du rapport entre la rigidité post-élasticité (E_{sp}) et la rigidité élastique initiale (E_s) des matériaux, Le premier est défini comme $E_{sp} = (f_{ult} - f_y) / (\varepsilon_{utt} - f_y / E_s)$ où f_{ult} et ε_{utt} représentent respectivement la contrainte ultime ou maximale et la capacité de déformation du matériau, sa valeur varie généralement de 0,005 à 0,015, La valeur par défaut est 0,005.

III.3.2 .4 Fissure/déformation de flambement ϵ_{utt}

Il s'agit de la déformation à laquelle se produit la rupture ou le flambement. La valeur par défaut est 0,1 (cela peut être une valeur raisonnable pour les barres d'armature en acier dans les sections en béton armé, mais plutôt inappropriée pour les profilés en acier - les utilisateurs doivent donc la définir avec précaution (même en utilisant une valeur infiniment grande lorsqu'aucune modélisation de rupture/flambement n'est souhaitée)).

III.3.2 .5 Poids spécifique γ

C'est le poids spécifique du matériau. La valeur par défaut est de 78kN/m³.

Donne pour notre cas :

- Module d'élasticité E : 200Mpa
- Limite d'élasticité $f_y = 500$ Mpa
- Paramètre d'écrouissage : 0,005
- Fissure/déformation de flambement $\epsilon_{utt} = 0,10$
- Poids spécifique $\gamma = 78,00$ KN/m³

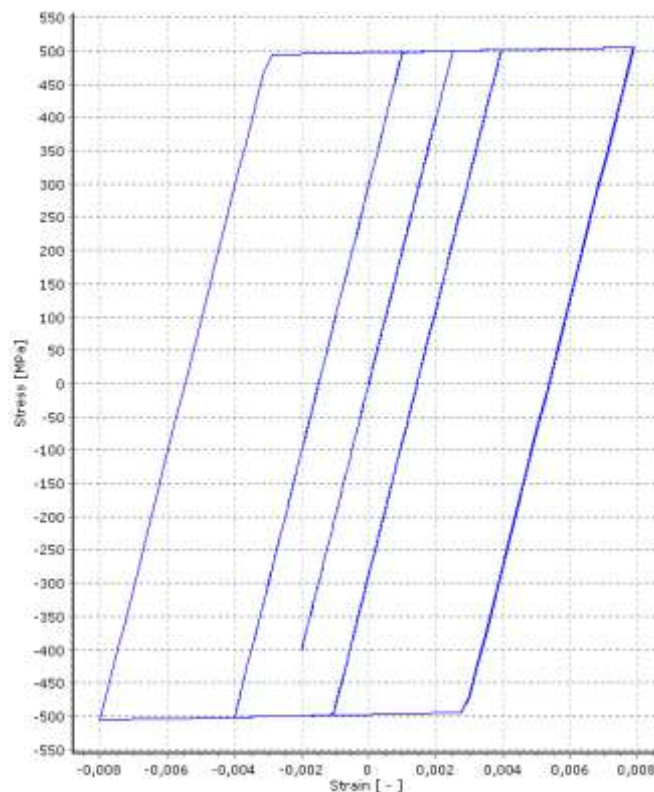


Figure III. 5 Le comportement des armatures de ferrailage

III.3.3 Appareil d'appui

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire.
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité de l'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec cet ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer.

III.3.3.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.



Figure III. 6 Appareil d'appui en élastomère fretté.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.

- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

Pour ce faire, le tablier repose sur deux appareils d'appui fixes sur la culée (ne permettant pas les translations destinées à équilibrer les efforts horizontaux tel que le freinage), l'autre appareil d'appui est mobile afin de permettre les translations.

III.3.3.2 Comportement élasto-plastique symétrique

Concernant les appareils d'appuis, j'ai pris pour mon modèle les paramètres suivants: un comportement élasto-plastique symétrique est attribué aux appareils d'appuis suivant une loi constitutive force-déplacement (ou bien moment-rotation) bilinéaire avec :

- Le rapport de rigidité post-élastique $r=0,005$
- Rigidité initiale $K_0=1000000 \text{ N/m}$
- La force produisant un déplacement élastique maximum $F_y=50000\text{N}$
- Le coefficient d'amortissement = 5%

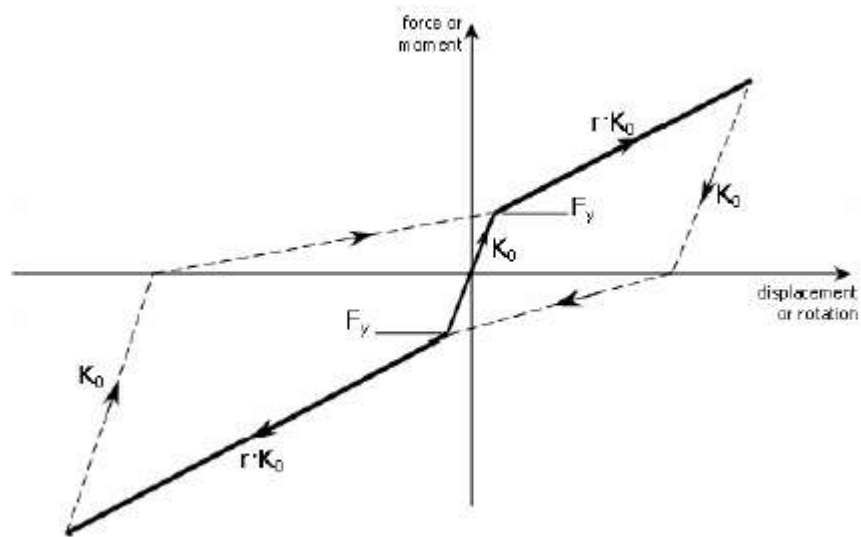


Figure III. 7 Le comportement appareil d'appui.

III.4 Conclusion :

Il est nécessaire de connaître les propriétés physiques des matériaux utilisés dans la construction du pont.

Dans ce chapitre, nous avons parlé des matériaux à comportement linéaire, puis nous avons abordé les matériaux à comportement non linéaire que nous utiliserons dans l'analyse temporelle non linéaire d'un pont dans le chapitre suivant.



*Chapitre IV : Analyse temporelle
non linéaire d'un pont*

IV.1 Introduction :

Comme nous l'avons vu dans les chapitres précédents, de nombreuses études de la variabilité spatiale du mouvement sismique ont été menées et ont montré la grande sensibilité du comportement dynamique des ponts vis-à-vis ce phénomène. Pour cette raison, des mesures ont été développées pour prendre en compte la variabilité spatiale du mouvement sismique ; le RPOA et l'Eurocode8 fournissent des règles détaillées pour considérer l'effet de ce phénomène, avant de construire des structures étendues et en particulier des ponts. De ce fait, il est intéressant d'étudier l'effet de la variation spatiale des mouvements sismiques sur les ponts.

Pour mener cette étude, nous allons effectuer une analyse temporelle non linéaire d'un exemple de pont.

L'analyse fournit la réponse de la structure au cours du temps par intégration numérique directe des équations différentielles non linéaires du mouvement où l'excitation un signal sismique réel.

IV.2 Description du pont étudié :

Le pont étudié est un pont de type voussoir en béton précontraint à trois travées, avec une inertie constant sur toute la longueur du pont. La longueur totale du pont est de 300m, les trois travées sont de même longueur. Le profil en long du pont étudié est représenté dans la Figure IV. 1.

On a deux piles de hauteur différente une pile de 25m et pile de 15m, la section transversale des piles est une section rectangulaire en caisson, le ferrailage de pile est représenté dans la Figure IV. 2.

Le tablier est encastré avec les deux piles et lié aux deux culées par deux appareils d'appuis ce qui permet de libérer le mouvement relatif longitudinal entre le tablier et les culées, La résistance du béton à la compression est de 35MPa pour le tablier et 27MPa pour les piles, Le coefficient de poisson du béton est supposé égal à 0.2 dans cette analyse, Le ferrailage de tablier est représenté dans la Figure IV. 3.

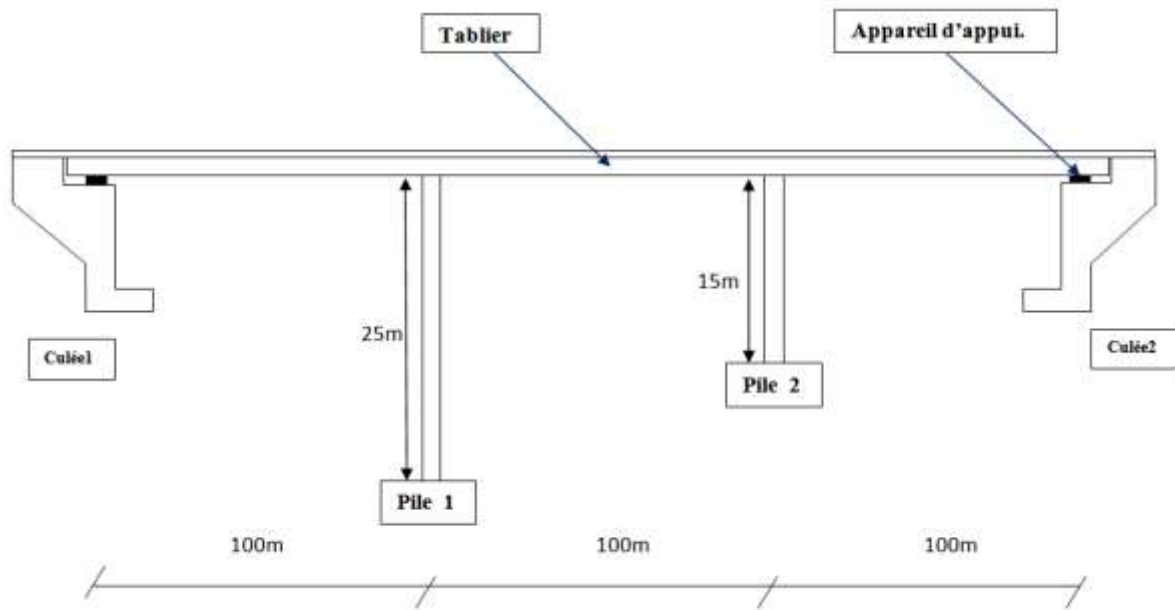


Figure IV. 1 élévation longitudinale de pont étudié.

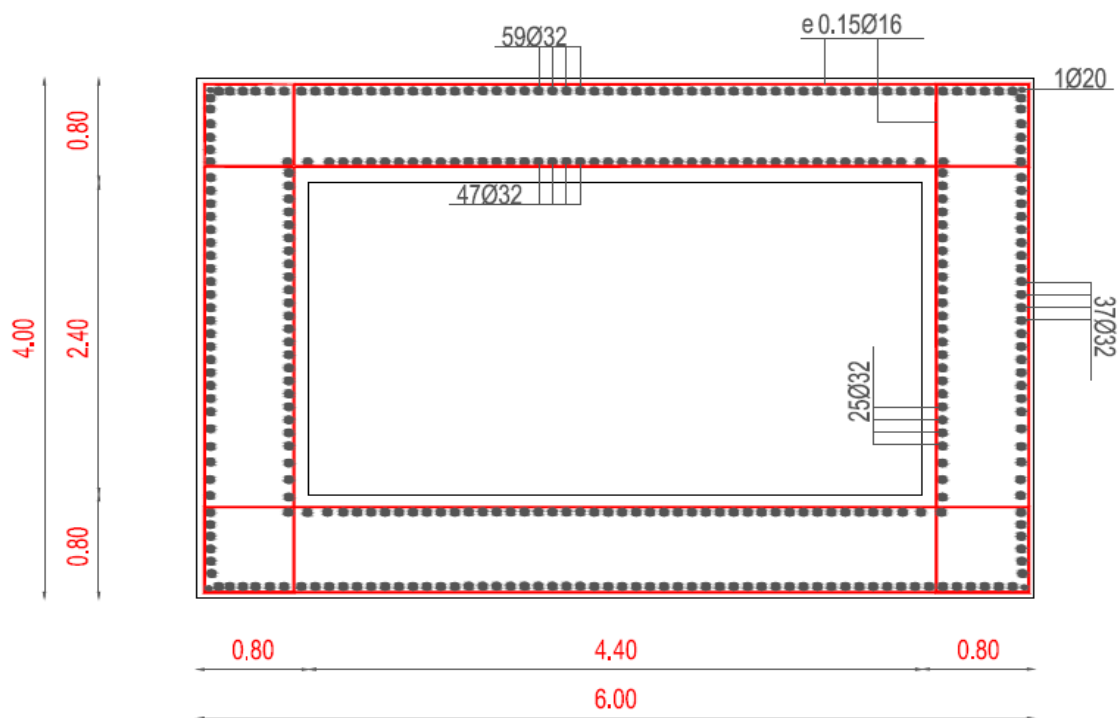


Figure IV. 2 Ferrailage de pile.

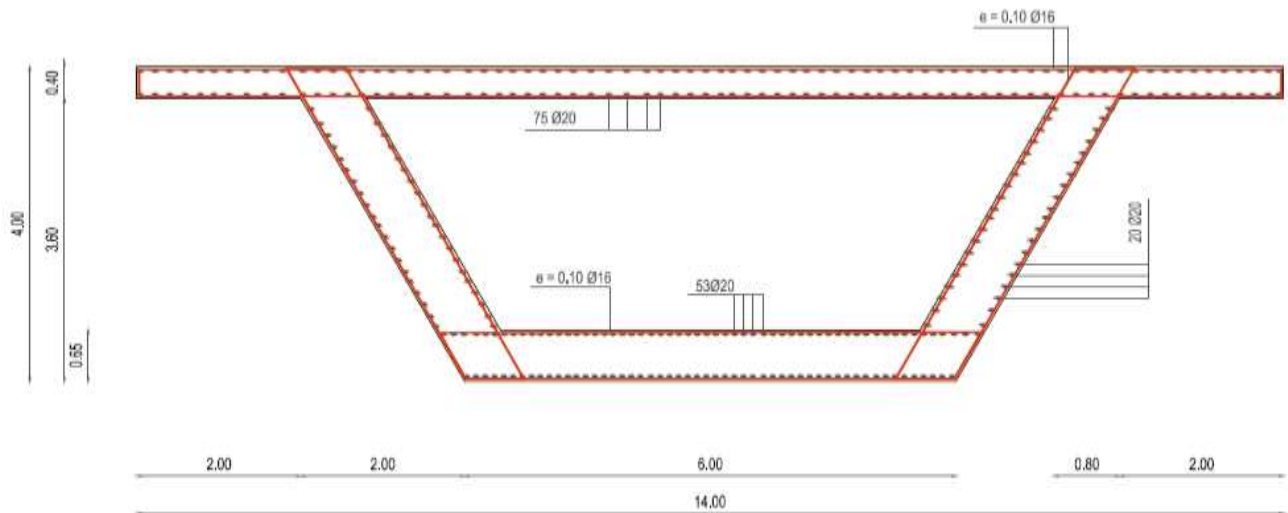


Figure IV. 3 Ferrailage de tablier.

IV.3 Modélisation

Dans le but d'analyser la réponse dynamique non linéaire des ponts sous l'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques, un modèle en 3D de la structure étudiée a été élaboré en utilisant le code de calcul SeismoStruct 2018,

SeismoStruct : Est un package d'éléments finis capable de prédire le comportement de déplacement important des structures spatiales sous charge statique ou dynamique, en tenant compte à la fois des non-linéarités géométriques et de l'inélasticité des matériaux, Des modèles de matériaux en béton, acier, et SMA sont disponibles, ainsi qu'une vaste bibliothèque d'éléments 3D pouvant être utilisés avec une grande variété de configurations de sections en acier, béton et composites prédéfinies.

IV.4 Simulation des mouvements sismiques

L'enregistrement du choc principal du séisme de Boumerdes le 21 mai 2003 (MMS = 6,8) par la Station installée à Kadara est considéré comme une référence pour simuler des mouvements sismiques spatialement variables au niveau des appuis de pont considéré.

Dans le premier cas de l'analyse, la même accélération simulée est appliquée à tous les appuis du pont et cette accélération représentée dans l'exemple ci-dessous,

Dans le deuxième cas de l'analyse, des excitations spatialement variable ont été appliquées en dix itération .Une accélération simulée différente a été appliquée à chaque appuis de pont. Ces accélérations sont représentées dans l'exemple ci-dessous.

Chapitre IV : Analyse temporelle non linéaire d'un pont

- Un exemple de l'accélération générée utilisée dans l'excitation uniforme (1^{er} cas) :

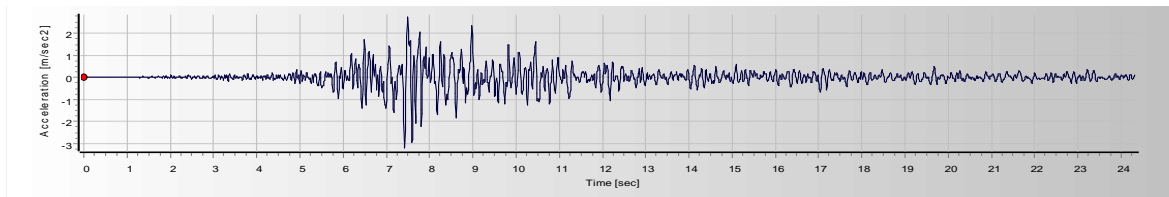


Figure IV. 4 L'accélération générée appliquée à tous les appuis de pont.

- Un exemple de l'accélération générée utilisée dans une excitation spatialement variable (2^{ème} cas) :

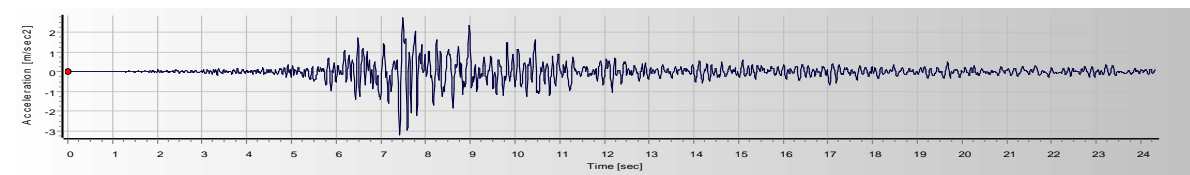


Figure IV. 5 Accélération appliquée dans la culée 1.

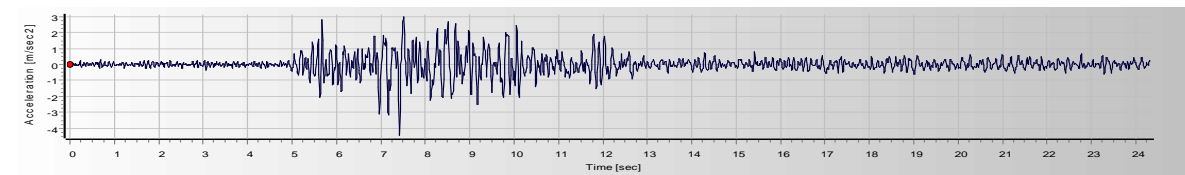


Figure IV. 6 Accélération appliquée dans la pile 1.

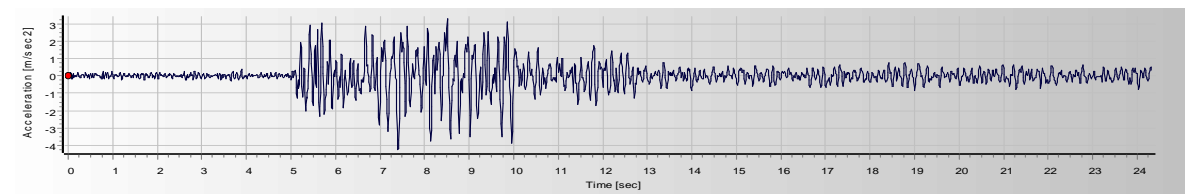


Figure IV. 7 Accélération appliquée dans la pile 2.

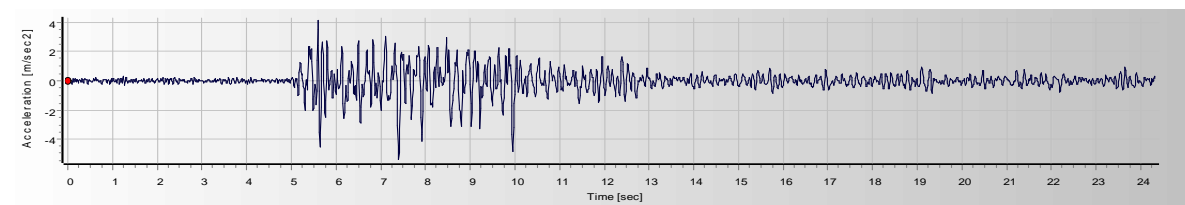


Figure IV. 8 Accélération appliquée dans la culée 2.

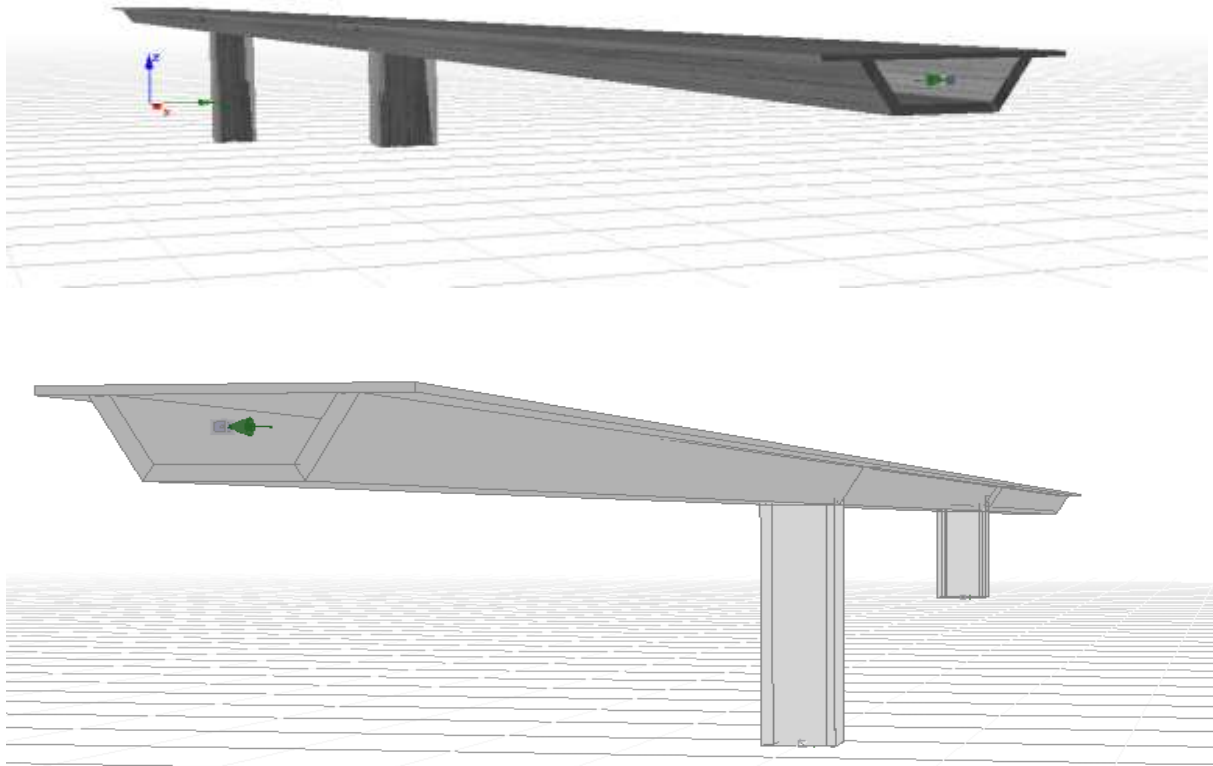


Figure IV. 9vue de pont en 3D.

IV.5 Résultant et discussion

Pour les besoins de la méthode de simulation de Monte Carlo, la procédure d'analyse du pont sous l'effet d'un mouvement variable est refaite 10 fois. Une valeur pour laquelle la moyenne de la quantité de réponse (déplacement, moment et effort tranchant) du pont étudié devient stable.

Les résultats de la réponse dynamique non linéaire obtenus sont représentés pour chaque pile sous forme des valeurs normalisées.

$$\rho = \frac{|\text{la moyenne des réponses maximales pour l'excitation spatialement variable}|}{|\text{la réponse maximale pour l'excitation uniforme}|}$$

Les valeurs absolues du déplacement relatif (D_r), du moment de flexion (M) et d'effort tranchant (T) maximums des piles pour le cas d'une excitation uniforme et les cas spatialement variables sont représentées dans les tableaux ci-dessous.

IV.5.1 Les résultats de déplacement

Tableau IV.1 Déplacement de la pile (m) Cas uniforme.

	pile 1	pile 2
Déplacement X (m) uniforme	0,1144629	0,0888683

Tableau IV.2 Déplacement de la pile (m) Cas variable.

	pile 1	pile 2
Déplacement X (m) excitation 1	0,86379145	1,16
Déplacement X (m) excitation 2	0,20623663	0,2707123
Déplacement X (m) excitation 3	0,53167012	0,27328935
Déplacement X (m) excitation 4	0,79500481	0,23841643
Déplacement X (m) excitation 5	0,51575711	0,75192484
Déplacement X (m) excitation 6	0,38936629	0,33596597
Déplacement X (m) excitation 7	0,60815892	0,19911694
Déplacement X (m) excitation 8	0,27460031	0,20133989
Déplacement X (m) excitation 9	0,38906192	0,92460424
Déplacement X (m) excitation 10	0,21318348	0,13462293
somme	4,78683104	4,48999289
moyen	0,4786831	0,44899929

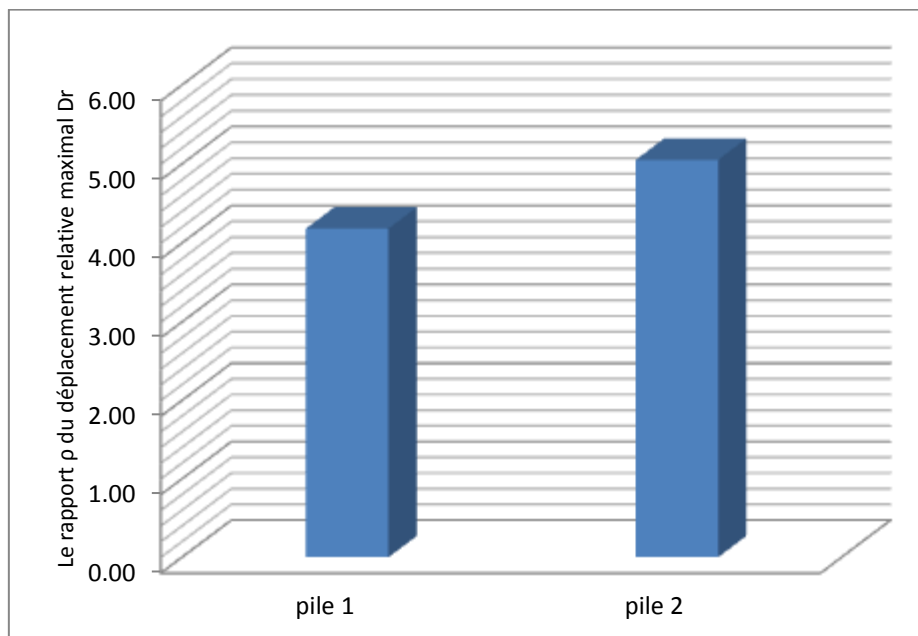


Figure IV. 10 Diagramme en bâtons des valeurs du rapport p spatialement variable des déplacements.

Il est montré sur la figure IV.10 que les valeurs du ρ sont supérieures à 1 dans la première et la deuxième pile. Le déplacement dans la première pile (a grande hauteur) était supérieur au déplacement dans la deuxième pile, mais l'effet de l'excitation spatialement variable était plus grand sur la deuxième pile .la valeur normalisé égale 5.05.

En général l'excitation spatialement variable a augmenté la valeur de déplacement. Donc l'effet de ce phénomène est défavorable sur le pont.

IV.5.2 Les résultats de l'effort tranchant T_{\max} :

Tableau IV.3L'effort T_{\max} de la pile (KN) Cas uniforme

	pile 1	pile 2
effort T (KN) uniforme	57515,93	105179,835

Tableau IV.4L'effort T_{\max} de la pile (Kn) Cas variable

	pile 1	pile 2
effort T (KN) excitation 1	56866,911	60868,062
effort T (KN) excitation 2	69352,27	83826,232
effort T (KN) excitation 3	63048,058	72848,472
effort T (KN) excitation 4	56782,005	95254,588
effort T (KN) excitation 5	67233,946	104394,2
effort T (KN) excitation 6	59357,394	81342,464
effort T (KN) excitation 7	59076,234	97621,722
effort T (KN) excitation 8	67073,004	78751,711
effort T (KN) excitation 9	59208,846	98860,139
effort T (KN) excitation 10	79860,708	112786,05
somme	637859,376	886553,637
moyen	63785,9376	88655,3637

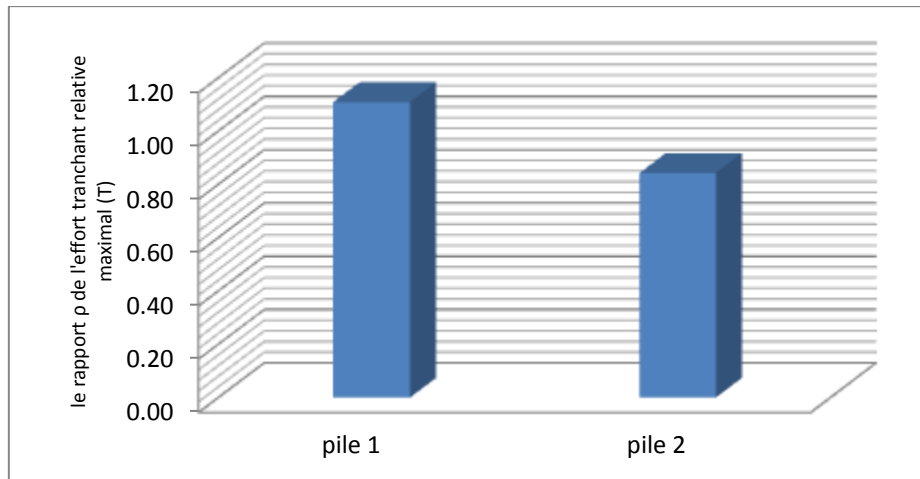


Figure IV. 11 Diagramme en bâtons des valeurs du rapport ρ spatialement variable des Efforts tranchant.

La figure IV.11 montré que la valeur ρ est supérieure à 1 dans la première pile et sa valeur est inférieure à 1 dans la deuxième pile, l'effort tranchant dans la deuxième pile était supérieur au l'effort tranchant a la premier pile, mais l'effet de l'excitation spatialement variable était plus grand sur la premier pile. la valeur normalise égale 1,10. Pour les l'effort tranchants l'excitation spatialement variable favorable au pile courte et défavorable au pile a grande hauteur.

IV.5.3 Les résultats de moment M_{\max} (KN.m)

Tableau IV.5 M_{\max} de la pile (Kn.m) Cas uniforme

	pile 1	pile 2
Moment M (KN.m) uniforme	356530,42	630800,92

Tableau IV.6 M_{max} de la pile (Kn.m) Cas variable

	pile 1	pile 2
Moment M (KN.m) excitation 1	465228,082	530024,155
Moment M (KN.m) excitation 2	461812,057	502197,317
Moment M (KN.m) excitation 3	476835,486	507665,446
Moment M (KN.m) excitation 4	473410,993	595753,07
Moment M (KN.m) excitation 5	476040,93	510293,098
Moment M (KN.m) excitation 6	499995,126	558266,624
Moment M (KN.m) excitation 7	470910,716	537189,941
Moment M (KN.m) excitation 8	494130,333	583656,27
Moment M (KN.m) excitation 9	460367,949	613536,903
Moment M (KN.m) excitation 10	512743,221	642769,665
somme	4791474,893	5581352,489
moyen	479147,4893	558135,2489

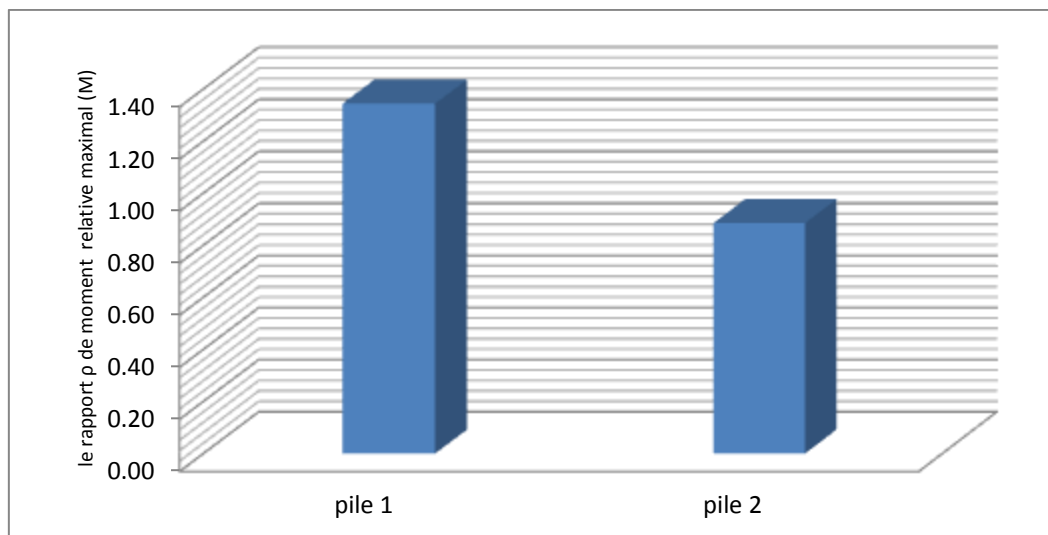


Figure IV. 12 Diagramme en bâtons des valeurs du rapport ρ spatialement variable du moment.

La figure IV.12 montrée que la valeur ρ est supérieure à 1 dans la première pile et sa valeur est inférieure à 1 dans la deuxième pile, moment dans la deuxième pile était supérieur au moment dans la première pile, mais l'effet de l'excitation spatialement variable était plus grand sur la première pile. Moment en première pile et augmente 34% car de cet phénomène. L'effet de l'excitation spatialement variable sur le moment est favorable à la pile courte et défavorable à la pile à grande hauteur.

IV.6 Conclusion :

Pour analyser l'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques sur la réponse d'un pont, Nous avons étudié un pont de 300 mètres de long a travers une analyse temporelle non linéaire,

Dans la première étape, une excitation uniforme au niveau des appuis du pont est appliquée, ensuite, des excitations spatialement variables ont été appliquées en dix itérations. Les paramètres de la réponse du pont à savoir les valeurs absolues du déplacement relatif (D_r), du moment de flexion (M) et d'effort tranchant (T) des piles ont été analysés sous forme d'une valeur normalisée ρ , qui représente le moyen absolu des 10 réponses maximales aux excitations variables sur la valeur absolue maximale de la réponse uniforme.

L'analyse des résultats obtenus fournit les conclusions suivantes :

- ✓ nous avons trouvé que les excitations spatialement variables ont des effets défavorables sur la réponse du pont car elles l'augmentent considérablement (déplacement, moment de flexion et effort tranchant).
- ✓ Pour les piles longues (a grande hauteur), l'excitation spatialement variable les affecte de plus en comparaison avec une pile de moins de hauteur, car elle augmente l'effort tranchant et le moment de flexion.



Conclusion générale

Conclusion générale

La variabilité spatiale des mouvements sismiques a un rôle important dans l'analyse des ouvrages étendus (ponts, tunnels....). Dans ce mémoire la réponse d'un pont exposé à des mouvements spatialement variables a été étudiée.

La réponse sismique des ponts est généralement évaluée par une analyse statique linéaire en utilisant des coefficients de comportement pour calculer la non-linéarité. En conséquence, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante. L'évaluation non linéaire de la réponse des structures nécessite une analyse temporelle non linéaire en utilisant des enregistrements sismiques comme excitations au niveau des appuis de la structure. Comme il est difficile de trouver des enregistrements sismiques variables dans l'espace correspondant à la structure étudiée, des mouvements sismiques synthétiques sont utilisés à travers des simulations de Monte Carlo.

Pour analyser l'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques sur la réponse d'un pont, Nous avons étudié un pont de 300 mètres de long à travers une analyse temporelle non linéaire. Dans la première étape, une excitation uniforme au niveau des appuis du pont est appliquée, ensuite, des excitations spatialement variables ont été appliquées en dix itérations. Les paramètres de la réponse du pont à savoir les valeurs absolues du déplacement relatif (D_r), du moment de flexion (M) et d'effort tranchant (T) des piles ont été analysés sous forme d'une valeur normalisée ρ , qui représente le moyen absolu des 10 réponses maximales aux excitations variables sur la valeur absolue maximale de 'excitation uniforme.

L'analyse des résultats obtenus fournit les conclusions suivantes :

- ✓ nous avons trouvé que les excitations spatialement variables ont des effets défavorables sur la réponse du pont car elles l'augmentent considérablement (déplacement, moment de flexion et effort tranchant).
- ✓ Pour les piles longues (à grande hauteur), l'excitation spatialement variable les affecte de plus en comparaison avec une pile de moins de hauteur, car elle augmente l'effort tranchant et le moment de flexion.

L'analyse temporelle non linéaire d'une structure est plus réaliste qu'une analyse modale linéaire et permet de simuler à bien le comportement réel de la structure étudiée.

Référence

- N, Benmansour. (2013) Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur le comportement dynamique des ponts. UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID – Tlemcen.
- Zerva, A. (2009). Spatial variation of seismic ground motions: modeling and Engineering applications. CRC Press, Group, Taylor & Francis. . © 2009 by Taylor & Francis Group, LLC.
- <https://www.mscsoftware.com/fr/application/nonlinear-analysis> 2020
- Mr KHERBOUCHE YASSINE, Mr IKHLEF FETHI. (2013)ANALYSE DYNAMIQUE D’UN PONT A POUTREEN CONSIDÉRANT LA NON LINÉAIRITÉ DES PILES ET DES APPAREILS D’APPUI. Université Aboubakr Belkaid.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996) Seismic design and retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- Mr BELBACHIR Ahmed Mr BENMOKHTARI Ismail, (2012) Analyse sismique simplifiée d'un pont en béton armé. Université Aboubakr Belkaid.
- Harichandran, R., & Vanmarcke, E. (1986). Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time. Journal of Engineering Mechanics, ASCE.
- Loh CH (1985), “Analysis of the Spatial Variation of Seismic Waves and Ground Movements from SMART I Data,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Luco, J. E., & Wong, H. L. (1986). Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Abrahamson, N., Schneider, J. F., & Stepp, J. C. (1991). Empirical spatial coherency functions for applications to soil-structure interaction analyses. Earthquake Spectra.
- Der Kiureghian, A. (1996). A coherency model for spatially varying ground motions. Earthquake engineering and structural dynamics.
- Zerva A & Harada T (1997), “Effect of Surface Layer Stochasticity on Seismic Ground Motion Coherence and Strain Estimates,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Logiciels utilisés :

- SeismoStruct 2018
- Seismo Signal 2021
- Autocad 2014
- Microsoft Office Excel 2007
- Microsoft Office Word 2007

ملخص

يعتبر التباين المكاني للحركات الزلزالية ظاهرة مهمة للغاية تؤثر على الهياكل الممتدة مثل الجسور والأنفاق والسدود. توجد أربعة أسباب رئيسية مسؤولة عن هذه الظاهرة؛ الأول بسبب الاختلاف بين أوقات وصول الموجات الزلزالية في محطات التسجيل المختلفة. والثاني هو فقدان تماسك الحركة الزلزالية في الطبقة السفلية. ثم ضعف الموجات الزلزالية نتيجة تخميد الأرض. الأخير هو الاختلاف في الخواص الميكانيكية للتربة. الهدف من هذه الرسالة هي دراسة تأثير التباين المكاني للحركات الزلزالية، وخاصة التوزيع العشوائي في خواص التربة على الاستجابة الديناميكية للجسور. لذلك فإن التحليل الطيفي غير كافٍ لإجراء هذه الدراسة. يعتبر التحليل الزمني الخطي للهيكل أكثر واقعية ويسمح بمحاكاة السلوك الحقيقي للهيكل المدروس بنجاح.

في هذه الأطروحة، يتم إجراء تحليل زمني غير خطي لجسر طوله 300 متر. في الخطوة الأولى، يتم تطبيق إثارة موحدة على دعائم الجسر. بعد ذلك يتم تطبيق إثارة متغيرة مكانيًا باستخدام تسارع محاكي شرطيًا.

تكشف هذه الدراسة عن أهمية مراعاة ظاهرة التباين المكاني للحركات الزلزالية في تحليل الهياكل الممتدة. يلاحظ التقليل من القوى الداخلية عند الأخذ في الاعتبار افتراض الإثارة الموحدة.

Résumé

La variabilité spatiale des mouvements sismiques est un phénomène très important affectant les structures étendues telles que ponts, tunnels et barrages. Quatre raisons sont responsables de ce phénomène ; la première est due à la différence entre les heures d'arrivée des ondes sismiques aux différentes stations d'enregistrement. La deuxième est la perte de cohérence du mouvement sismique dans le substratum. Ensuite l'atténuation des ondes sismiques en raison de l'amortissement du sol. La dernière est la différence dans les propriétés mécaniques du sol. Le but de cette mémoire est d'étudier l'effet de la variabilité spatiale des mouvements sismiques, spécialement la stochasticité dans les propriétés du sol sur la réponse dynamique des ponts. De ce fait, l'analyse modale spectrale est inadéquate et insuffisante pour réaliser cette étude. L'analyse temporelle non linéaire d'une structure est plus réaliste et permet de simuler à bien le comportement réel de la structure étudiée.

Dans ce mémoire, une analyse temporelle non linéaire d'un pont de 300 mètres de long est réalisée. Dans la première étape, une excitation uniforme est appliquée aux appuis du pont. Ensuite, une excitation spatialement variable est appliquée en utilisant des accélérations conditionnellement simulées.

Cette étude dévoile l'importance de la prise en compte du phénomène de la variabilité spatiale des mouvements sismiques dans l'analyse des structures étendues. Une sous-estimation des efforts internes est remarquée lors de la prise en considération de l'hypothèse d'une excitation uniforme.

Abstract

Spatial variability of seismic ground motion is a very important phenomenon affecting large structures such as bridges, tunnels and dams. Four reasons are responsible for this phenomenon; the first is due to the difference between the arrival times of seismic waves at different recording stations. The second is the loss of coherence of the seismic motion in the bedrock. The third is the attenuation of the seismic waves due to the damping of the ground. The last is the difference in the mechanical properties of the soil surface layer. The purpose of this memory is to study the effect of spatial variability of seismic ground motion, especially stochasticity in soil properties on the dynamic response of bridges. Therefore, spectral modal analysis is inadequate and insufficient to perform this study. The nonlinear temporal analysis of a structure is more realistic and allows simulating well the real behavior of the studied structure.

In this memory, a nonlinear time analysis of a 300 meters long bridge is performed. In the first step, a uniform excitation is applied to the bridge supports. Then, a spatially variable excitation is applied using conditionally simulated accelerations.

This study reveals the importance of taking into account the phenomenon of spatial variability of seismic ground motions in the analysis of extended structures. An underestimation of the internal forces is noticed when the assumption of a uniform excitation is taken into account.