

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)

Par : Mr. DJENNELBAROUD Hicham

Mr. KHEDIM Mehdi Mounir

Sujet

Étude sismique du viaduc au PK96+828 de la nouvelle ligne ferroviaire à double voies électrifiées OUED-TLELAT-TLEMCEM

Soutenu le 30/06/2022 devant le jury composé de :

Pr. MATALLAH. M

Pr. BENADLA. Z

Dr. BENMANSOUR. N

Dr. DERBAL. R

Prof.

Prof.

MCA

MCB

Président

Examinatrice

Encadreur

Co-Encadreur

Année Universitaire : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **ALLAH** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec reconnaissance et considération particulière qu'on remercie nos chers encadreurs **Dr. BENMANSOUR NASSIMA** et **Dr. DERBAL RACHID** pour leurs soutiens, leurs conseils et leurs bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

On saisit également cette opportunité pour remercier **Dr. ANTAR KAMEL** enseignant du *CENTRE UNIVERSITAIRE SALHI AHMED DE NAÂMA* qui nous a beaucoup aidé pour élaborer ce travail.

Ainsi on exprime notre reconnaissance à tous les membres de jury **Pr. MATALLAH MOHAMMED** et **Pr. BENADLA ZAHIRA** d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

DJENNELBAROUD Hicham
KHEDIM Mehdi Mounir

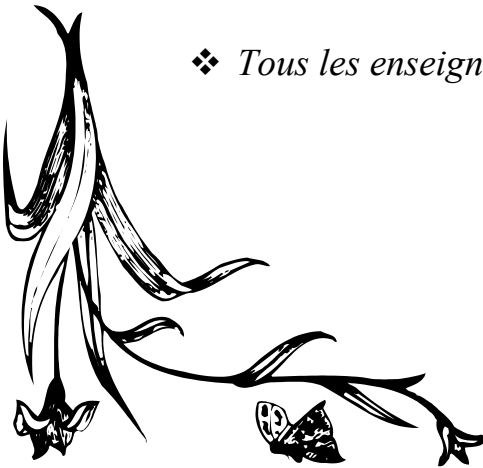


DÉDICACES

« وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ❖ *Mes frères : Mohammed, Soufiane et Abderrahmen.*
- ❖ *Toute la famille DJENNELBAROUD & MIMOUNI.*
- ❖ *Mes amis et collègues.*
- ❖ *Toute la classe M2 V.O.A de la promotion 2021/2022.*
- ❖ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*



DJENNELBAROUD HICHAM



DÉDICACES

Tout d'abord, je tiens à remercier dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur que je dédie du fond du cœur à ma belle étoile qui puisse exister dans l'univers « Maman », ainsi qu'à mon cher père.

Puisse ce travail être une légère récompense de vos soutiens moraux et tous vos sacrifices pour assurer mon bien être et mon éducation. Que dieu vous garde pour nous et vous accorde la santé et le bonheur.

Merci du fond du cœur.

Je le dédie aussi à ceux que j'aime et que j'adore :

À Mes chères sœurs et frères ; Sofiane, Walid, Hanaa, Farida et Yanis.

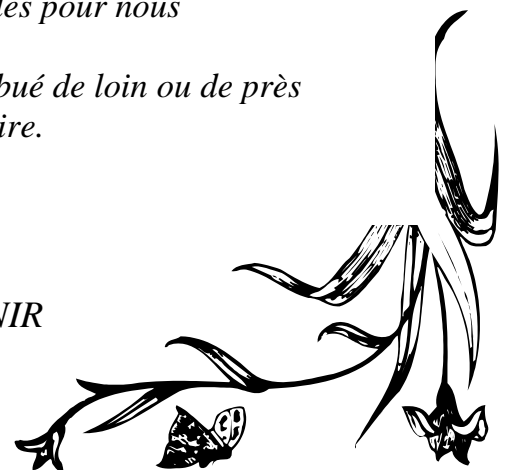
Pour tous les membres de ma famille petits et grands

Mes grands-parents que dieu les gardes pour nous

À tous mes proches et tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

À vous...

KHEDIM MEHDI MOUNIR



SOMMAIRE

Résumé.....	i
Abstract.....	ii
ملخص.....	iii
Liste des tableaux.....	iv
Liste des figures.....	vii
Notation.....	xi
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE I : La variabilité spatiale du mouvement sismique (SVGM)

I.1	Introduction	5
I.2	Description du mouvement sismique différentiel.....	5
I.3	Aperçu sur les travaux antérieurs relatifs aux effets de la SVGM sur les ponts.....	10
I.4	Prise en compte de la SVGM dans la réglementation parasismique des ponts.....	17
I.4.1	Présentation de quelques normes basées sur le concept de la valeur du repos d'appui minimal.....	18
I.4.2	Code japonais (Japan Road Association, 2002).....	19
I.4.3	Méthode simplifiée de l'Eurocode 8.....	20
I.4.4	Méthode simplifiée du RPOA 2008.....	26
I.5	Conclusion	29

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

II.1	Introduction	30
II.2	Présentation du viaduc.....	30
II.3	Localisation du projet.....	32
II.4	Conception générale	33
II.4.1	Tracé en plan	33
II.4.2	Profil en long.....	33
II.4.3	Profil en travers	34
II.4.4	Topographie	34

II.5	Caractéristiques du sol étudié	35
II.6	Classification du pont	36
II.7	Caractéristiques géométriques du viaduc	36
II.7.1	Tabliers.....	36
II.7.2	Piles	36
II.7.3	Appareils d'appuis.....	37
II.7.4	Appareil de dilatation des voies	40
II.8	Environnement géographique du projet	41
II.8.1	Données climatiques	41
II.8.2	Evaluation des surcharges ferroviaires.....	42
II.8.3	Effets dynamiques	43
II.9	Sismicité du sol.....	44
II.10	Caractéristiques des matériaux	45
II.10.1	Caractéristiques mécaniques du béton	45
II.10.2	Caractéristiques mécaniques des aciers.....	49
II.11	Données relatives à la durabilité de la structure	50
II.12	Charges et surcharges appliquées au viaduc.....	56
II.12.1	Charges permanentes.....	56
II.12.2	Surcharges d'exploitation.....	60
II.13	Conclusion.....	61

CHAPITRE III : Modélisation du viaduc

III.1	Introduction.....	62
III.2	Présentation du logiciel.....	62
III.3	Modélisation du viaduc.....	62
III.3.1	Etapes de modélisation.....	64
III.4	Conclusion.....	77

CHAPITRE IV : Étude dynamique du viaduc sous chargements sismiques différentiels

IV.1	Introduction	78
IV.2	Etude dynamique spectrale du viaduc	78
IV.2.1	Actions sismiques.....	78
IV.2.2	Analyse modale	82
IV.2.3	Résultats des piles	85
IV.3	Etude dynamique du viaduc sous chargement sismique différentiel.....	93
IV.3.1	Calcul des déplacements différentiels selon le RPOA (2008)	94

IV.3.2	Calcul des déplacements différentiels selon l'Eurocode 8.....	95
IV.3.3	Analyse des résultats sous déplacements différentiels.....	96
IV.4	Conclusion.....	105
CONCLUSION GENERALE.....		107
RÉFÉRANCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		110

RESUME

Il est prouvé par des recherches et études que le mouvement sismique présente une variabilité spatiale sur des distances comparables à celle des structures de longueur importante tels que les viaducs. L'objectif de ce projet est d'effectuer une analyse sismique sous déplacement différentiel au cas du viaduc exceptionnel ; PK96+828, qui fait partie de la nouvelle ligne ferroviaire électrifiée à double voie électrifiée entre TLEMCEN – OUED-TLELAT.

En fait, le pont sélectionné a été modélisé par le logiciel d'éléments finis **CSI SAP2000** dans lequel il a été soumis à un mouvement sismique uniforme, représenté par le spectre correspondant, et au mouvement différentiel représenté par la combinaison du spectre de réponse et des déplacements différentiels imposés statiquement aux appuis du pont. Ces déplacements sont calculés selon la méthode simplifiée du RPOA et de l'Eurocode 8.

La comparaison des résultats de ces analyses montre que la **SVG**M a un impact sur les valeurs des efforts internes obtenus au niveau des piles.

*Mots clés : SVG*M, viaduc exceptionnel, modélisation, chargement sismique différentiel, RPOA 2008, Eurocode 8

ABSTRACT

It is proven by research and studies that the seismic movement presents a spatial variability over distances comparable to that of structures of significant length such as bridges. The objective of this project is to carry out a seismic analysis under differential displacement in the case of the exceptional viaduct; **PK96+828**, which is part of the new electrified double-track electrified railway line between **TLEMCEN – OUED-TLELAT**.

In fact, the selected bridge was modeled by the finite element software **CSI SAP2000** in which it was subjected to a uniform seismic movement, represented by the corresponding spectrum, and to the differential movement represented by the combination of the response spectrum and the differential displacements imposed statically on the supports of the bridge. These movements are calculated according to the simplified method of RPOA and Eurocode 8.

The comparison of the results of these analyzes shows that the **SVG**M has an impact on the values of the internal efforts obtained at the level of the bents.

Key words : *Bridge, viaduct, seism, modeling, earthquake, spatial variability, SVG*M, EC08, RPOA

ملخص

ثبت من خلال الأبحاث والدراسات أن الحركة الزلزالية تقدم تبايناً مكانياً عبر مسافات مماثلة لتلك الموجودة في الهياكل ذات المدى الكبير مثل الجسور. الهدف من هذا المشروع هو إجراء تحليل زلزالي في ظل الإزاحة التفاضلية في حالة الجسر الاستثنائي ؛ $PK96 + 828$ ، وهو جزء من خط السكة حديدية كهربائية الجديد مزدوج المسار المكهرب بين واد تليلات ولاية وهران و تلمسان.

في الواقع ، تم تصميم الجسر المختار بواسطة برنامج العناصر النهائية **CSI SAP2000** حيث تعرض لحركة زلزالية موحدة ، ممثلة بالطيف الإستجابة ، وللحركة التفاضلية التي يمثلها مزيج من طيف الاستجابة وحالات الإزاحة التفاضلية المفروضة بشكل ثابت على مساند الجسر. يتم حساب هذه الحركات وفقاً للطرق المبسطة لمقياس الزلازل الجزائري الخاص بالمنشآت الفنية و المقياس الأوروبي للزلازل.

تظهر مقارنة نتائج هذه التحليلات أن التغيير الفضائي للحركة الزلزالية له تأثير على قيم الجهود الداخلية التي تم الحصول عليها على مستوى مساند الإرتكاز الوسطية للجسر.

الكلمات المفتاحية : جسر ، تصميم ، زلزال ، التغيير الفضائي ، مقياس الزلازل الجزائري الخاص

بالمنشآت الفنية ، مقياس الأوروبي للزلازل

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : La variabilité spatiale du mouvement sismique (SVGSM)

Tableau I.1 : Valeurs L_g et L_{lim} - Variabilité spatiale [Capra & Godreau, 2015].....	20
Tableau I.2 : Valeurs de L_M et D_M [RPOA, 2008].....	27
Tableau I.3 : Valeurs de η [RPOA, 2008].....	27

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1 : Classification des ponts [RPOA, 2008]	36
Tableau II.2 : Hauteurs des piles du viaduc VI-33	37
Tableau II.3 : Valeurs du coefficient d'accélération A	45
Tableau II.4 : Résistance du béton à la compression à 28 jours.....	45
Tableau II.5 : Module d'élasticité longitudinale du béton	46
Tableau II.6 : La résistance de calcul en compression	47
Tableau II.7 : Résistance du béton à la traction à 28 jours.....	48
Tableau II.8 : Paramètres généraux de l'acier	50
Tableau II.9 : Tableau NF EN 1990/NA	51
Tableau II.10 : Classes d'exposition béton	52
Tableau II.11 : Classes de résistance du béton [Roux, 2009]	52
Tableau II.12 : Classe structurale du béton [Selon l'Eurocode 2].....	53
Tableau II.13 : Paramètres du béton pour les semelles de fondations.....	55

Tableau II.14 : Paramètres du béton pour la superstructure	55
<i>Tableau II.15</i> : Poids propre du tablier.	56
<i>Tableau II.16</i> : Poids propre fixe des éléments du tablier.	57
<i>Tableau II.17</i> : Poids propre variable des éléments du tablier.....	57
Tableau II.18 : Poids propre des piles	58
Tableau II.19 : Les charges des tabliers	59
Tableau II.20 : Poids total des tabliers.....	59
Tableau II.21 : Poids total du viaduc	59
Tableau II.22 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour la charge SW	61

CHAPITRE III : Modélisation du viaduc

Tableau III.1 : Les types et symboles des appareils d'appuis du viaduc [ANESRIF, 2011].....	64
--	----

CHAPITRE IV : Etude dynamique du viaduc sous chargement sismique différentiel

Tableau IV.1 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	79
Tableau IV.2 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale	81
Tableau IV.3 : Modes propres et rapport des cumuls des masses modales correspondant aux trois directions.	85
Tableau IV.4 : Sollicitations internes au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E ₁	86
Tableau IV.5 : Sollicitations internes au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E ₂	89

Tableau IV.6 : Combinaison d'action Sollicitations internes au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_3 .	91
Tableau IV.7 : Déplacements différentiels horizontaux et verticaux (RPOA, 2008)....	94
Tableau IV.8 : Déplacements différentiels horizontaux et verticaux de l'ensemble A (Eurocode 8).....	95
Tableau IV.9 : Déplacements différentiels horizontaux et verticaux de l'ensemble B (Eurocode 8).....	96
Tableau IV.10 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens longitudinal (RPOA, 2008).....	97
Tableau IV.11 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens transversal (RPOA, 2008).....	98
Tableau IV.12 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens longitudinal (Eurocode 8).....	99
Tableau IV.13 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens transversal (Eurocode 8).....	101

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : La variabilité spatiale du mouvement sismique (SVGSM)

Figure I.1: L'effet d'incohérence (a,b), illustration de l'effet de passage d'onde (c) et l'effet d'atténuation (d) [Lazerevic, 2015]	6
Figure I.2 : Configuration du réseau d'accélérographes de SMART-1 [Zerva, 2009] ...	8
Figure I.3 : Accélération enregistrées en différentes stations de SMART-1, situées sur : (a) centre et cercle intérieur, (b) centre et deuxième cercle [Zerva, 2009]	9
Figure I.4 : Cas d'application de la variabilité spatiale [Capra & Godreau, 2015].....	21
Figure I.5: Série de déplacement A (Cas d'un sol homogène)	22
Figure I.6 : Série de déplacement B [Capra & Godreau, 2015].....	24
Figure I.7 : Exemple de pont soumis au déplacement différentiel du sol d.....	28

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

Figure II.1 : Plan de situation du viaduc [ANESRIF, 2011].....	31
Figure II.2 : Plan de situation	32
Figure II.3 : Viaduc PK 96-828 [ANESRIF, 2011].....	32
Figure II.4: Tracé en plan [ANESRIF, 2011]	33
Figure II.5 : Coupe longitudinale [ANESRIF, 2011]	34
Figure II.6 : Coupe transversale [ANESRIF, 2011]	35
Figure II.7 : Piles de section constantes sur fondations superficielles (P1 / P14)	38
Figure II.8 : Piles à section variable sur fondations profondes en puis (P6/P7/ P8/ P9/P10/ P11/ P12)	38
Figure II.9 : Piles à section constante sur fondations profondes en puits (P2 / P3 / P4 / P5 / P13 / P15)	39

Figure II.10 : Exemple d'appareil d'appuis fretté en acier (Elastomère fretté)	39
Figure II.11 : Exemple d'appareils d'appui anti-cheminement	39
Figure II.12 : Exemple d'un appareil d'appui (photo).	40
Figure II.13 : Appareils de dilatation.....	41
Figure II.14 : Modèle de charge LM71.....	42
Figure II.15 : Modèle de charge SW/0	43
Figure II.16 : Modèle de charge SW/2	43
Figure II.17 : Coupe transversale de la superstructure	57
Figure II.18 : Schéma de charges LM 71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales.....	60
Figure II.19 : Schéma de la charge SW	61

CHAPITRE III : Modélisation du projet

Figure III.1 : Emplacement des appareils d'appuis du viaduc [ANESRIF, 2011].....	63
Figure III.2 : Choix du modèle et d'unité.....	64
Figure III.3 : Introduction des lignes de construction.....	65
Figure III.4 : Définition des matériaux utilisés.....	65
Figure III.5 : Caractéristiques du Béton.....	66
Figure III.6 : Caractéristiques de l'acier S355.....	66
Figure III.7 : Définition des éléments en charpentes métalliques et les piles.....	67
Figure III.8 : Définition de la dalle du tablier.....	67
Figure III.9 : Modèle 3D du treillis en charpente métallique avec mode graphique « OpenGL ».....	68
Figure III.10 : Modèle 3D du tablier avec mode graphique « OpenGL ».....	68
Figure III.11 : Définition des appareils d'appuis.....	69
Figure III.12 : Introduction d'appareil d'appuis unidirectionnel longitudinal.....	69
Figure III.13 : Caractéristiques d'appareil d'appui unidirectionnel.....	70
Figure III.14 : Introduction d'appareil d'appuis fixe.....	70
Figure III.15 : Caractéristiques d'appareil d'appuis fixe.....	71
Figure III.16 : Modèle 3D des appareils d'appui sous tablier continu.....	71
Figure III.17 : Modèle 3D des appareils d'appuis entre deux tabliers.....	72

Figure III.18 : Introduction du spectre de réponse horizontale et verticale.....	72
Figure III.19 : Composante horizontale du spectre de réponse.....	73
Figure III.20 : Composante verticale du spectre de réponse.....	73
Figure III.21 : Détermination des combinaisons d'action.....	74
Figure III.22 : Détermination des charges et surcharges.....	74
Figure III.23 : Modèle 3D en éléments finis du viaduc.....	75
Figure III.24 : Modèle 3D en éléments finis avec mode graphique « OpenGL ».....	75
Figure III.25 : Modèle 3D en éléments finis du viaduc zoomé avec mode graphique « OpenGL ».....	76

CHAPITRE IV : Étude dynamique du viaduc sous chargement sismique différentiel

Figure IV.1 : Composante horizontale du spectre de réponse.....	80
Figure IV.2 : Composante verticale du spectre de réponse.....	81
Figure IV.3 : Mode 01 : Translation transversale suivant l'axe Y du viaduc.....	82
Figure IV.4 : Mode 02 : Translation transversale suivant l'axe Y du tablier n°4.....	83
Figure IV.5 : Mode 03 : Translation transversale suivant l'axe Y du tablier n°4.....	83
Figure IV.6 : Mode 04 : Translation transversale suivant l'axe Y du tablier n°2.....	84
Figure IV.7 : Mode 05 : Translation longitudinal suivant l'axe X du viaduc.....	84
Figure IV.8 : Efforts normaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_1	87
Figure IV.9 : Moments fléchissants au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_1	87
Figure IV.10 : Efforts tranchants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_1	88
Figure IV.11 : Efforts normaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_2	88

Figure IV.12 : Moment fléchissants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_2	90
Figure IV.13 : Efforts tranchants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_2	90
Figure IV.14 : Efforts normaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_3	92
Figure IV.15 : Moment fléchissants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_3	92
Figure IV.16 : Efforts tranchants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_3	93
Figure IV.17 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_x et E_x+D_x dans le sens longitudinal en adoptant la méthode du RPOA 2008.....	98
Figure IV.18 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_z et E_z+D_z dans le sens longitudinal en adoptant la méthode du RPOA 2008.....	98
Figure IV.19 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_y et E_y+D_y dans le sens transversal en adoptant la méthode du RPOA 2008.....	99
Figure IV.20 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_y et E_y+D_y dans le sens transversal en adoptant la méthode du RPOA 2008.....	100
Figure IV.21 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_x et $\sqrt{E_x^2 + D_x^2}$ dans le sens longitudinal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.....	100
Figure IV.22 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_z et $\sqrt{E_z^2 + D_z^2}$ dans le sens longitudinal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.....	101
Figure IV.23 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_y et $\sqrt{E_y^2 + D_y^2}$ dans le sens transversal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.....	102
Figure IV.24 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_z et $\sqrt{E_z^2 + D_z^2}$ dans le sens transversal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.....	102

NOTATION

Δd_i : Différences des déplacements absolus d_i

α : L'angle d'inclinaison des supports.

β_r : Coefficient qui tient compte de l'amplitude des déplacements du sol se produisant dans une direction opposée au droit des appuis adjacents.

γ : Poids volumique ou coefficient de sécurité

γ_{jk} : Fonction de cohérence entre deux mouvements sismiques mesurés en deux points j et k.

η : Coefficient en fonction de la composante sismique et du type de site selon le règlement RPOA.

ν : Coefficient de poisson

A : Coefficient d'accélération de zone.

A, B, C, D : Catégories de performance sismique du règlement AASHTO.

a_g : Accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A selon L'Eurocode8.

d : Déplacement différentiel entre deux points du sol dû à la SVGM selon le règlement RPOA.

d_{eg} : Déplacement effectif des deux parties, dû à la variation spatiale du déplacement sismique du sol.

d_{es} : Déplacement sismique effectif du support dû à la déformation de la structure.

d_g : Déplacement de calcul de sol donné par l'Eurocode 8.

d_{ri} : Déplacements relatifs dû à la SVGM appliqués simultanément avec le même signe.

D_{Mi} : Déplacements absolus dû à la SVGM appliqués dans des directions opposées.

D_x, D_y, D_z : Déplacements différentiels imposés respectivement selon X, Y et Z.

E : Module d'élasticité longitudinal

E_x, E_y, E_z : Actions sismiques uniformes appliquées respectivement suivant les directions X, Y et Z.

f_{cd} : Résistance de calcul en compression

f_{cm} : Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours

f_{ck} : Résistance caractéristique à la compression sur cylindre mesurée à 28 jours.

f_{ctm} : Résistance caractéristique à la traction directe du béton

f_{ctd} : Résistance de calcul à la traction du béton

f_y : Limite élastique de l'acier

f_{yk} : Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé

f_{yd} : Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé.

G : Charges permanentes ou Module d'élasticité transversal

H : Hauteur

L_g : Distance au-delà de laquelle les mouvements sismiques peuvent être considérés comme indépendants selon l'Eurocode8.

L_i : distance (projetée horizontalement) entre l'appui i et l'appui de référence.

L_{lim} : Longueur de tablier au-delà de laquelle la variabilité de l'action spatiale doit être prise en compte selon l'Eurocode8.

L_M : Distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants selon le RPOA.

LM71 : Impact statique dû à un trafic ferroviaire standard

M_L : Moment fléchissant longitudinale

M_T : Moment fléchissant transversale

N_s : Longueur minimale de repos d'appuis.

P : Effort normal

PRS : Profilé reconstitué soudé.

Q : Surcharges d'exploitations

S : Paramétré de sol.

SAP : Structural Analysis Program.

S1, S2, S3, S4 : Types de site selon le RPOA.

SVG_M : Variabilité spatiale du mouvement sismique.

SW/0 : Effet statique des charges verticales sur les poutres continues causées par le trafic ferroviaire standard

SW/2 : Effet statique des charges verticales sur les poutres continues causées par le trafic ferroviaire lourd

T : Période propre ou moment de torsion

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

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

T_D : Valeur de la période définissant le début de la branche à déplacement spectral constant, donnée par L'Eurocode8.

U_R : Le déplacement différentiel entre la superstructure et l'infrastructure. (Code japonais)

U_G : Le déplacement relatif du sol dû aux déformations du sol entre les piles. (Code japonais)

V_L : Effort tranchant longitudinal

V_T : Effort tranchant transversal

Introduction Générale

1. Contexte et Problématique

Parmi les divers domaines du génie civil, l'ouvrage d'art est une construction de grande importance permettant de franchir un obstacle sur une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, tranchée couverte, digue, culée, palplanche) et un dispositif de transition entre plusieurs modes de transports (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

Durant ces dernières années, les événements sismiques prennent de plus en plus d'ampleur dans le monde, en particulier en Algérie. Ces événements ont prouvé que les ouvrages d'art sont vulnérables vis-à-vis l'excitation sismique où des conséquences graves sont constatés surtout sur les viaducs. Ce qui montre que le développement des méthodes de calcul sismique doit être repoussé.

Le premier code sismique algérien des ouvrages d'art, le **RPOA 2008**, fournit une méthode simplifiée pour intégrer les effets de la **SVG**M dans la conception dynamique des ponts. Cette méthode consiste à combiner au chargement sismique uniforme un champ de déplacements différentiels appliqués statiquement aux différents appuis de l'ouvrage. L'Eurocode8 partie 2, procure également une démarche pseudo statique pour inclure les effets de la SVGM dans le calcul sismique des ponts, il fournit également des procédures plus réalistes d'analyse dynamique sous chargement sismique variable dans une annexe informative.

Dans ce projet de fin d'étude, nous traitons le cas d'un viaduc de PK 96+828, c'est un viaduc exceptionnel mixte béton-acier, ferroviaire à double voies électrifiées de 1780m de longueur et une hauteur maximale (cote du rail-cote du terrain) d'environ 130m. Le viaduc est composé par 16 travées de longueur variable entre 85 et 130 m et 15 piles qui

ont une hauteur entre 19 et 114 m. Le schéma statique est assimilable à celui de poutre continue sur plusieurs appuis.

2. Objectifs

L'objectif de ce mémoire est en premier lieu d'établir un modèle tridimensionnel du viaduc exceptionnel VI-33 qui a une longueur totale 1780 m et comporte des tabliers supportés par des treillis en charpente métallique. Le modèle 3D du viaduc doit représenter le plus fidèlement possible le comportement dynamique de cet ouvrage.

Le second défi consiste à mener des analyses dynamiques en adoptant un chargement sismique uniforme par la méthode modale spectrale. Ensuite, un chargement sismique différentiel (tenant en compte la variabilité spatiale du mouvement sismique) sera appliqué à ce modèle tridimensionnel en adoptant les méthodes décrites par les Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008) et l'Eurocode 8.

L'étape finale sera de réaliser une comparaison des résultats issus des analyses dynamiques.

3. Organisation du mémoire

Le mémoire élaboré est constitué de quatre chapitres :

- ❖ Tout d'abord, une introduction générale vient donner le contexte et la problématique ainsi que les objectifs de notre travail.
- ❖ Dans le premier chapitre, la variabilité spatiale du mouvement sismique (SVGM) sera décrite. Les causes et les effets de la SVGM seront détaillées. Un aperçu sur les travaux antérieurs sur la SVGM sera présenté. Les méthodes simplifiées de la prise en charge de la SVGM dans les règlements parasismiques des ouvrages d'arts : le RPOA et l'Eurocode 8 seront également décrits.

- ❖ Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des éléments du viaduc étudié, les matériaux de sa construction et les différentes charges et surcharges appliqués.

- ❖ Le troisième chapitre donne la méthodologie de la modélisation de notre viaduc exceptionnel par un logiciel des éléments finis CSI SAP2000 et illustre la démarche et les étapes de cette dernière en détails.

- ❖ Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse dynamique du viaduc exceptionnel VI-33 sous chargements sismiques uniformes et différentiels. Les résultats de ces analyses seront ensuite interprétés et discutés. Une comparaison des résultats obtenus en adoptant les deux codes parasismiques RPOA 2008 et L'Eurocode 8 sera établie.

- ❖ Et à la fin de ce projet, on termine par une conclusion générale qui regroupera l'ensemble des résultats obtenus dans ce mémoire.

Chapitre I.

La Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique (SVGGM)

I.1 Introduction

Une conception sismique appropriée des ponts nécessite intrinsèquement une compréhension raisonnable des excitations sismiques appliquées. Ces derniers présentent les principales caractéristiques associées à cette structure. Il s'agit de sa variabilité spatio-temporelle. 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 subis par le pont lors de plusieurs tremblements de terre, a également confirmé que les piles peuvent être excités par différents mouvements sismiques. Ces derniers sont donc à l'origine d'une grande partie des dégâts [Tzanetos et al. 2000].

La variabilité spatiale des mouvements sismiques (**En anglais : Spatial Variability of Ground Motion : SVGGM**), a une origine très complexe et est donc un phénomène qui doit être pris en compte lors de l'analyse et de la conception des ponts. Elle décrit les différences d'amplitude et de phase entre des signaux sismologiques enregistrés en des points distincts et peut modifier aussi de manière significative les forces internes induites dans les ouvrages.

I.2 Description du mouvement sismique différentiel

Bien que la conception sismique des grands ponts utilise aujourd'hui de plus en plus l'analyse dynamique dans le domaine temporel, en utilisant les mêmes enregistrements sismiques naturels ou générés artificiellement pour tous les supports de pont, la question demeure de savoir si ce processus de prise de décision est toujours valable pour les structures étendues. Surtout dans le cas des ponts (particulièrement longs), il est clair que le mouvement du sol pendant les tremblements de terre peut varier considérablement entre les points d'appui, en termes d'amplitude, de contenu La fréquence et l'heure d'arrivée, qui dans certains cas peuvent provoquer des forces et des déformations importantes qui ne se seraient pas produites si l'hypothèse d'excitation synchrone avait été utilisée [Hao, 1989 ; Shinozuka & Deodatis ; 1997 ; Zerva, 2009].

La SVGM 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 SVGM. Il s'agit de [Der Kiureghian, 1996] :

- **L'effet de passage d'onde** : Déplacement des vagues d'ondes sismiques à une vitesse finie, de sorte que leur arrivée à chaque point d'appui est déphasée.
- **L'effet d'incohérence** : c'est-à-dire perte de la « similitude » des signaux en raison de multiples réflexions, réfractions et superpositions des ondes sismiques incidentes le long du processus de propagation du point focal à l'endroit considéré.
- **L'effet de site** : c'est la variation des conditions locales géotechnique d'un site, en particulier dans les cas où le profil géologique par lequel le mouvement se propage varie considérablement.
- **L'effet d'atténuation** : causé par la diminution progressive de l'amplitude du signal avec la distance.

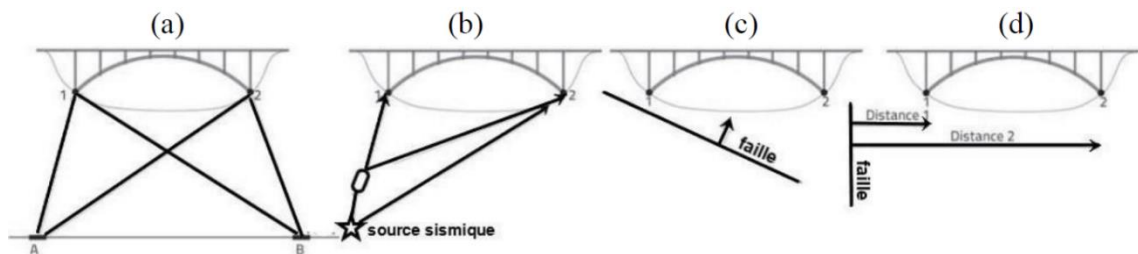


Figure I.1: L'effet d'incohérence (a,b), illustration de l'effet de passage d'onde (c) et l'effet d'atténuation (d) [Lazerevic, 2015]

- Les effets d'incohérence peuvent être expliqués plus facilement à l'aide de méthodes stochastiques, où les ondes sismiques sont modélisées comme des processus stochastiques. L'effet d'incohérence peut alors être décrit par une fonction aléatoire (souvent appelée fonction de cohérence) qui représente à quel point les accélérations de deux points adjacents sont corrélées dans le temps.

- L'effet de passage d'onde peut être expliqué par une fonction déterministe correctement dérivée qui se traduit par un déphasage. Le déphasage est la différence de temps entre l'arrivée de l'onde à chaque emplacement de support, et il dépend de la vitesse de propagation de l'onde et de la distance entre les supports.
- Si la taille de la structure est petite par rapport à la distance de l'épicentre, l'effet d'atténuation de mouvement peut être éliminé.

La caractérisation du phénomène de la SVGGM et l'analyse de son impact sur la réponse dynamique des structures a fait l'objet de recherches intensives. Cette direction de recherche s'est de plus en plus développée du fait de la mise en place de plusieurs réseaux denses d'accélérographes à travers le monde. L'un des premiers réseaux différentiels installés a été le EL-Centro, qui a enregistré le tremblement de terre d'Imperial Valley de 1979. Il comprend 6 stations disposées linéairement sur une longueur de 305 m. Cependant, la complexité du phénomène de SVGGM nécessite la construction d'un réseau pour répondre à des critères spécifiques aux conditions locales du site, installés dans des zones à forte probabilité de séismes majeurs dans les 10 ans, à proximité des centres urbains et industriels, et des mesures de signaux sismiques peuvent être réalisées dans trois zones avec des directions et des distances comparables à la structure.

Dans ce contexte il a été décidé en 1980 de déployer le dense réseau d'accélérographes SMART-1 (Strong Motion ARray in Taiïwan) à Lotung (Nord-est de Taiïwan). Ce réseau a été largement utilisé dans la recherche de la SVGGM. La figure I.2 montre sa configuration. Il est constitué de 37 sismographes disposés en 3 cercles concentriques, le cercle intérieur est dénommé I (Inner), le deuxième par M (Middle) et le dernier par O (Outer), au milieu de ces cercles, est disposé un sismographe dénommé COO. Les enregistrements de ce réseau sont identifiés par le terme événement i [Zerva, 2009].

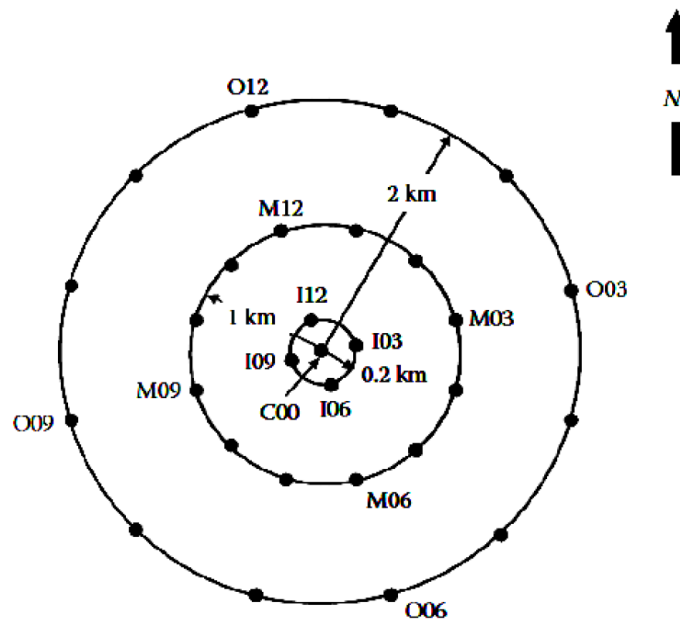


Figure I.2 : Configuration du réseau d'accéléromètres de SMART-1 [Zerva, 2009]

La figure I.3 montre sur le même graphe des évolutions temporelles enregistrées par les différents accéléromètres du réseau SMART-1.

La clarté de la SVGSM peut être clairement observée dans les différences de phases, d'amplitudes et de fréquences des enregistrements de temps d'accélération.

Il convient également de noter que ces différences varient avec la distance entre les accéléromètres. Par exemple, dans la Figure I.3 (a), où la distance entre les accéléromètres ne dépasse pas 0,2 Kilomètre, ces différences sont relativement faibles par rapport au cas où la distance entre les accéléromètres atteint 1 Kilomètre (Figure I.3 (b)).

Ces différences peuvent induire des forces internes et des déformations additionnelles dans la structure, qui sont négligées si on suppose que l'excitation sismique est uniforme.

Une extension du réseau SMART-1 a été effectuée en 1985 pour étudier la variabilité du signal sismique sur des faibles distances et même en profondeur. Ce réseau a été dénommé LSST (Large Scale Seismic Test).

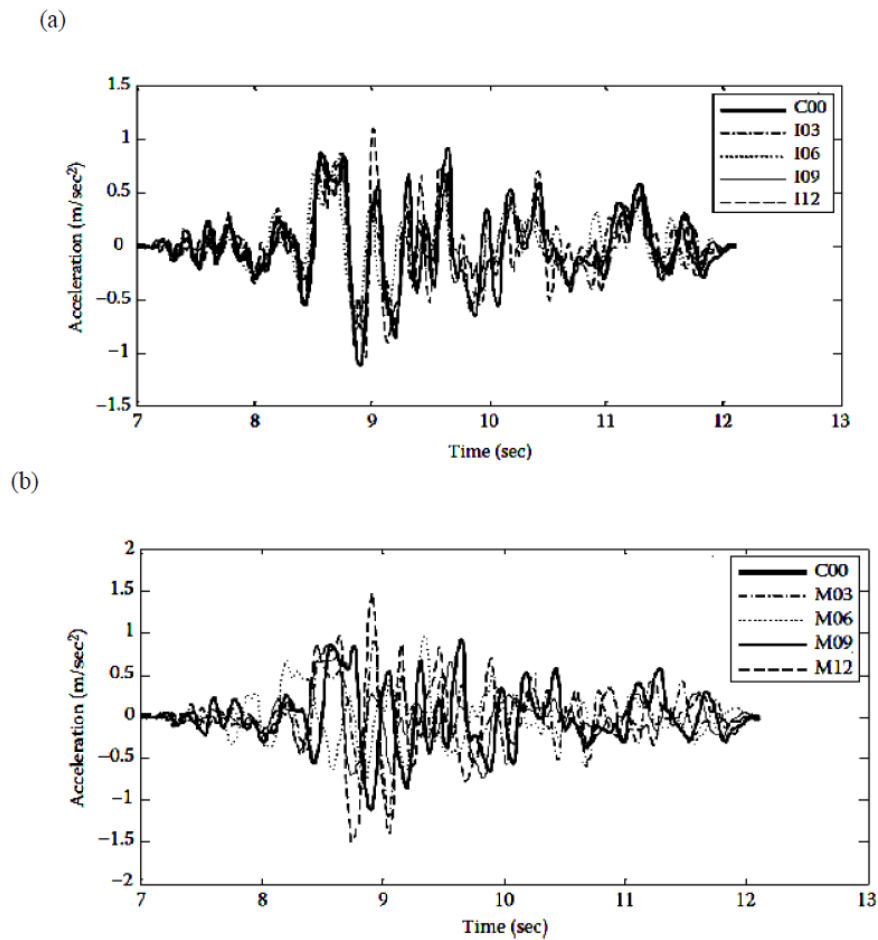


Figure I.3 : Accélérations enregistrés en différentes stations de SMART-1, situées sur : (a) centre et cercle intérieur, (b) centre et deuxième cercle [Zerva, 2009]

Depuis, beaucoup d'autres réseaux ont été déployés dans le monde. Parmi plusieurs on peut citer ceux de Chiba à Tokyo et Euroseis-Test en Grèce. En se basant sur les données recueillies de ces réseaux, plusieurs travaux de recherches ont été menés pour la modélisation de la SVGM. Cette étape est indispensable pour la génération des mouvements sismiques différentiels. Pour cette raison nous avons jugé nécessaire de donner dans la section suivante un aperçu sur les approches les plus utilisées pour la description de la SVGM. Ces approches sont utilisées pour l'étude de la réponse des structures étendues sous les effets des mouvements sismiques différentiels.

I.3 Aperçu sur les travaux antérieurs relatifs aux effets de la SVGM sur les ponts

Plusieurs chercheurs ont étudié la réponse des structures à longue portée aux excitations sismiques différentielles (p. ex., [Zerva, 2009], [Harichandran, 1986] et [Wang, 2009]). Certaines études ont utilisé des modèles linéaires relativement simples pour décrire la structure (par exemple poutres simples ou continues) et ont suivi une approche de vibration linéaire aléatoire pour déterminer la réponse, se concentrer sur le passage des vagues et les effets d'incohérence avec des comparaisons faites avec le cas d'un mouvement de fond identique.

Par ailleurs, plusieurs études ont été établies en considérant des modèles réels de structures étendues soumises au mouvement sismique variable dans l'espace (par exemple, ([Sextos et al. (2003a, 2003b)], [Lou et al, 2005])).

- ✱ **Der Kiureghian (1996, 1997)** a suggéré un modèle intégrant le passage des ondes, l'incohérence et les effets locaux du sol et l'a utilisé pour analyser la réponse des ponts à plusieurs portées modélisées comme des cadres utilisant une approche linéaire de vibration aléatoire.

- ✱ **Monti et al (1996)** ont examiné la réponse inélastique des ponts à plusieurs portées à l'aide d'une approche de simulation de Monte Carlo et de la méthode de représentation spectrale [Shinozuka et Deodatis, 1991] et ont examiné l'importance relative des effets d'incohérence et de passage des ondes. Toutefois, l'effet local du sol n'a pas été pris en compte dans cette étude et tous les supports du pont ont été présumés être dans les mêmes conditions locales du sol.

- ✱ **Tzanetos et al. (2000)** ont examiné deux modèles différents d'un pont de 184 m de longueur et composé de cinq travées à distances différentes, impliquant la rotation de l'axe vertical de la culée gauche. Le premier modèle permet une rotation dans ce sens par contre dans le deuxième modèle la rotation est bloquée. Ils ont montré que la SVGM entraîne une demande sismique différente par rapport

au cas d'un chargement uniforme. Cela peut entraîner une augmentation significative de la réponse dépendant des caractéristiques de l'excitation variable, de la configuration du pont et de ses conditions aux limites.

- ✱ **Shinozuka et al. (2000) et Saxena (2000)** ont effectués une étude non linéaire de sept ponts de longueur totale de 34 m à 500 m et de nombre de travées varie de 3 à 12. Leurs objectifs étaient d'établir une méthode pour générer les mouvements sismiques différentiels, étudier la conséquence relative des différentes sources de la SVGM (les effets de passage d'onde, d'incohérence et de site sur la réponse dynamique des ponts) et établir les courbes de fragilités pour ces ponts en considérant la SVGM. A partir de ces études, les auteurs ont remarqué que l'effet de la SVGM devient moins important dans le cas d'un site uniforme. Ils ont aussi observé que l'effet de site est plus important que les deux autres effets. L'effet d'incohérence est plus important que l'effet de passage d'onde sauf dans le cas où la vitesse de propagation d'ondes est très faible.

- ✱ **Sextos et al. (2003a, 2003b)** ont étudié 20 modèles de ponts créés en variant : la rigidité effective des piles et leurs hauteurs, les conditions de blocage d'appuis au niveau des culés, le nombre et les longueurs des travées. Les deux cas d'analyse linéaire et non linéaire ont été traités dans cette étude. Parmi les résultats tirés de cette étude :
 - Il existe une liaison significative entre l'effet de site et l'interaction sol structure et il est difficile d'évaluer l'importance relative de chacun de ces effets. Il faut trouver une méthodologie complète pour pouvoir traiter ces phénomènes.
 - En termes de déplacement absolu et de moment fléchissant des piles, les effets de passage d'onde et de perte de cohérence sont favorables pour les ponts courts.
 - La SVGM doit être considérée pour les ponts supérieurs à 400 m.

- L'effet de site joue un rôle important dans la description de de l'interaction sol structure et son ignorance dans l'étude présente une erreur de $\pm 50\%$ en termes de déplacement.
 - Si on ignore les effets cités précédemment, Les exigences de ductilité des piles de ponts peuvent être sous-estimées en moyenne de 25% et, dans les cas extrêmes, peuvent être jusqu'à 3 fois plus élevées.
- ✱ **Lupoi et al. (2005)** ont étudié 27 modèles différents de pont créés en variant les sections du tablier et des piles, la hauteur des piles et le facteur de comportement. Ces modèles sont établis à partir d'une configuration de base qui est constituée de 4 travées de longueur égale à 50 m et comprend un tablier continu en béton précontraint. Parmi les résultats obtenus de cette étude :
- La probabilité de la rupture des ponts sous chargement différentiel est supérieure à la probabilité de la rupture des ponts sous chargement uniforme.
 - La valeur de probabilité de rupture causée par l'effet de site est supérieure à la probabilité obtenue par l'effet d'incohérence et de passage d'onde.
 - La SVGM affecte grandement la réponse du pont, ce qui à son tour affecte la sécurité de ces structures.
- ✱ **Lou et al. (2005) et Lou (2006)** ont étudié la réponse de deux configurations de ponts spécifiques sous différents types d'excitations uniformes et variables. Le premier pont a deux travées avec une longueur totale de de 74 m. le second est un pont biais à trois travées et de longueur totale de 98 m. parmi ce que les auteurs ont conclus :
- Même pour les ponts courts, la SVGM affectera négativement ou positivement la réponse sismique du pont. Cela est dû à l'influence significative de la composante pseudo-statique.
 - L'utilisation d'un spectre de réponse uniforme sur tous les appuis du pont sans tenir compte de l'effet de site peut sous-estimer la demande sismique.
 - Plus les systèmes sont rigides et plus les propriétés de sol au niveau des appuis sont différentes, plus l'effet de la SVGM est important.

- L'analyse linéaire surestimera considérablement la demande sismique du pont. Afin d'analyser de manière plus réaliste l'effet de SVGGM sur la réponse sismique des ponts, une analyse non linéaire doit être réalisée sous forte excitation sismique.

- ✱ **Burdette et al. (2006, 2008)** : Ils ont réalisé une analyse de l'effet de la SVGGM sur la réponse dynamique d'un pont courbe de longueur de 344 m, et d'un pont droit de la même longueur. Une analyse dynamique non linéaire est effectuée pour les deux ponts en considérant les non linéarités géométriques et matérielles. Cette étude a abouti aux résultats suivants :
 - Dans tous les cas traités, la distribution irrégulière de l'amplification de la réponse correspond au mode supérieur de la structure.
 - Pour le pont courbe la SVGGM peut amplifier les déplacements.
 - La SVGGM réduit considérablement la réponse de la pile ce qui est dû à la complexité du mouvement différentiel. Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser un ensemble de mouvements sismiques générés.
 - L'effet de passage d'onde est moins important que l'effet d'incohérence.
 - L'amplification de la réponse du pont sous l'effet de la SVGGM est liée au niveau d'incohérence.
 - La rigidité du pont affecte de significativement l'amplification de la réponse.

- ✱ **Sextos et Kappos (2009)** ont visé à évaluer la façon dont l'Eurocode 8 ((Eurocode8-2, 2004)) traite la prise en compte de la SVGGM lors de la conception sismique des ponts, et à discuter de solutions de rechange dans les cas où les dispositions existantes n'aboutissent pas à des résultats satisfaisants. Sur la base de l'étude de 27 structures de ponts en mouvement asynchrone, les conclusions suivantes peuvent être tirées :
 - Les dispositions adoptées par l'Eurocode 8-2 sont considérées comme un pas en avant. Les sources de variabilité spatiale sont suffisamment prises en compte, chacun d'entre eux est pris en considération et une méthode de référence rigoureuse (Der Kiureghian et Neuenhofer, 1992) est adoptée.

- L'analyse de la variabilité spatiale doit maintenant être effectuée pour les ponts dont la longueur totale est inférieure à 600 m, ce qui était la limite imposée dans la version précédente du code pour l'examen obligatoire des effets de la variabilité spatiale.
- Une autre amélioration importante introduite dans l'Eurocode 8 est le fait que, l'effet SVGM devrait être considéré même pour les ponts plus courts dans les cas où les conditions du sol varient considérablement entre les supports, un fait qui a été vérifié par toutes les analyses considérées ici, ainsi que d'autres chercheurs (Lou et Zerva, 2005).

- ✿ **Wang et al. (2009)** : Leur but était d'étudier l'influence de la vitesse de propagation des ondes sismiques et de l'incohérence sur la réponse dynamique non linéaire des ponts. Les résultats de cette étude sont :
 - Les mouvements sismiques non-uniformes ont un effet important sur la réponse des ponts longs.
 - Le changement de la réponse dynamique est relié au changement de la vitesse de propagation des ondes sismique et le degré d'incohérence.
 - L'incohérence a un effet direct sur la réponse pseudo-statique (plus grande est l'incohérence, plus la réponse est importante).

- ✿ **Mwafy et al. (2011)** ont choisi un pont existant réalisé à proximité d'une faille sismique importante pour objectif d'étudier l'effet de la SVGM sur le comportement sismique. Ce pont est constitué de 59 travées avec une longueur totale de 2164 m. Les résultats de cette étude sont :
 - L'influence significative de la SVGM sur les caractéristiques dynamiques du pont a été confirmée par les hauteurs.
 - Les auteurs ont remarqué que les effets de passage d'onde et d'incohérence amplifient la demande sismique en déformation et en efforts internes, tout en réduisant ces demandes en d'autres.

- Ils ont aussi conclu que l'évaluation sismique détaillée de ce grand pont nécessite des techniques de modélisation avancées pour déterminer réellement sa réponse sismique complexe.

- ✱ **Konakli et Der Kiureghian (2012)** ont présenté une méthode de simulation de la SVGGM intégrant les effets de l'incohérence, du passage des ondes et de la réponse différentielle du site. Ils ont proposé deux approches. La première est la simulation conditionnelle où les mouvements sont compatibles avec les densités spectrales de puissance d'un mouvement enregistré segmenté et sont caractérisés par une variabilité uniforme à tous les emplacements. Pour la seconde simulation, les mouvements du sol sont conditionnés par l'enregistrement segmenté lui-même et montrent une variance croissante avec la distance du site d'observation. Un exemple de simulation de mouvement est présenté pour un modèle de pont existant. La méthode proposée a été validée en comparant les caractéristiques statistiques des mouvements synthétiques avec les modèles théoriques cibles.

- ✱ **Benmansour et al. (2013)** ont développé une technique pour générer des signaux sismiques variables dans l'espace et le temps. Cette technologie est basée sur la méthode de représentation spectrale mise en œuvre par Shinozuka (1971). Selon cette méthode de simulation du signal sismique développée, le signal différentiel généré peut être obtenu en termes d'accélération, de vitesse ou même de déplacement. Ces derniers peuvent être aussi obtenus par une simple intégration des accélérations.

- ✱ **Adanur et al. (2016)** ont étudié l'influence de la variabilité spatiale du mouvement sismique sur les caractéristiques dynamiques du pont suspendu du Bosphore. Ils ont utilisé des vibrations aléatoires basées sur la méthode d'analyse du spectre et deux méthodes de spectre de réponse. La variabilité spatiale du mouvement du sol prend en compte les effets de l'incohérence, du passage des ondes et de la réponse du site.

En conclusion, ils ont observé que la réponse sismique de la structure pour chaque analyse de vibration aléatoire est directement liée à l'intensité et au contenu en fréquence de la fonction de densité spectrale de puissance utilisée.

- ✿ **Jian Zhong et Jong-Su Jeon (2017) :** Les mouvements du sol en cas de tremblement de terre peuvent varier considérablement sur plusieurs supports de ponts à longue portée, tels que les ponts à haubans, en raison de l'incohérence, du passage des vagues et des effets de réponse du site. Pour étudier la vulnérabilité sismique de ces ponts, une analyse de fragilité est effectuée à l'aide de mouvements du sol spatialement variables. Pour atteindre cet objectif, cette étude choisit un pont à haubans avec la configuration la plus courante en Chine et crée un modèle numérique du pont, qui peut rendre compte de la réponse inélastique de ses multiples composants.

- ✿ **Shiravand et Parvanehro (2019)** ont fourni des résultats de comparaison des ponts à haubans soumis à des excitations différentielles (tenant en compte l'effet de la SVGGM) et uniformes. Leurs résultats indiquent que la réponse du pont peut varier considérablement selon le type de sol.

- ✿ **Derbal (2019) :** L'objectif de ce travail était d'évaluer la sensibilité de la réponse dynamique des structures étendues à la SVGGM. Tous les facteurs de variabilité spatiale du mouvement du sol ont été pris en compte, en particulier l'effet du site. Une méthode a été présentée pour simuler les mouvements spatialement variables du sol sismique. Plusieurs analyses dynamiques d'un viaduc à divers cas de la SVGGM ont été effectuées. Les résultats ont montré que les signaux sismiques générés sont fortement conditionnés par l'effet du site local. La réponse dynamique du viaduc est très sensible à la variation des conditions géologiques locales du site. La négligence de l'effet de site dans l'analyse dynamique donne lieu à une sous-estimation significative de la demande sismique de la structure.

- ✿ **Zhang-Liang Hu, Biao Wei (2020)** : Cette étude s'est concentrée sur l'influence du SVGGM sur la vulnérabilité d'un pont à haubans à pylône ultra-haut. L'analyse de la vulnérabilité des composants et du système du pont avec des contraintes longitudinales et des systèmes structurels flottants a été réalisée, en tenant compte de neuf combinaisons de passages de vagues, de sites et d'effets d'incohérence. Les résultats générés par ces combinaisons ont montré que les composants et les systèmes de ponts ont subi les plus grands dommages dans des conditions où le sol passe de ferme à mou et avec le coefficient d'incohérence le plus faible. De plus, par rapport à une excitation uniforme, les probabilités de dommages dans une structure de contrainte longitudinale ont diminué, tandis qu'une structure flottante s'est avérée plus menacée.
- ✿ **Chouw (2022)** : Cette étude traite le comportement des ponts avec sol porteur sous charges dynamiques. La structure du pont peut être décrite comme un système à un seul degré de liberté, plusieurs degrés de liberté ou un infini de degrés de liberté. La relation entre la charge et la réponse dynamique du pont est soulignée. La conséquence d'une charge dynamique pour l'intégrité du pont est décrite. En cas de tremblements de terre, en fonction de la variation spatiale de l'état du sol le long du pont, des excitations du sol variables dans l'espace peuvent avoir un impact significatif sur l'intégrité du pont. Des mesures d'atténuation pour faire face aux grands mouvements relatifs entre les éléments adjacents des structures du pont ont été discutées.

I.4 Prise en compte de la SVGGM dans la réglementation parasismique des ponts

Malgré des recherches substantielles au cours des dernières décennies pour quantifier l'effet du SVGGM sur la réponse dynamique des ponts et l'intérêt majeur et pratique dans ce domaine de recherche, le caractère multiparamétrique et la complexité du problème n'ont pas encore permis l'élaboration des critères de conception spécifiques dans la plupart des codes modernes.

En conséquence, l'effet potentiel de l'excitation différentielle n'est que partiellement pris en considération. En particulier, la plupart des codes modernes traitent le problème indirectement et uniquement selon les codes Américains et Japonais (AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996 ; ATC : Applied Technology Council, 1996 ; et Japan Road Association, 2002 cités par Sextos et Kappos, 2009) sur la base des dispositions sur la longueur des repos d'appuis.

Face à ces difficultés, l'Eurocode 8, dans sa partie dédiée aux ponts, présente pour la première fois une méthode pour simplifier la conception des ponts sous l'influence du SVGSM. Il fournit également des procédures de calcul analytique dans une annexe informative. Le premier code parasismique algérien des ouvrages d'arts, récemment édité, (RPOA 2008: Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art, 2008), propose aussi une approche équivalente permettant d'inclure l'effet de la SVGSM dans le calcul dynamique des ponts.

I.4.1 Présentation de quelques normes basées sur le concept de la valeur du repos d'appui minimal

I.4.1.1 AASHTO & ATC 1996

Selon le code AASHTO, les valeurs de déplacement sismique de conception peuvent être déterminées à partir de toute analyse dynamique du pont, tant que la méthode d'analyse est acceptable. L'AASHTO spécifie également la longueur statique minimale de repos d'appuis aux deux extrémités de la poutre. [Benmansour, 2013]

$$N_s(\text{en mm}) = \begin{cases} (203 + 1.67L + 6.66H). (1 + 0.000125\alpha^2) & \text{Pour SPC A et B} \\ (305 + 2.50L + 10.0H). (1 + 0.000125\alpha^2) & \text{Pour SPC C et D} \end{cases} \quad (\text{I.1})$$

Avec :

L : est la longueur du pont (en m).

H : est la hauteur de la colonne (en m).

α : est l'angle d'inclinaison des supports (en degrés).

Une expression similaire pour la longueur de repos d'appui N_s est fournie par l'ATC :

$$N_s(\text{en mm}) = \left[0.10 + 0.0017L_j + 0.007H_j + 0.05\sqrt{H_j} \cdot \sqrt{1 + \left(2\frac{B}{L_j}\right)} \right] \cdot \frac{1+1.25F_v S_1}{\cos \alpha} \quad (\text{I.2})$$

Avec :

L_j : est la distance entre les joints.

H_j : est la hauteur la plus importante des piles situées entre les joints.

B : est la largeur de la superstructure.

F_v : est le coefficient de site.

S_1 : est l'accélération spectrale équivalente à une période de 1 seconde.

Dans l'expression (I.2), le rapport $\frac{B}{L_j}$ ne doit pas dépasser $\frac{3}{8}$. En outre, il est recommandé que si les conditions géotechniques sont variables entre les appuis, l'analyse dynamique spectrale devrait être conduite en utilisant l'enveloppe des différents spectres de réponse correspondant aux supports du pont.

I.4.2 Code japonais (Japan Road Association, 2002)

Il propose d'estimer la longueur de repos d'appui comme suit : [Benmansour, 2013]

$$N_s(\text{en cm}) = U_R + U_G \geq 70 + \frac{L_t}{2} \quad (\text{I.3})$$

Avec :

U_R : est le déplacement différentiel entre la superstructure et l'infrastructure (en cm)

U_G : est le déplacement relatif du sol dû aux déformations du sol entre les piles (en cm).

L_t : est la longueur de la travée (en m).

Une approche de conception plus détaillée est également proposée dans les directives de conception sismiques des structures ferroviaires (Japan Society of Civil Engineers 2000, cité par Sextos et Kappos, 2009), où l'effet de passage d'onde, aussi bien que les irrégularités géologiques, sont considérés en utilisant des formules empiriques.

I.4.3 Méthode simplifiée de l'Eurocode 8

Également, l'Eurocode 8 partie 2 (Ponts), prescrit une valeur du repos d'appui minimal permettant d'assurer la fonction d'appui sous les déplacements relatifs extrêmes qui peuvent résulter de la SVGGM. Cependant, le développement le plus important dans ce code est qu'il fournit une démarche claire et détaillée pour considérer l'effet de la SVGGM dans le dimensionnement des ponts. La démarche proposée par l'Eurocode 8 est exposée en § 3.3.

L'Eurocode 8 reconnaît que la SVGGM devrait être considérée dans la conception des ponts continus lorsque l'une ou les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- La longueur totale du pont est supérieure à une longueur limite $L_{lim} = L_G/1.5$
Avec L_G : Distance à partir de laquelle les mouvements entre deux appuis sont considérés comme indépendants. Elle est donnée dans le Tableau I.1 avec la distance L_{lim} correspondante.
- Sol changeant de nature le long de l'ouvrage.

Classe du sol	A	B	C	D	E
L_g (en m)	600	500	400	300	500
L_{lim} (en m)	400	333	267	200	333

Tableau I.1: Valeurs L_g et L_{lim} - Variabilité spatiale [Capra & Godreau, 2015]

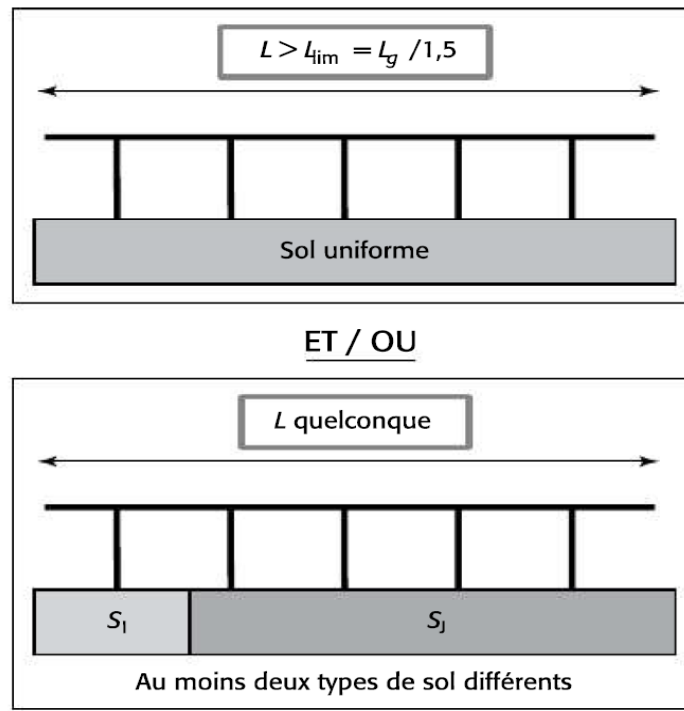


Figure I.4 : Cas d'application de la variabilité spatiale
[Capra & Godreau, 2015]

L'Eurocode 8 Partie 2 (§ 3.3) propose une méthode statique simplifiée pour le calcul des sollicitations. On définit deux ensembles de déplacements horizontaux des appuis A et B. Ces déplacements relatifs doivent être appliqués à toutes les fondations du ponts (1 à n) dans chaque direction d'analyse. Lorsque celle-ci sont modélisés par des ressorts, ce déplacement doit être imposé de manière statique aux nœuds de liaisons de ces ressorts avec le sol.

- ✱ **Ensemble A :** Cet ensemble se compose des déplacements relatifs suivants imposés dans le même sens à chacune des piles :

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g} \quad (\text{I.5})$$

Avec :

i : Numéro de support

d_g : le déplacement de calcul au niveau du sol, correspondant au type de sol de fondation du support. Il est estimé à l'aide de l'expression suivante :

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (\text{I.6})$$

L_i : Distance horizontale entre le support i et un support de référence $i = 0$ pouvant être choisie au droit de l'un des supports de l'extrémité.

a_g : L'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A.

S : Paramètre du sol.

T_C : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale.

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

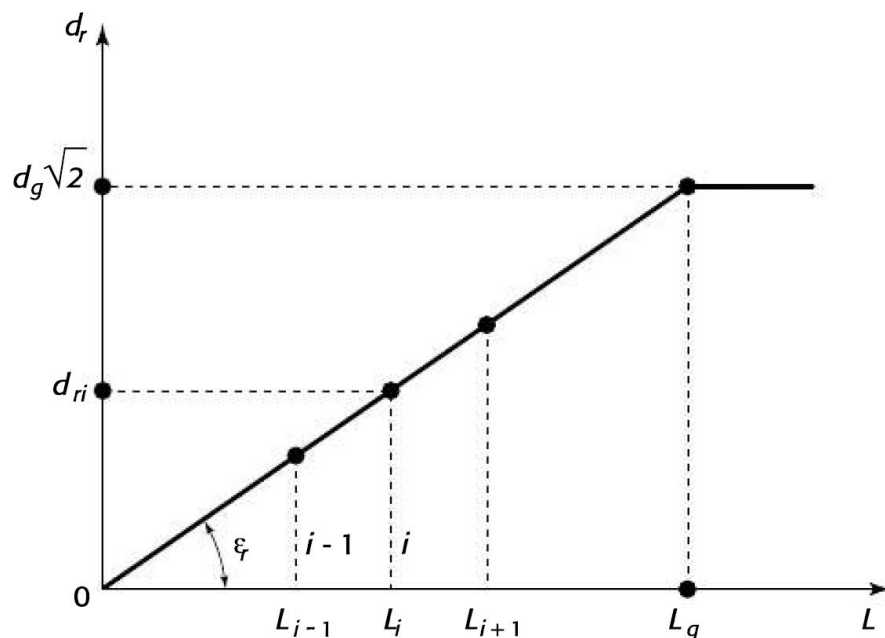


Figure I.5: Série de déplacement A (Cas d'un sol homogène) [Capra & Godreau, 2015]

Remarque 1 : Ces déplacements relatifs doivent être appliqués avec le même signe (+ ou -) à tous les supports de ponts (1 à n). Nombre de cas considérés : 2 Directions (longitudinale et transversale) * 2 signes = 4 Cas d'étude.

Remarque 2 : Dans le cas de la direction transversale, pour un sol homogène (même classe) et un tablier de longueur inférieure à L_g , l'ensemble A correspond à une rotation d'angle ε_r du pont avec son sol de fondation. Cela n'induit donc aucun effort supplémentaire. Ce ne sera pas le cas si le sol, donc L_g change localement.

- Ensemble B :** Cet ensemble couvre l'influence des déplacements du sol se produisant dans des directions opposées au droit de piles adjacentes. On considère des déplacements Δd_i de tout support intermédiaire i (>1) par rapport à ses supports adjacents $i-1$ et $i+1$ considérés comme fixes :

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{av,i} \quad \text{et} \quad \varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g} \quad (\text{I.7a, b})$$

Avec :

$\beta_r = 0.5$ lorsque les trois supports reposent sur le même type de sol.

$\beta_r = 1$ lorsque l'un des trois supports repose sur un sol différent des deux autres.

En cas de changement de type de sol entre deux supports, il convient d'utiliser la valeur minimale de L_g pour calculer ε_r

$L_{av,i}$: Moyenne des distances $L_{i-1,i}$ et $L_{i,i+1}$ du support intermédiaire i par rapport aux supports adjacents.

Pour les supports d'extrémité (Culée C_0 et C_n) : $L_{av,0} = L_{0,1}$ et $L_{av,n} = L_{n-1,n}$

L'ensemble B comprend la configuration suivante de déplacements absolus imposés avec un signe opposé au droit des supports adjacents i et $i+1$, pour $i=0$ à $n-1$:

$$d_i = \pm \frac{\Delta d_i}{2} \quad \text{et} \quad d_{i+1} = \pm \frac{\Delta d_{i+1}}{2} \quad (\text{I.8})$$

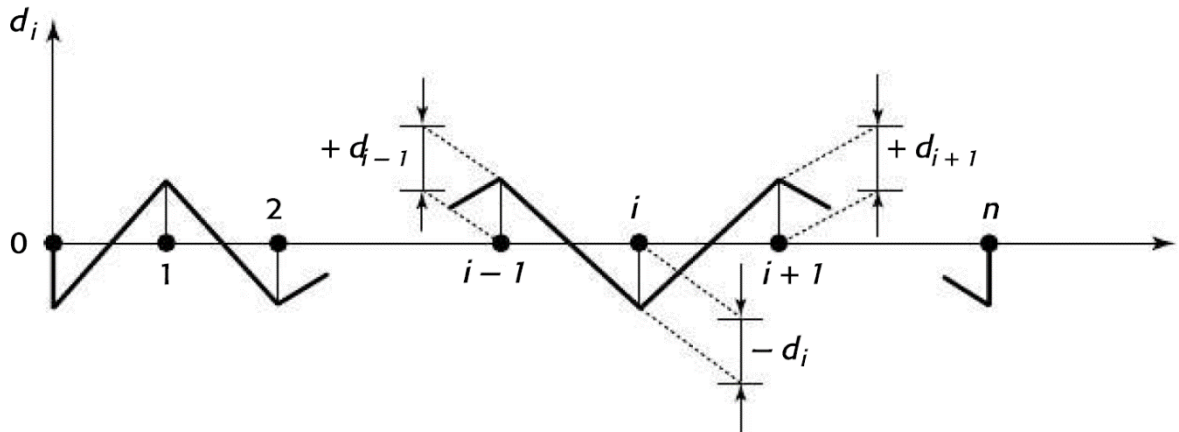


Figure I.6 : Série de déplacement B [Capra & Godreau, 2015]

Remarque : Pour chaque direction (longitudinale et transversale), les deux situations alternées sont à étudier $d_i = \pm \frac{\Delta d_i}{2}$. Nombre de cas à considérer : 2 directions * 2 signes = 4 cas d'étude.

Dans l'Eurocode 8, la valeur du repos d'appui minimal dépend aussi des déplacements sismiques différentiels. Selon ce code cette valeur se calcule par la formule suivante [CEN, 2005b] :

$$N_s = b_0 + d_{eg} + d_{es} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

b_0 : La longueur minimale d'appui définie.

d_{eg} : le déplacement effectif des deux parties, dû à la variation spatiale du déplacement sismique du sol. Il est donné par :

$$d_{eg} = \varepsilon_e L_{eff} \leq 2d_g \quad (\text{I.10})$$

$$\text{Avec :} \quad \varepsilon_e = \frac{2d_g}{L_g} \quad (\text{I.11})$$

L_{eff} : la longueur effective du tablier, prise comme la distance entre le joint de séparation du tablier concerné et la connexion rigide la plus proche entre le tablier et la structure sous-jacente.

Si le tablier est entièrement connecté à un groupe de plus de deux piles, alors L_{eff} doit être considérée comme la distance entre l'appui et le centre du groupe de piles. Dans ce contexte, le terme « connexion rigide » désigne l'assemblage du tablier ou d'un tronçon de tablier à un élément de la structure sous-jacente, soit de manière monolithique, soit par l'intermédiaire d'appareils d'appui fixes, d'attelages sismiques ou de dispositifs de transmission des chocs, ne comportant pas de fonction de limitation des forces.

Lorsque le pont se situe à une distance inférieure à 5 km d'une faille sismique active connue, capable de produire un événement sismique d'une magnitude supérieure à 6.5, et à défaut d'une étude sismologique spécifique, il convient que la valeur de d_{eg} à utiliser soit prise égale au double de la valeur donnée dans l'expression (I.10).

d_{es} : Le déplacement sismique effectif du support dû à la déformation de la structure.

Pour des tabliers connectés à des piles, soit de manière monolithique, soit par des appareils d'appui fixes agissant comme des attelages sismiques complets : $d_{es} = d_{ed}$

Avec :

d_{ed} : La valeur de calcul totale du déplacement longitudinal dans la situation sismique de calcul.

Pour des tabliers connectés à des piles ou à une culée, par des attelages sismiques dont le jeu est égal à s :

$$d_{es} = d_{ed} + s \quad (\text{I.12})$$

I.4.4 Méthode simplifiée du RPOA 2008

La sévérité du risque sismique permanent en Algérie, notamment dans les régions du nord du pays, et l'importance des investissements réalisés ou prévus dans les ouvrages d'art au cours de la dernière décennie, soulignent la nécessité d'un code parasismique national pour la protection des ouvrages d'art. En effet, le ministère des travaux publics a fourni le secteur un premier code des règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) en 2008. Dans ce règlement il est clairement indiqué que l'action sismique à prendre en compte dans les calculs des ponts est composée d'un mouvement uniforme et d'un déplacement différentiel entre les points liés au sol, dans chacune des trois directions spatiales.

Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et les caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Selon le RPOA, l'effet de la SVGM est généralement négligeable pour les ouvrages courants. Toutefois son effet doit être examiné lorsqu'une des conditions suivantes est vérifiée :

- Le pont franchit une faille active, (a)
- Les appuis sont fondés sur des sols très différents, (b)
- La longueur du pont est très importante, (c)

Dans la méthode simplifiée du RPOA (2008), les déplacements différentiels sont pris en compte d'une façon statique. Il est recommandé d'effectuer en premier lieu une étude dynamique de la structure sous mouvement sismique uniforme en utilisant une analyse spectrale monomodale ou multimodale. La deuxième étape consiste à réaliser une analyse pseudo-statique de la structure basée sur un modèle des déplacements différentiels imposés aux appuis du pont. Enfin, les deux résultats sont combinés.

Sur un site sans discontinuité mécanique marquée, le déplacement différentiel maximal d entre deux points j et k distants de d_{jk} est donné par [RPOA, 2008] :

$$d = \eta A g d_{jk} \quad \text{pour} \quad d_{jk} < L_M \quad (\text{I.13})$$

$$d = A g D_M \sqrt{2} \quad \text{pour} \quad d_{jk} \geq L_M \quad (\text{I.14})$$

$$\eta = \frac{D_M}{L_M} \sqrt{2} \quad (\text{I.15})$$

Avec :

A : le coefficient d'accélération de zone

g : l'accélération de la pesanteur

L_M : La distance au-delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

D_M : Le déplacement absolu horizontal ; il est donné pour une accélération unité (1m/s^2).

Le Tableau I.2 donne les valeurs de L_M , D_M et V_s (vitesse de propagation de l'onde de cisaillement) pour les quatre types de site S_1 à S_4 [RPOA, 2008].

Classe du sol	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
V_s (m/s)	≥ 800	400 - 800	200 - 400	≤ 200
L_M (m)	600	500	400	300
D_M (H) (m)	0.03	0.05	0.07	0.09
D_M (V) (m)	0.02	0.04	0.06	0.08

Tableau I.2 : Valeurs de L_M et D_M [RPOA, 2008]

Les valeurs de η selon le site sont données dans le tableau I.3 suivant :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$10^4 \times \eta$ (H)	0.7	1.4	2.5	4.2
$10^4 \times \eta$ (V)	0.5	1.1	2.1	3.8

Tableau I.3 : Valeurs de η [RPOA, 2008]

Dans le cas où les deux points appartiennent au même type de site, mais sont situés de part et d'autre d'une discontinuité topographique accusée (vallée), en l'absence d'une démarche appropriée définie, la valeur de d est à majorer de 50%.

Dans le cas où les deux points sont situés de part et d'autre d'une discontinuité mécanique (faille), le déplacement différentiel d est calculé par l'équation (I.16) [RPOA, 2008] :

$$d = Ag \sqrt{D_{M,1}^2 + D_{M,2}^2} \quad (\text{I.16})$$

Avec :

$D_{M,1}$ et $D_{M,2}$: sont respectivement les déplacements absolus au niveau des deux supports 1 et 2.

Une fois le déplacement différentiel est calculé entre les extrémités du pont, on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement en chacun de ses points d'appui, en bloquant une extrémité et en imposant à l'autre le déplacement différentiel calculé, tandis que les appuis intermédiaires subissent un déplacement proportionnel à la distance à l'extrémité bloquée. La Figure I.7 fournit un exemple de pont avec quatre supports soumis à des déplacements différentiels d .

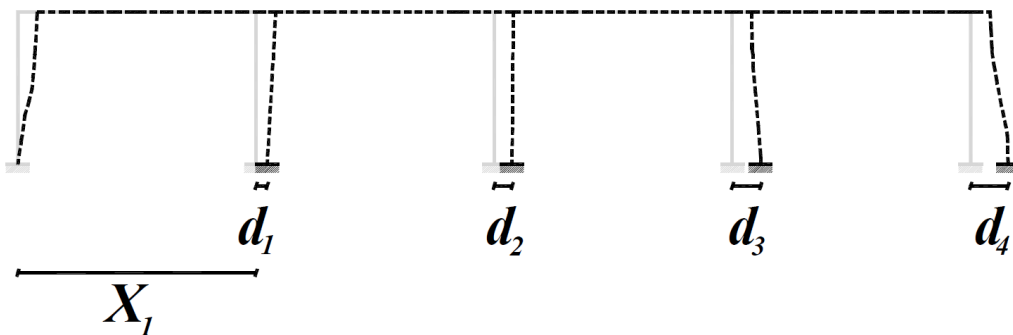


Figure I.7 : Exemple de pont soumis au déplacement différentiel du sol d [Benmansour, 2013]

Quand le pont franchit une discontinuité mécanique (faille), on calcule le déplacement différentiel entre les deux points d'appui successifs qui encadrent la discontinuité et l'on applique à l'ouvrage un champ de déplacements imposés statiquement aux points d'appui, tels que tous les points d'appui d'un côté de la discontinuité soient bloqués et que tous ceux de l'autre côté subissent un déplacement égal au déplacement différentiel calculé.

Si le pont franchit plus d'une discontinuité mécanique, on procède comme ci-dessous successivement pour chaque discontinuité.

Dans le RPOA 2008, l'effet du déplacement différentiel d est introduit également dans la valeur du repos d'appui minimal. Cette valeur peut être évaluée comme suit [RPOA, 2008] :

$$N_s = b_0 + d + D \quad (\text{I.17})$$

Avec :

b_0 : La longueur minimale d'appui assurant la transmission en toute sécurité de la réaction verticale statique, avec un minimum de 40 cm.

D : Le déplacement du tablier au niveau de l'appui dû à la déformation de la structure.

I.5 Conclusion

Dans ce premier chapitre, une description de la variabilité spatiale du mouvement sismique a été établie. Un aperçu sur les travaux antérieurs sur la SVGGM a été exposé. Un intérêt particulier a été donné aux travaux qui traitent l'application de la SVGGM sur des structures. La prise en compte de la variabilité spatiale du mouvement sismique dans la réglementation parasismique a été détaillée en particulier, les méthodes simplifiées données par l'Eurocode 8 et le RPOA 2008.

Dans le chapitre suivant, nous allons procéder à une présentation de l'ouvrage étudié. Une étude sismique de cet ouvrage sous un chargement dynamique différentiel sera entamée.

Chapitre II.

Présentation de l'Ouvrage

II.1 Introduction

La conception des ponts s'inscrit souvent dans une démarche globale de projet ferroviaire, prenant en compte des contraintes environnementales et fonctionnelles de plus en plus fines à chaque niveau d'échéancier. Les quatre phases principales d'un projet, Etude Préliminaire, Conception Préliminaire, Conception et Construction, correspondent aux phases suivantes du pont : la sélection et le prédimensionnement de la série de solutions, suivis de la conception préliminaire de l'art, du projet et la réalisation finale. Selon l'environnement, le choix de la structure affecte le projet lui-même.

La stabilité de l'ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux (piles, poutres, pieux, etc.) à diverses sollicitations (compression, flexion, etc.) qui dépendent du type de matériau utilisé, de ses dimensions et de ses propriétés. Ainsi, pour le calcul des éléments constitutifs du viaduc, nous nous basons sur les réglementations et méthodes connues (RPOA 2008, Eurocode 8), qui reposent sur la connaissance du matériau (béton et acier) et des dimensions et armatures des éléments résistants de la structure.

Dans cette section, nous présentons le viaduc étudié dans ce projet de fin d'étude, qui est un viaduc mixte conçu pour une ligne ferroviaire à doubles voies électrifiées reliant Oued Tlelat/Tlemcen. L'ouvrage étudié est le plus grand viaduc en Algérie. Il représente un enjeu majeur de modélisation tridimensionnelle, vu de sa complexité, les hauteurs des piles, les tabliers multiples reposant sur un nombre différent des piles et sa longueur totale de 1780 m.

II.2 Présentation du viaduc

Le viaduc du PK 96+828 est situé sur le dernier tronçon de la ligne ferroviaire Oued Tlelat/Tlemcen, d'une longueur totale de 1780 m et d'une hauteur maximale de piles de 114 m.

Le viaduc se compose de 16 travées d'une longueur entre de 85m et 130 m et de 15 piles d'une hauteur comprise entre 19 et 114 m.

Les fondations des piles (superficielles/puits) ont un plan circulaire et sont généralement des fondations profondes constituées de puits. Le support d'excavation nécessaire à la construction du puits a été délégué à des murs de pieux d'un diamètre de 1,2 m.

Le diamètre de la zone d'intérêt pour la fouille est d'environ 20 à 30 m plus grand que le diamètre de la fondation.

La structure se compose de 5 ponts dont :

- 1 Tablier continu, 4 travées : $L = 95 + 130 \times 2 + 95m$ [Tablier 1]
- 1 Tablier isostatique : $L = 85m$ (Portée inerte) [Tablier 2]
- 1 Tablier continu, 7 travées : $L = 95 + 130 \times 5 + 95m$ [Tablier 3]
- 1 Tablier isostatique : $L = 85m$ (Travée inerte) [Tablier 4]
- 1 Tablier continu avec 3 travées : $L = 95 + 130 + 95m$ [Tablier 5]

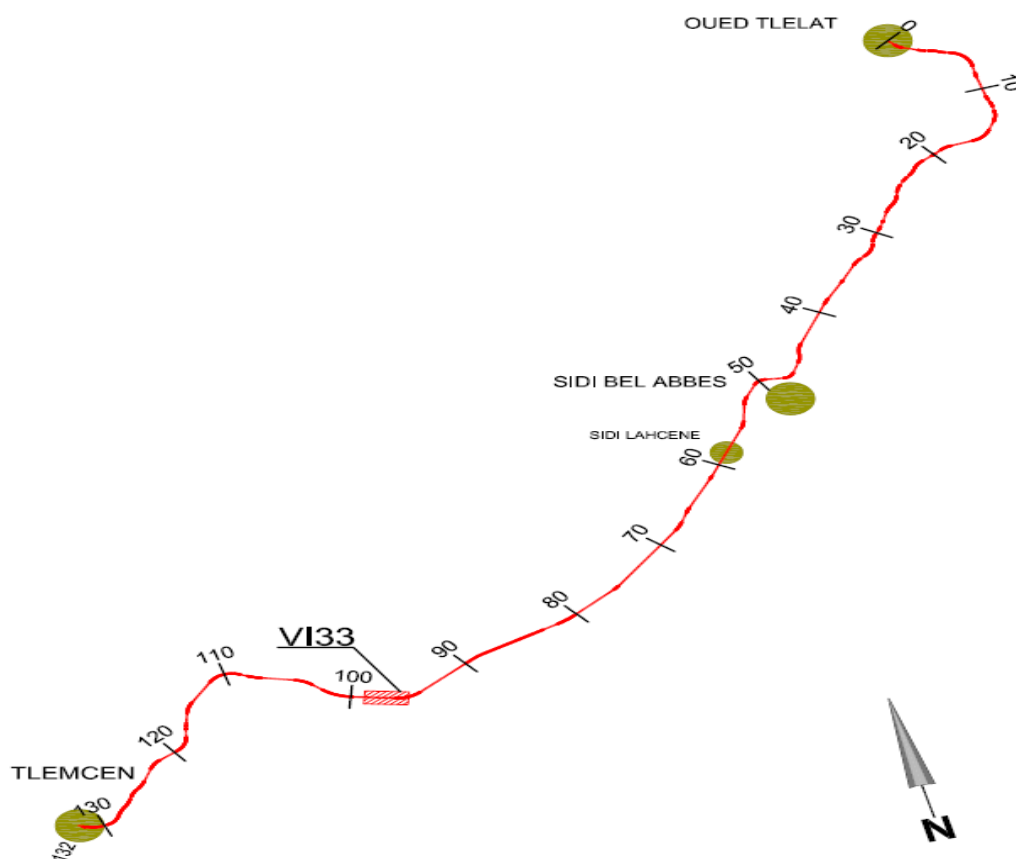


Figure II.1 : Plan de situation du viaduc [ANESRIF, 2011]

II.3 Localisation du projet

Le projet en question se situe entre Oued Tlélat-Tlemcen (Figure II.1), plus précisément du PK 096+828 à PK 098+828 de longueur égale à 130 m.

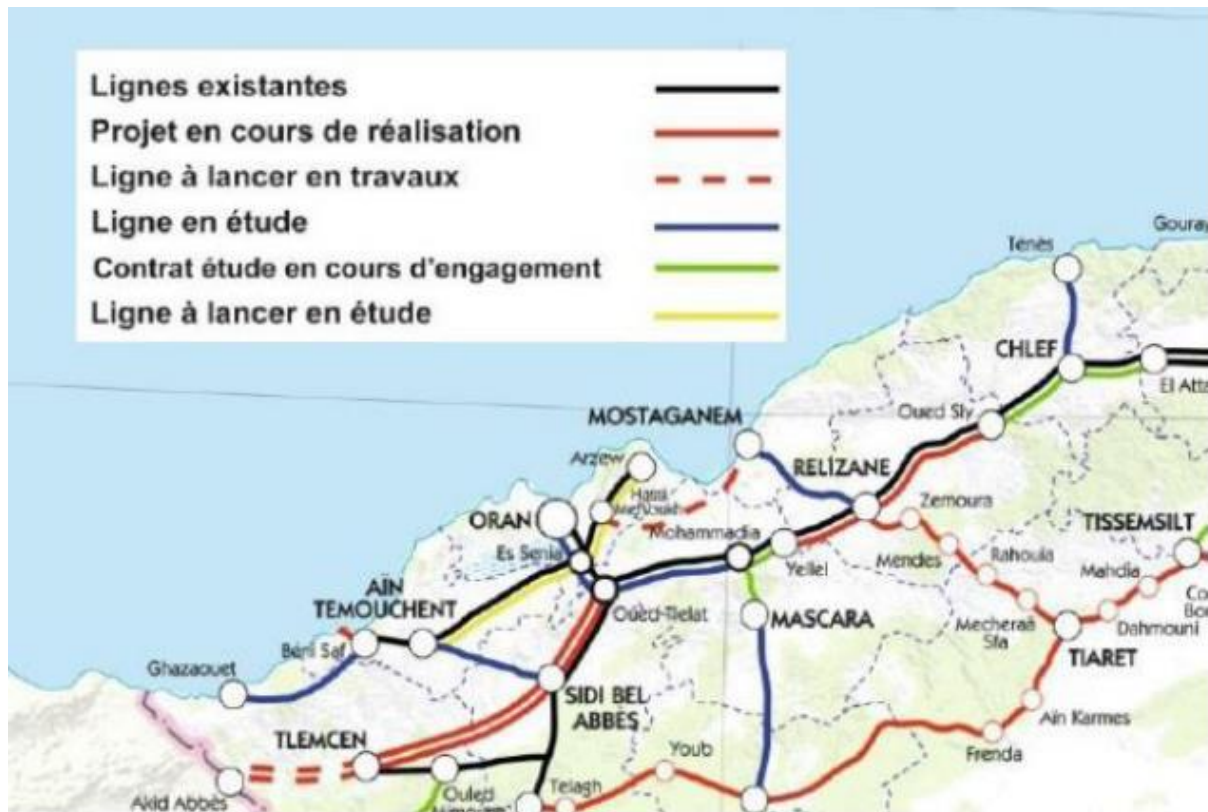


Figure II.2 : Plan de situation



Figure II.3 : Viaduc PK 96-828 [ANESRIF, 2011]

II.4 Conception générale

Cette structure est caractérisée par une ossature métallique et des dalles en béton armé combinées par des connecteurs qui empêchent les dalles de glisser et de se soulever par rapport à l'ossature. Ce type de pont est considéré comme l'une des meilleures options pour les zones urbaines ou les zones nécessitant des fondations profondes.

II.4.1 Tracé en plan

Le contour du pont est obtenu en projetant tous les points de ce pont sur le plan horizontal.

Il s'agit d'une série de lignes droites et d'arcs reliés entre eux en reliant progressivement des courbes.

Les caractéristiques des éléments qui composent le plan d'étage doivent assurer des conditions confortables et stables, qui sont données directement dans les codes du bâtiment.

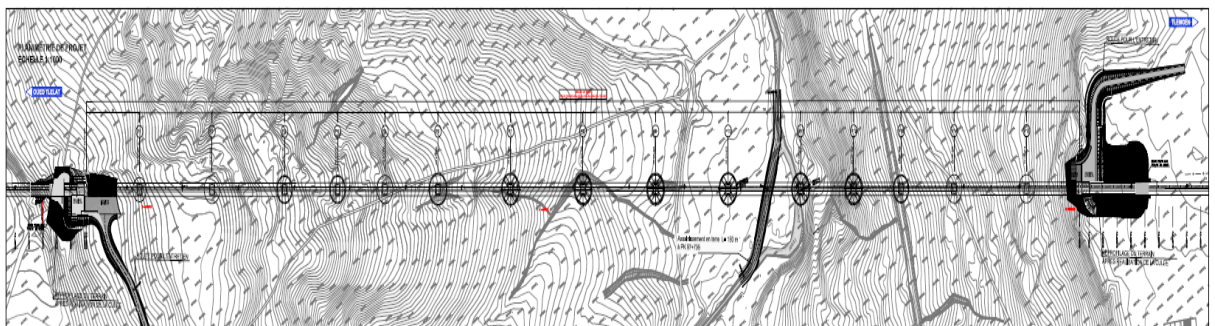


Figure II.4: Tracé en plan [ANESRIF, 2011]

II.4.2 Profil en long

Le profil en long d'un pont est une ligne continue obtenue par l'exécution d'une coupe longitudinale fictive, donc il exprime la variation de l'altitude de l'axe de ce pont en fonction de l'abscisse curviligne.

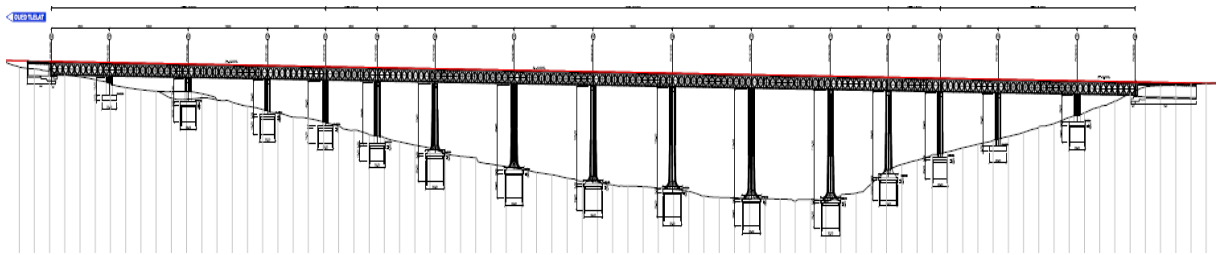


Figure II.5 : Coupe longitudinale [ANESRIF, 2011]

II.4.3 Profil en travers

Dans la conception des ponts, une section transversale est représentée par une section perpendiculaire à l'axe du tablier de la surface définie par tous les points représentatifs de cette surface.

Les sections transversales peuvent être liées à un terrain naturel ou à des projets. Généralement, la topographie naturelle et le projet sont représentés sur un même document, ce qui permet de bien percevoir l'intégration du projet au milieu naturel.

II.4.4 Topographie

La topographie des ouvrages d'infrastructure à haut risque telles que les ponts est particulièrement exigeante. Dans le domaine des travaux de topographie de ponts, des précisions extrêmement élevées sont souvent nécessaires pour les mesures de base, ainsi que pour les travaux d'implantation, de contrôle de construction et de déformation.

On doit utiliser des concepts topographiques à haute performance, des systèmes de monitoring très précis et des instruments de mesure géodésiques et géotechniques modernes pour assurer une construction sûre des ponts.

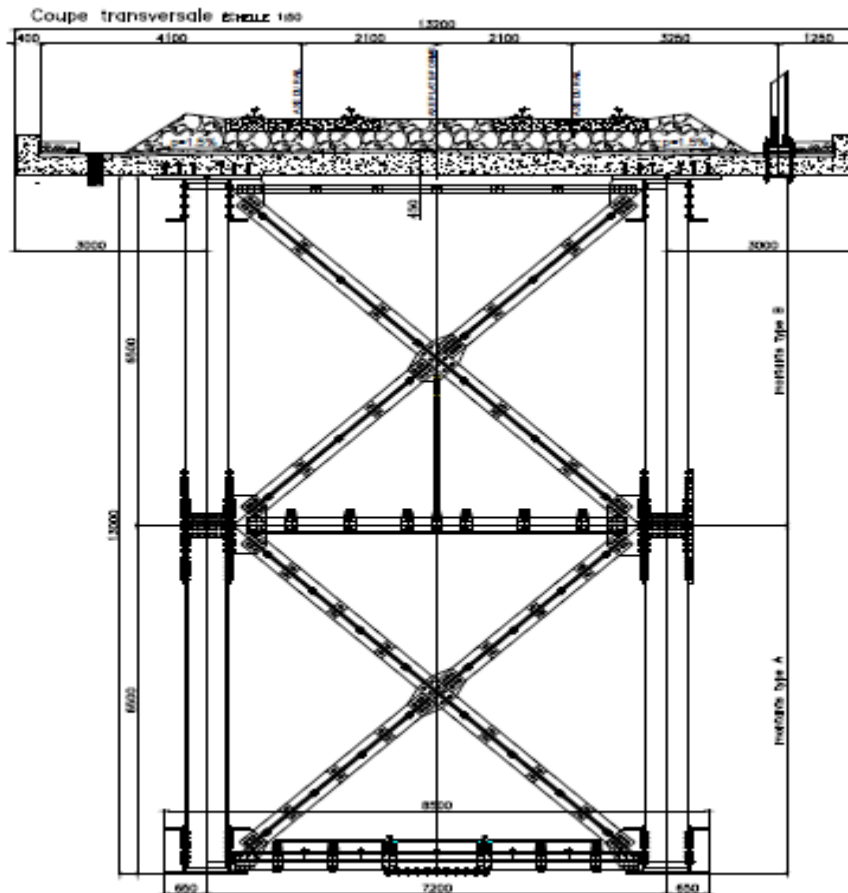


Figure II.6 : Coupe transversale [ANESRIF, 2011]

II.5 Caractéristiques du sol étudié

La reconnaissance au sol est une opération délicate. On doit se rendre compte que, pour établir une fondation, les propriétés du sol, sa résistance, il faut descendre jusqu'à la profondeur à laquelle la fondation est établie.

Le but de l'étude est de prélever des échantillons du sol, non seulement les couches sur lesquelles les fondations doivent être construites, mais également les couches inférieures pouvant entraîner le tassement de la structure.

II.6 Classification du pont

Les ponts sont classés d'après le RPOA (2008) comme le montre le Tableau II.1. Le présent pont est classé stratégique, donc groupe 1.

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont Important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Tableau II.1 : Classification des ponts [RPOA, 2008]

II.7 Caractéristiques géométriques du viaduc

Dans les ponts mixtes, le tablier est constitué de dalles en béton armé qui reposent sur des poutres métalliques. Dans les deux cas, les dalles sont reliées aux semelles supérieures de la poutre par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est d'empêcher le tablier d'être en relation de l'ensemble.

II.7.1 Tabliers

Les principales caractéristiques des plates-formes ferroviaires sont :

- Largeur hors tout 13,2 m.
- Deux voies avec une distance de 4,2 m entre axes.
- Deux poutres en treillis de hauteur constante de 13,0 m et d'axe espacé de 7,2 m.
- Dalles en béton armé de différentes épaisseurs (45 cm).

II.7.2 Piles

Les piles qui soutiennent le viaduc exceptionnel sont au nombre de 15, leur forme ne provient pas d'un simple désir esthétique, même si elles s'incorporent assez bien dans le paysage. Ces piles ont été conçues de cette manière pour résoudre certains problèmes dus à la dilatation thermique, au vent et à l'inertie.

Elles ont une particularité puisque la géométrie des 15 piles est différente, elles sont creuses et ont une forme en losange tronqué, qui n'est pas linéaire, chaque côté est le même. Cette forme est novatrice, leur base ressemble à une forme arrondie pour les piles élance. Les piles du viaduc culminent chacune à une hauteur différente (Tableau II.2).

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15
Hauteur (m)	19	24.5	35.5	46.5	64	73.5	89.5	102	106	114	114	89	67	54.5	28

Tableau II.2 : Hauteurs des piles du viaduc VI-33

La 10^{ème} et 11^{ème} piles et son atteignent une hauteur de 114 m. Cette forme permet au tablier d'avoir plus de point d'appui et donc de mieux être soutenu. L'inertie de la pile est très importante, Plus l'inertie est élevée, plus le risque de cassure est faible. Sa forme particulière procure à la pile une inertie élevée. La forme des piles est aussi due au vent.

Les piles présentent des sections creuses avec coins arrondis (rayon de 2,40 m) et épaisseurs variables (minimum de 0,60 m) ; les piles P2 et P15 présentent une épaisseur minimum de 0,90 m.

II.7.3 Appareils d'appuis

La fonction de ces appareils est de transférer les charges verticales du tablier vers les appuis, mais également de permettre des mouvements de rotation et de petites déformations horizontales.

Il existe 3 grandes familles d'appareils :

- Acier pour ponts métalliques.
- Ensemble élastomère sous film rétractable : multicouches de tôle acier et résine élastomère.
- Dispositif spécial pour les grands ponts qui peut être fixe, peut être déplacé dans une direction ou dans toutes les directions.

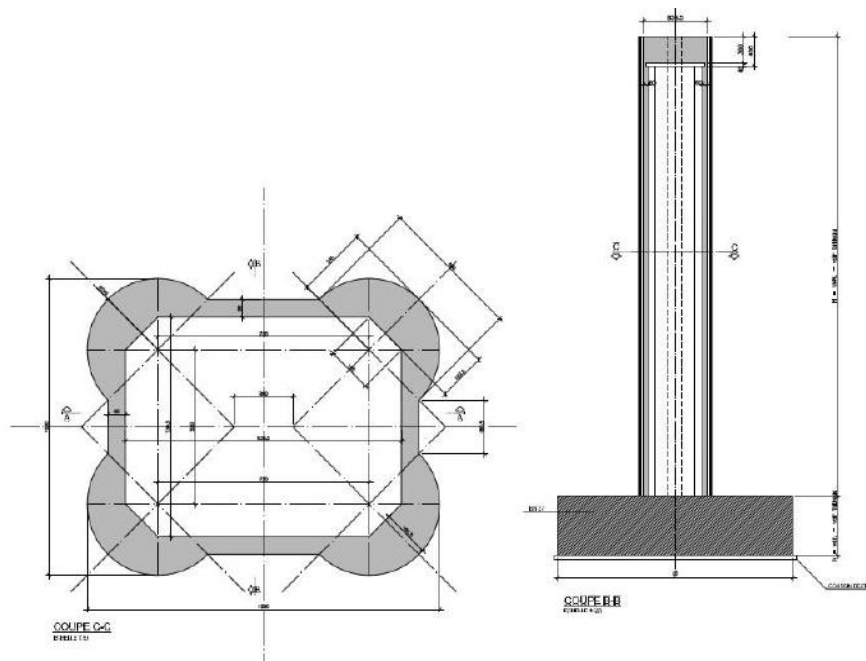


Figure II.7 : Piles de section constantes sur fondations superficielles (P1 / P14)

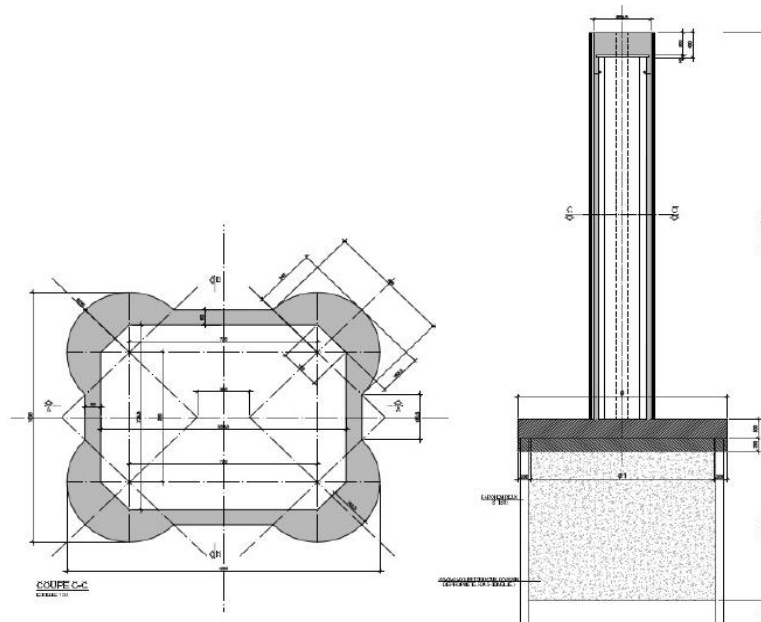


Figure II.8 : Piles à section variable sur fondations profondes en puis (P6/P7/ P8/ P9/P10/ P11/ P12)

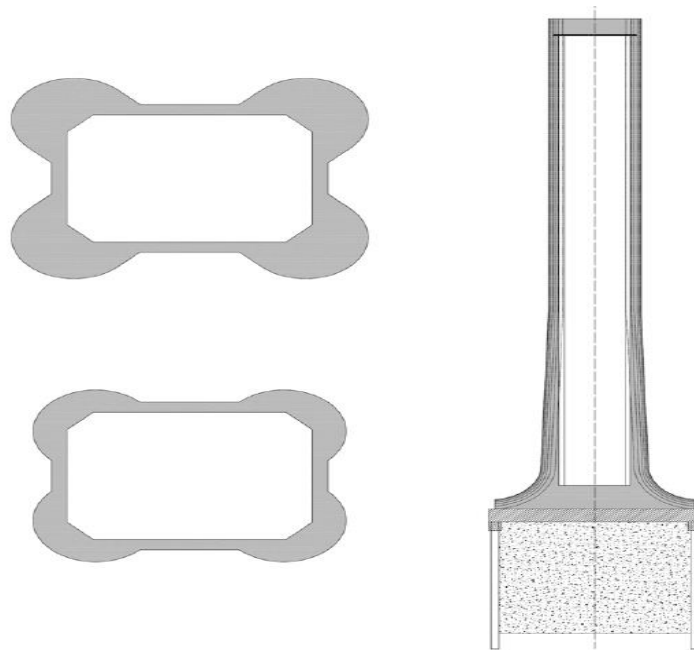


Figure II.9 : Piles à section constante sur fondations profondes en puits (P2 / P3 / P4 / P5 / P13 / P15)

Dans notre cas, on a des appareils d'appui en élastomère fretté de type : Fixe, unidirectionnel, unidirectionnel avec dispositif mécanique, unidirectionnel avec dispositif oléo-dynamique.

La rigidité des appareils d'appui unidirectionnels dans le sens X est : **K= 800 KN/mm**

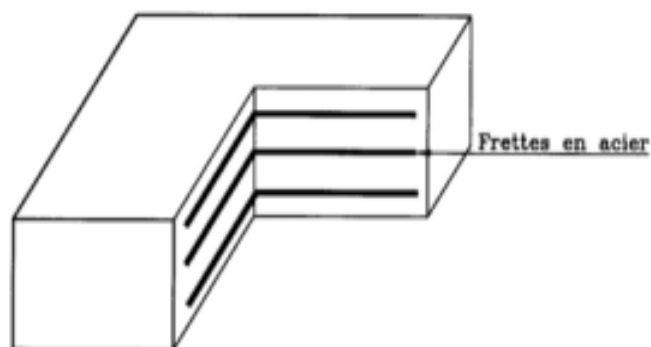


Figure II.10 : Exemple d'appareil d'appuis fretté en acier (Elastomère fretté)

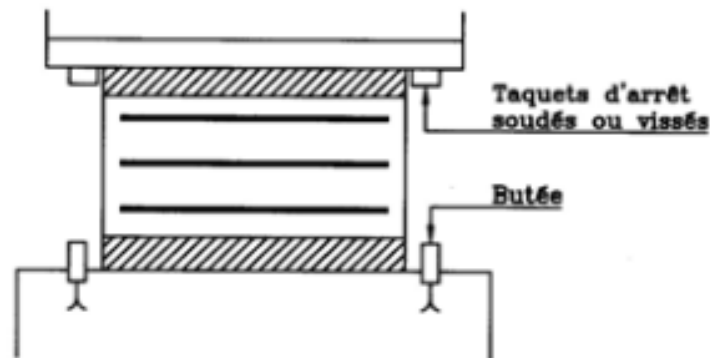


Figure II.11 : Exemple d'appareils d'appui anti-cheminement



Figure II.12 : Exemple d'un appareil d'appui (photo).

II.7.4 Appareil de dilatation des voies

Les matériaux qui composent le pont sont affectés par les changements de température, ce qui les fait se dilater ou se contracter. Si le tablier est empêché de se dilater (à la fois longitudinalement et latéralement), cela crée de fortes contraintes dans le matériau qui peuvent entraîner des fissures pouvant endommager la structure. Les discontinuités longitudinales dues à la dilatation thermique du béton doivent être évitées (coefficient de dilatation thermique $\alpha = 2.10^{-4} \text{ m/m.}^\circ\text{C}$).

Par conséquent, il est nécessaire de permettre à ces expansions de se produire librement. À cette fin, les joints de route sont souvent utilisés sous la forme d'un peigne. Ces joints doivent se trouver aux extrémités du tablier, quel que soit leur type. Pour les tabliers très longs, des joints intermédiaires sont prévus. Les longueurs courantes des tabliers continus sans soudure sont généralement d'environ 500 à 600 m. Elle peut être portée à 900m avec un équipement spécial.

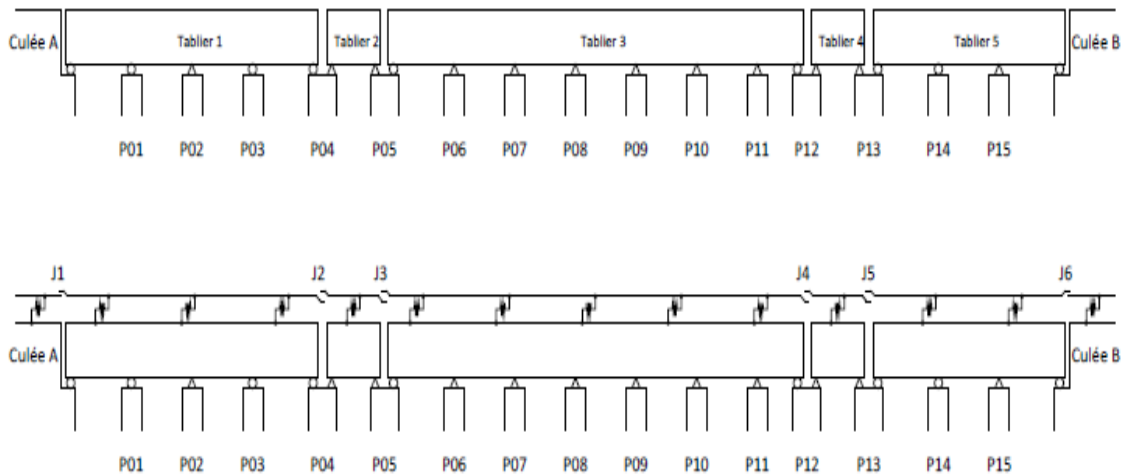


Figure II.13 : Appareils de dilatation

II.8 Environnement géographique du projet

II.8.1 Données climatiques

II.8.1.1 Température

Les données relatives aux stations de Sidi Bel Abbes et Tlemcen (« OFFICE NATIONAL DE LA METERELOGIE / DIRECTION REGIONALE OUEST / DIVISION DE LA CLIMATOLOGIE ») prévoient les valeurs suivantes de température minimales et maximales : $T_{e,min} = -10,0 \text{ °C}$, $T_{e,max} = +50,0 \text{ °C}$

II.8.1.2 Vent et neige

Le viaduc est situé dans la Zone I de vent (Wilaya de Tlemcen) ayant la suivante vitesse de référence :

$V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s}$ (Règlement Neige et Vent "R.N.V. 1999" – Annexe 1)

II.8.1.3 Pluviométrie

L'humidité relative est supposée égale à : **RH = 55%**.

II.8.2 Evaluation des surcharges ferroviaires

Comme il s'agit d'une ligne à deux voies, les actions de circulation ferroviaire sont appliquées en supposant que deux trains miniatures sont capables de charger les deux voies ; par conséquent, le dimensionnement de la structure se traduit par les modèles de charge cités ci-dessous.

II.8.2.1 Modèle de charge LM71

Le modèle de charge LM71 représente les effets statiques dus au trafic ferroviaire standard. Il ne décrit pas la charge réelle. Il a été choisi car ses performances (en tenant compte du balisage dynamique séparément) sont représentatives de l'effet du trafic réel (Figure II.14).

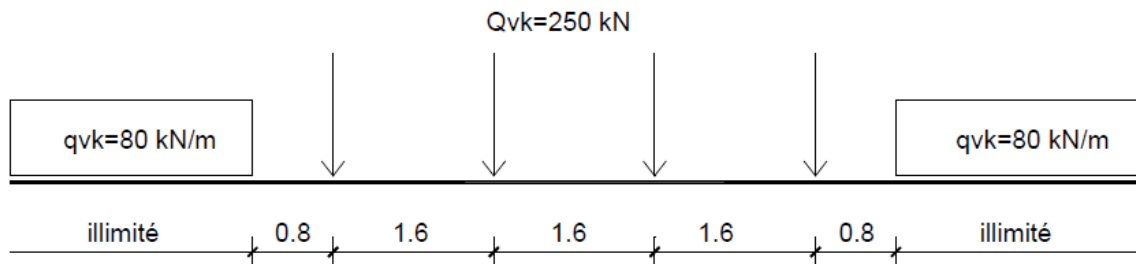


Figure II.14 : Modèle de charge LM71

II.8.2.2 Modèle de charge SW/0

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique des charges verticales sur les poutres continues dues au trafic ferroviaire standard.

La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniforme distants de 5,3 m, chacun d'une longueur de 15 m et d'une valeur de 133 kN/m (Figure II.15).

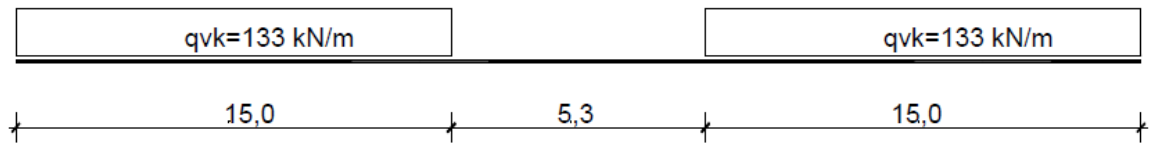


Figure II.15 : Modèle de charge SW/0

II.8.2.3 Modèle de charge SW/2

La charge est caractérisée par deux systèmes de charge uniforme mise en place à 7.0m de distance, chaque système a une longueur de 25 m et une intensité de 150 kN/m (Figure II.16).

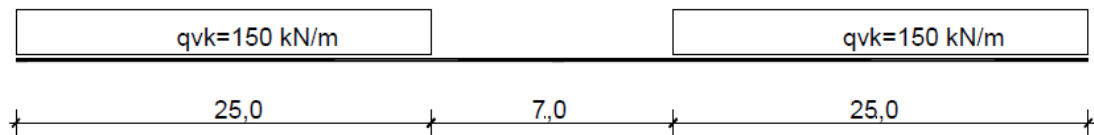


Figure II.16 : Modèle de charge SW/2

II.8.3 Effets dynamiques

La circulation à grande vitesse des trains sur les ponts ferroviaires modifie sensiblement (généralement en les amplifiant), les contraintes et les déformations que subiront les trains s'ils s'arrêtent dans la position la plus défavorable. Ceci est causé par les effets suivants :

- En raison de l'influence de la vitesse de circulation sur la vitesse de chargement de la structure et sur l'inertie de la structure, elle n'est pas prise en compte dans le calcul statique.
- Modifications de la charge des roues dues aux irrégularités de la voie ou des roues et à la déformation du pont.

- L'action d'une série de charges mobiles espacées de manière fondamentalement régulière, qui se traduit dans certains cas par une mise en résonance de la structure lorsque la fréquence d'excitation coïncide avec la fréquence propre de la structure, et que l'excitation dure assez longtemps (trains longs). Dans ce cas, les déformations et les accélérations de la structure augmentent rapidement, particulièrement pour de faibles valeurs de son taux d'amortissement.
- Pour les ponts, la fréquence propre de l'élément est la fréquence correspondant à la déformation permanente.
- Pour les calculs de structure (contraintes, déformations, etc.), ces effets doivent être pris en compte car ils peuvent entraîner :
 - Perte de contact piste/roue,
 - Instabilité orbitale,
 - Sollicitation excessive de la piste,
 - Le tablier est surchargé ou déformé.

II.9 Sismicité du sol

En raison du mouvement rapide du sol lors d'un tremblement de terre, les ponts peuvent osciller verticalement ou horizontalement. Si la sismicité est faible à modérée, les excitations verticales peuvent généralement être absorbées sans problème, car les ponts sont principalement conçus pour les charges verticales (poids propre et charge utile). D'autre part, les incitations horizontales conduisent généralement à toutes les autres actions ; La vulnérabilité est plus grande longitudinalement que latéralement, en particulier les ponts à poutres.

Le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ est celui de la norme NF EN 1998-1 (type 1) avec les suivantes valeurs du coefficient d'accélération fixées dans les Règles Parasismiques Algériennes RPOA / version 2008 :

$A_g = 0,15$ (Zone I pour la Wilaya de Tlemcen)

Avec :

- A_g : accélération de calcul pour un sol de classe A

La reconnaissance géotechnique fixe une classe de sol du type **S3** selon le RPOA 2008 ou classe **C** selon l'Eurocode 8.

Groupe du pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau II.3 : Valeurs du coefficient d'accélération A

II.10 Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et du calcul d'un pont.

II.10.1 Caractéristiques mécaniques du béton

La qualité du béton dépend de la qualité de ces composants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

- Le béton est défini par la valeur de résistance à la compression à 28 jours d'âge.
- Le dosage du béton est de 350 kg/m³.

II.10.1.1 Résistance à la compression

	Pieux	Semelles de fondations	Culées	Piles
f_{ck} (N/mm ²)	27.0	27.0	35.0	35.0
γ	1.50	1.50	1.50	1.50
ν	0.535	0.535	0.516	0.516

Tableau II.4 : Résistance du béton à la compression à 28 jours.

Avec :

γ : Coefficient de sécurité

ν : Coefficient de poisson

f_{ck} : Résistance caractéristique à la compression du béton déterminée par essais sur éprouvettes cylindriques.

Afin de déterminer les propriétés d'homogénéisation des sections de poutre mixtes par rapport à l'acier (telles que la section homogénéisée, le moment d'inertie géométrique homogénéisé). Dans le calcul de la résistance d'une section en béton armé, le coefficient permettant d'assimiler cette section hétérogène (béton + acier) à une section homogène : sa valeur correspond au rapport des modules de déformation de l'acier et du béton, dont :

$$\eta = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier de construction a pour valeur 210000 MPa

E_{cm} : Module d'élasticité longitudinale du béton.

	Pieux	Semelles de fondations	Culées	Piles
E_{cm} (N/mm ²)	32036	32036	34077	34077

Tableau II.5 : Module d'élasticité longitudinale du béton

La résistance de calcul en compression est définie comme :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

γ_C : Coefficient partiel relatif au béton, dont :

- $\gamma_C = 1.5$ pour les situations durables ou transitoires.
- $\gamma_C = 1.2$ pour les situations accidentelles
- $\gamma_C = 1.3$ pour les situations sismiques [**Eurocode 8**]

α_{cc} : Coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultants de la manière dont la charge est appliquée.

- $\alpha_{cc} = 1$ pour le béton armé.
- $\alpha_{cc} = 1$ pour le béton non armé.

	Pieux	Semelles de fondations	Culées	Piles
α_{cc}	1.00	1.00	1.00	1.00
$f_{cd} (N/mm^2)$	18	18	23.33	23.33

Tableau II.6 : La résistance de calcul en compression

La résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPA} \quad (\text{II.3})$$

II.10.1.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction est la contrainte de traction mécanique maximale qui peut être appliquée à un échantillon. Si la résistance à la traction est dépassée, le matériau sera endommagé. L'absorption de force est réduite jusqu'à ce que l'échantillon de matériau se déchire.

	Pieux	Semelles de fondations	Culées	Piles
f_{ctm} (N/mm ²)	2.70	2.70	3.21	3.21
f_{ctk} (N/mm ²)	1.89	1.89	2.25	2.25
f_{ctd} (N/mm ²)	1.26	1.26	1.50	1.50

Tableau II.7 : Résistance du béton à la traction à 28 jours

Dont :

f_{ctm} : Résistance caractéristique à la traction directe du béton :

$$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} \quad \text{Pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPA} \quad \text{(II.4)}$$

$$f_{ctm} = 2.12 \log \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \text{Pour } f_{ck} > 50 \text{ MPA} \quad \text{(II.5)}$$

f_{ctk} : Résistances caractéristiques à la traction du béton :

$$f_{ctk,0.05} = 0.07 \cdot f_{ctm} \quad (\text{Fractile } 05\%) \quad \text{(II.6)}$$

$$f_{ctk,0.95} = 1.30 \cdot f_{ctm} \quad (\text{Fractile } 95\%) \quad \text{(II.7)}$$

f_{ctd} : Résistance de calcul à la traction du béton :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times \left(\frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \right) \quad \text{(II.8)}$$

Avec :

$\alpha_{ct} = 1$, Valeur recommandée et à utiliser de calcul en traction du béton.

Remarque :

En plus de ces propriétés, d'autres propriétés jouent un rôle important dans la conception : retrait intrinsèque et à sec, coefficient de dilatation thermique et conductivité thermique, résistance au feu, échauffement adiabatique ainsi que des propriétés de durabilité (chlorures), coefficient de diffusion des ions, perméabilité, porosité...etc.).

II.10.2 Caractéristiques mécaniques des aciers

La popularité de l'acier dans la construction est sa polyvalence, sa résistance, sa durabilité, son potentiel esthétique et sa capacité à bien travailler avec d'autres matériaux. Dans notre projet, il existe deux types d'acier :

II.10.2.1 Aciers passifs

Les aciers passifs représentent des barres (ou des câbles) insérées dans une structure en béton et qui améliore la résistance à la traction et, dans certains cas, à la compression ou au cisaillement. Des ensembles de barres d'armature de composants en béton armé forment les barres d'armature. Il existe une distinction entre l'armature passive du béton armé et l'armature précontrainte du béton précontraint.

Pour cette étude, on a déterminé les caractéristiques suivantes :

f_{yk} : Limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé.

La limite caractéristique d'élasticité de l'acier varie entre 400 et 600 MPa, pour ce projet on travaille avec 400 MPa.

f_{yd} : Limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s = 1.15 \quad \text{(II.9)}$$

La limite d'élasticité de calcul de l'acier est définie a **347.8 MPa**, et **$E_s = 210000 \text{ MPa}$**

II.10.2.2 Acier de la charpente métallique

Dans la construction, l'acier est défini par la limite élastique représentant la contrainte élastique et la qualité par le facteur de qualité représentant la soudabilité.

Ils sont classés en trois types :

- Acier normale : $f_y < 300$ MPa
- Acier à haute limite élastique : $300 \leq f_y \leq 400$ MPa
- Acier à très haute limite élastique : $f_y > 400$ MPa

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc : $f_y = 355$ MPa

Poids volumique	$\gamma = 78.5 \text{ KN/m}^3$
Module d'élasticité longitudinal	$E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPA}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0.3$
Module d'élasticité transversal	$G = 0.8 \times 10^5 \text{ MPA}$
Contrainte limite de cisaillement pur (Critères de Von Mises)	$\tau_e = 0.58f_y$
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} (T < 100 \text{ }^\circ\text{C})$

Tableau II.8 : Paramètres généraux de l'acier

II.11 Données relatives à la durabilité de la structure

La durabilité de l'ouvrage est la capacité à maintenir les fonctions d'utilité prévues (fonctionnement de l'ouvrage, sécurité, confort des usagers), ainsi que la fiabilité et l'apparence environnementale au moindre coût de maintenance possible (maintenance préventive). Elle se caractérise par une maintenance en consignation.

La structure doit être conçue de manière à ce que le développement pendant la durée de vie du projet n'entraîne pas une performance inférieure à celle prévue.

Les conditions environnementales doivent déjà être identifiées pendant la phase du projet afin que les impacts sur la durabilité puissent être déterminés et que les mesures nécessaires puissent être prises.

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée d'utilisation du projet (Ans)	Exemples
1	10	Structures provisoires
2	25	Éléments structuraux remplaçables
3	25	Structures agricoles et similaires
4	50	Bâtiments et autres structures courantes
5	100	Bâtiments monumentaux Autres ouvrages en Génie civil

Tableau II.9 : Tableau NF EN 1990/NA

✿ Cas du projet étudié

➤ Classes d'exposition du béton

La carbonatation du béton est prise en compte par les classes d'exposition XC1 à XC4 corrosion induite par carbonatation.

Les classes XC1 à XC4 prennent en compte l'exposition du béton à l'air et à l'humidité en distinguant le degré d'humidité de l'environnement et l'alternance d'humidité et de séchage.

Classes d'exposition	Description de l'environnement	Exemples informatifs pour les ouvrages en sites maritimes
XC1	Sec ou humide en permanences	Béton submergé en permanence de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	- Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau - Fondations
XC3	Humidité modérée	Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	- Surfaces soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2 - Béton extérieur exposé à la pluie

Tableau II.10 : Classes d'exposition béton

➤ **Classe de la résistance du béton**

La classe de résistance à la compression du béton après 28 jours est indiquée par la lettre C pour « béton » suivie de deux chiffres correspondant aux résistances mesurées sur les éprouvettes cylindriques et cubiques, respectivement. La classe de résistance à la compression correspond à la résistance caractéristique.

Classe de résistance du béton	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C30 /37	C35 /45	C40 /50	C45 /55	C50 /60	C55 /67	C60 /75	C70 /85	C80 /95	C90 /105
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Tableau II.11 : Classes de résistance du béton [Roux, 2009]

➤ **Classe structurale du béton**

Les structures ou certaines classes structurelles de structures vous permettent de caractériser les exigences de durabilité liées à vos objectifs de conception (comme les revêtements). Le classement est divisé en 6 classes de S1 à S6.

La classe structurale retenue pour les ouvrages de génie civil existants est S4 (durée de vie utile de 50 ans) du béton selon le tableau N.F.A.1 ou N.A.F.2, comme dans le cas de l'Annexe Nationale de la NF EN 2061. Cette classe constitue une référence.

Les ponts entrent dans la catégorie S6. Ils sont conçus pour une durée de projet de 100 ans.

Critères	CLASSE D'EXPOSITION						
	XO	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1 / XS1 / XA1	XD2 / XS2 / XA3	XD3 / XS3 / XA3
Durée d'utilisation du projet	100 ans, majoration de 2 classes structurales						
	25 ans et moins, minoration d'une classe structurale						
Classe de résistance de béton	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 40/50	C 45/55
	Si résistance supérieure, minoration d'une classe structurale						
	C 50/60	C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 60/75	C 60/75	C 70/85
Nature du liant	Si résistance supérieure, minoration de 2 classes structurales						
	-	C 35/45	C35/45	C 40/50	-	-	-
Nature du liant	-	Béton à base de CEM I Sans cendres volantes		-	-	-	-
		Minoration d'une classe structurale					
Enrobage compact	Minoration d'une classe structurale						

Tableau II.12 : Classe structurale du béton [Selon l'Eurocode 2]

➤ **Enrobage minimal**

L'enrobage minimal des armatures de béton est défini dans la norme NF EN 1992-1-1 [Eurocode 2]. Normalement, pour un bâtiment normal, l'enrobage minimum requis pour la durabilité des armatures est de 30 mm pour le béton exposé à l'élément et de 15 mm pour le béton placé à l'intérieur.

➤ **Tolérance d'exécution**

L'enrobage t minimal doit être augmenté pour tenir compte de la tolérance d'écart de conception (ΔC_{dev}).

La valeur recommandée à la section 4.4.1.3 (3) est $\Delta C_{dev} = 10$ mm, sauf justification spécifique. Cette valeur peut être réduite, notamment sous réserve de conditions strictes de contrôle de la qualité, tant dans la conception que dans l'exécution des travaux.

➤ **Enrobage nominal**

L'enrobage nominal C_{nom} doit être spécifié sur les plans. Il est défini comme l'enrobage minimal C_{min} plus une marge de calcul pour tolérance d'exécution ΔC_{dev} .

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad \text{(II.10)}$$

- Semelle des fondations : Dans le cas des semelles, on utilise le béton RN27 coulé sur place (Tableau II.12).

Classe d'exposition	<i>XC2</i>	(NF EN 1992-1-1 / Tableau 4.1)
Classe de résistance	<i>C20/25</i>	(NF EN 1992-1-1 / Tableau E.1.1 NF / béton coulé en place)
Classe structurale	<i>S5</i>	(Classe de départ) (NF EN 1992-1-1 / Tableau 4.3NF)
Enrobage minimal	$C_{min,dur} = 30mm$	(NF EN 1992-1-1 / Tableau 4.4N)
Tolérance d'exécution	$\Delta C_{dev} = 10mm$	(NF EN 1992-1-1/NA / 4.4.1.3 (1))
Enrobage nominal	$C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev} = 40mm$	-

Tableau II.13 : Paramètres du béton pour les semelles de fondations.

- Structure en élévation : Dans le cas de la superstructure on utilise le béton RN35 (Tableau II.13).

Classe d'exposition	<i>XC4</i>	(NF EN 1992-1-1 / Tableau 4.1)
Classe de résistance	<i>C25/30</i>	(NF EN 1992-1-1 / Tableau E.1.1 NF / béton coulé en place)
Classe structurale	<i>S4</i>	(Classe de départ) (NF EN 1992-1-1 / Tableau 4.3NF)
Enrobage minimal	$C_{min,dur} = 30mm$	(NF EN 1992-1-1 / Tableau 4.4N)
Tolérance d'exécution	$\Delta C_{dev} = 10mm$	(NF EN 1992-1-1/NA / 4.4.1.3 (1))
Enrobage nominal	$C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev} = 40mm$	-

Tableau II.14 : Paramètres du béton pour la superstructure.

II.12 Charges et surcharges appliquées au viaduc

Le calcul d'un viaduc a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de fiabilité pendant et après exécution.

Comme toutes les autres structures, il s'agit d'étudier les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges du vent, les charges sismiques, sur les dispositifs de sécurité applicables au calcul de viaduc.

D'autres charges sont prises en compte telles que :

- Charges permanentes,
- Charges appliquées en cours d'exécution,
- Action de la température.

II.12.1 Charges permanentes

II.12.1.1 Charges sur tabliers

- Poids propre

Dalle en béton	$0.40 \text{ m} \times 13.20 \text{ m} \times 25.0 \text{ KN/m}^3$	132.0 KN/m
Charpente métallique	$8.3 \text{ KN/m}^2 \times 13.20 \text{ m}$	110.0 KN/m
	Total (G₁)	242.0 KN/m

Tableau II.15 : Poids propre du tablier.

En plus du poids propre du pont G₁ on a le poids G₂ des charges de la superstructure.

II.12.1.2 Superstructure

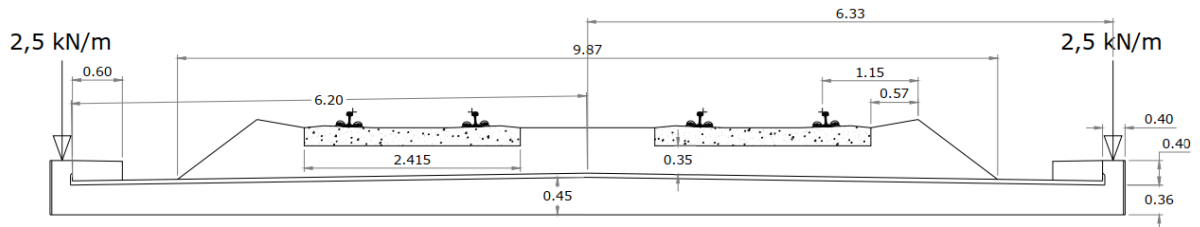


Figure II.17 : Coupe transversale de la superstructure

Le ballast normal a un poids volumique de : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

		G_k
Bordures	4,00 KN/m × 2	8,00 KN/m
Trottoirs	2,88 KN/m × 2	5,76 KN/m
Rails UIC 60	1,20 KN/m × 2	2,40 KN/m
Traverses avec attaches	4,80 KN/m × 2	9,60 KN/m
Plaque arrêt coulée	2,40 KN/m × 2	4,80 KN/m

Tableau II.16 : Poids propre fixe des éléments du tablier.

		G_{k,min}	G_{k,max}
Ballast	67,62 ÷ 125,58 KN/m	67,62 KN/m	125,58 KN/m
Chape d'étanchéité	12,40 ÷ 21,70 KN/m	12,40 KN/m	21,70 KN/m

Tableau II.17 : Poids propre variable des éléments du tablier.

A partir des tableaux II.15 et II.16, le calcul des charges permanentes minimales et maximales est donné comme suit :

$$G_{k,\min} = (8,00 + 5,76 + 2,40 + 9,60 + 4,80) + (67,62 + 12,40) = \mathbf{110,58 \text{ KN/m}} = G_{2a}$$

$$G_{k,\max} = (8,00 + 5,76 + 2,40 + 9,60 + 4,80) + (125,58 + 21,70) = \mathbf{177,84 \text{ KN/m}} = G_{2b}$$

Dans cette étude, nous estimons plus judicieux de considérer la valeur maximale du poids de la superstructure G_{2b} (**maximum**).

II.12.1.2.1 Poids propre des piles

Pile en béton = 940 KN/m

Piles	1	2	3	4	5	6	7
H (m)	19	24.5	35.5	46.5	64	73.5	89.5
Poids (MN)	17.86	23.03	33.37	43.71	60.16	69.09	84.13
Piles	8	9	10 , 11	12	13	14	15
H (m)	102	106	114	89	67	54.5	28
Poids (MN)	95.88	99.64	107.16	83.66	62.98	51.23	26.32

Tableau II.18 : Poids propre des piles

Poids propre total de tous les piles : $G_{\text{piles}} = \mathbf{965.38 \text{ MN}}$

II.12.1.2.2 Poids propre des tabliers

Superstructures (KN/m)	177.84
Dalle en béton (KN/m)	132
Charpente métallique (KN/m)	110
Poids total du tablier (KN/m)	$\left(\frac{177.84 + 110.58}{2}\right) + 132 + 110$ = 386.21

Tableau II.19 : Les charges des tabliers

Tabliers	Longueur (m)	Charges (KN)	Masses (%)
1	450	$450 \times 386.21 = 173795.5$	8.71
2	85	$85 \times 386.21 = 32827.85$	1.65
3	840	$840 \times 386.21 = 324416.4$	16.27
4	85	$85 \times 386.21 = 32827.85$	1.65
5	320	$320 \times 386.21 = 123587.2$	6.2
TOTAL (KN)		687454.8	

Tableau II.20 : Poids total des tabliers

II.12.1.2.3 Poids propre total du viaduc

Les charges de toutes les parties de viaduc sont les suivants :

Tabliers (KN)	687454.8
Piles (KN)	965380
TOTAL (KN)	1652834.8

Tableau II.21 : Poids total du viaduc

II.12.2 Surcharges d'exploitation

II.12.2.1 Charge d'exploitation du trottoir

On considère une charge d'exploitation de : $q = 5 \text{ KN/m}^2$. (Charge piétons)

La largeur de chaque trottoir est : $b \approx 0.60 \text{ m} + 0.25 \text{ m}$ (Bordure)

Donc la charge totale est donc : $Q = 5 \times (0.60+0.25) \times 2 = 8.5 \text{ KN/m}$.

II.12.2.2 Charges ferroviaires

Puisqu'il s'agit d'une ligne à double voie, les actions du trafic ferroviaire sont appliquées supposant que les trains-type pourront circuler dans les deux directions :

- Train de charge LM71 représentatif du trafic normal.
- Train de charge SW/0 représentatif du trafic normal sur travées continues.
- Train de charge SW/2 représentatif du trafic lourd.
- Train vide.

- **Charge LM71**

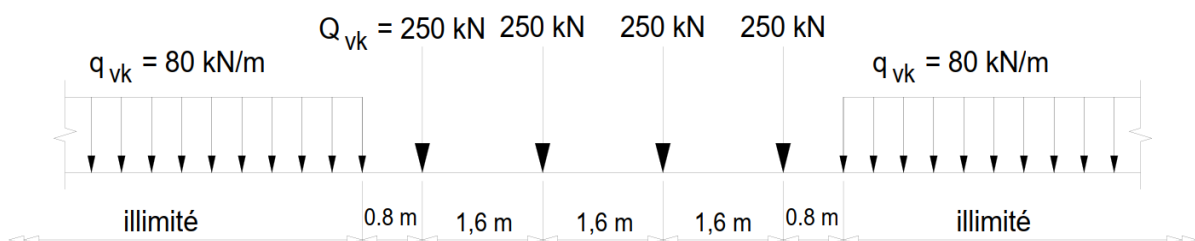


Figure II.18 : Schéma de charges LM 71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales

- Charge SW

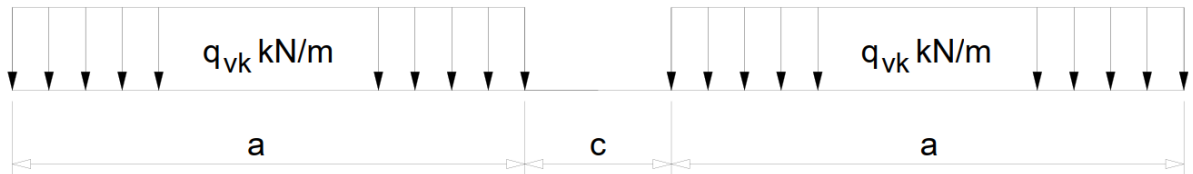


Figure II.19 : Schéma de la charge SW

Classe de charge	q_{vk} (KN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tableau II.22 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour la charge SW

- Train à vide

Pour certaines vérifications un schéma de charges particulier est utilisé, dénommé "Train à vide" consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 KN/m, et appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.

II.13 Conclusion

Une présentation détaillée de l'ouvrage étudié, objet de ce travail, a été présentée. Où l'ensemble des caractéristiques des éléments structuraux et non-structuraux du viaduc a été détaillé. Un calcul des charges permanentes et charges d'exploitation a été réalisé. Les charges mobiles dans le cas d'un viaduc ferroviaire ont été également détaillées. En effet, les charges et paramètres calculés dans ce chapitre seront utilisés dans la partie modélisation du viaduc dans le chapitre suivant.

Chapitre III.

Modélisation du Viaduc

III.1 Introduction

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) ne permet généralement pas l'économie de temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (MMC), la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde du génie civil, on a adopté à travailler avec le **CSI SAP2000** ; qui nous permettra un passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

III.2 Présentation du logiciel

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes, édité par **Computers & Structures Inc.** Dans SAP2000, les trois premières lettres signifient *Structural Analysis Program* (programme d'analyse structurelle). Il est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifices et de barrages, etc.

Ce logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres. Dans cette étude, on va utiliser la version 14.0.0.

III.3 Modélisation du viaduc

Le pont choisi dans cette étude est modélisé en éléments finis en trois dimensions en utilisant le logiciel Sap2000. Les différents éléments du viaduc sont modélisés comme suit :

- Les piles, les poutres et les entretoises sont modélisées par des éléments de type « Frame ».

- Le tablier est modélisé par des éléments de type « Shell ».
- Les appareils d'appuis sont modélisés par des éléments de type « Link ».
- Le pont est considéré encastéré à sa base.

Les types d'appareils d'appuis relatifs au pont sont les suivants :

- Appareil d'appui fixe.
- Appareil d'appui unidirectionnel longitudinal.
- Appareil d'appui unidirectionnel avec dispositif mécanique.
- Appareil d'appui unidirectionnel avec dispositif oléo-dynamique.

Leurs emplacements sont détaillés dans la Figure III.1, en utilisant les symboles du Tableau III.1.

On rappelle que les appareils d'appuis unidirectionnel longitudinal ont une rigidité dans le sens X d'une valeur de : **K = 800 KN/mm**

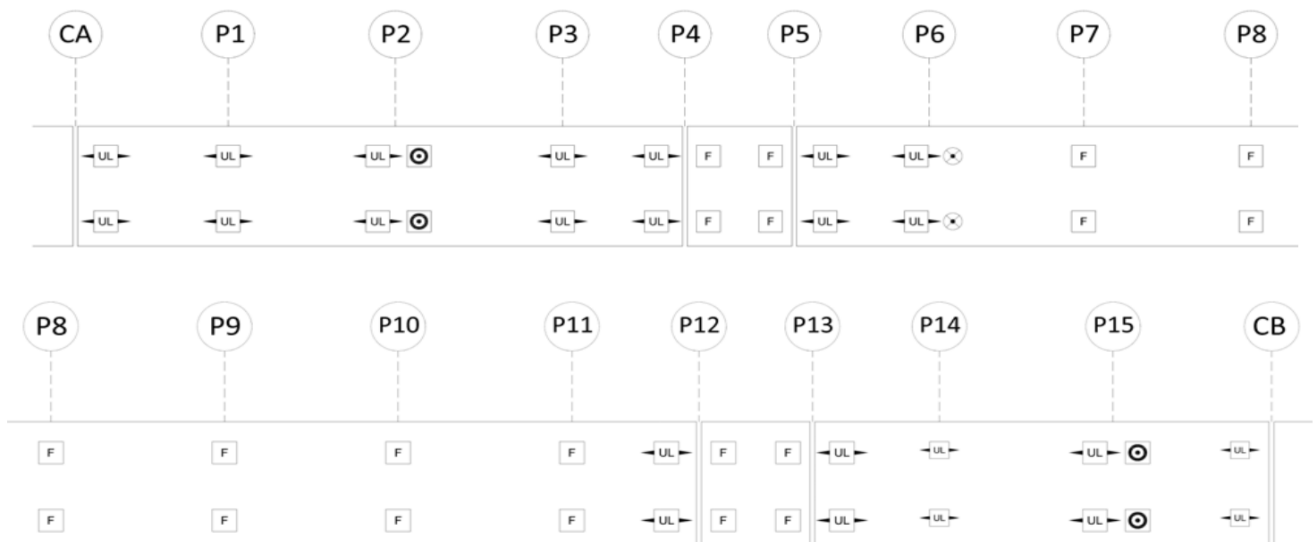


Figure III.1 : Emplacement des appareils d'appuis du viaduc [ANESRIF, 2011]

CODE	TYPES D'APPUIS
F	APPAREIL D'APPUI FIXE
UL	APPAREIL D'APPUI UNIDIRECTIONNEL LONGITUDINAL
UL	APPAREIL D'APPUI UNIDIRECTIONNEL LONGITUDINAL AVEC DISPOSITIVE MECANIQUE
UL	APPAREIL D'APPUI UNIDIRECTIONNEL LONGITUDINAL AVEC DISPOSITIVE OLEO-DYNAMIQUE

Tableau III.1 : Les types et symboles des appareils d'appuis du viaduc [ANESRIF, 2011]

III.3.1 Etapes de modélisation

1- **Choix du type d'ouvrage** : L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « Grid Only », avant de choisir notre modèle avec lequel nous analysons notre projet, on doit d'abord changer l'unité au « KN, m, C » et ensuite le choix du modèle « Grid Only ». Tout ceci après avoir cliqué sur « File » et « New Model ».

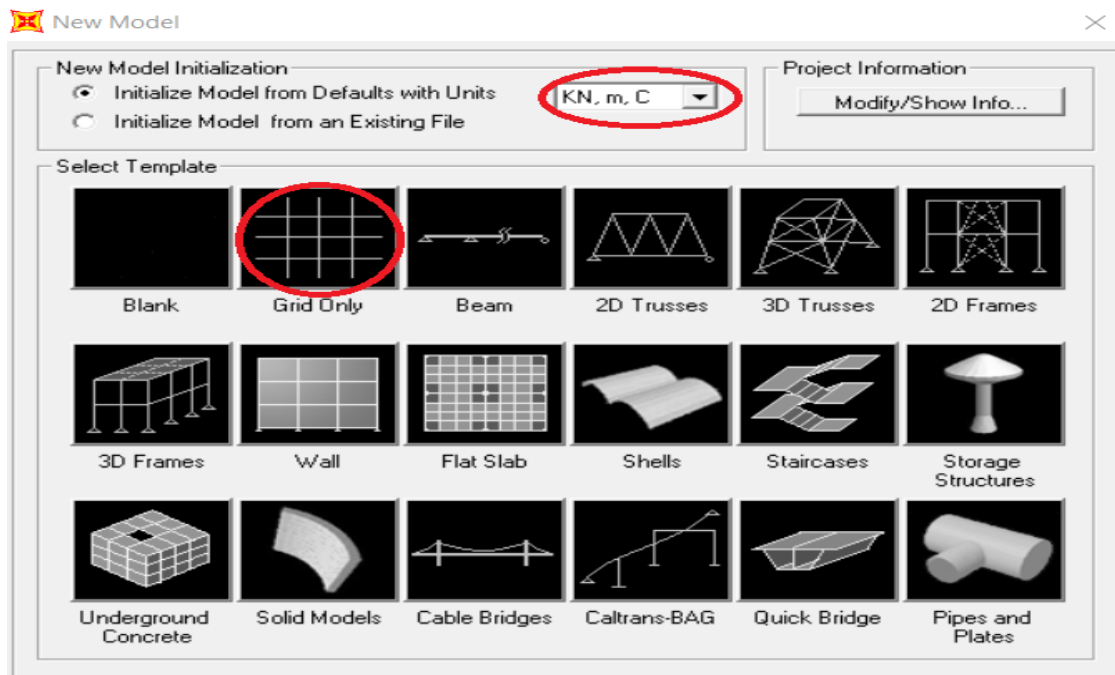


Figure III.2 : Choix du modèle et d'unité

2- On passe ensuite à introduire **les lignes de construction** (Grid Lines) (Figure III.3).

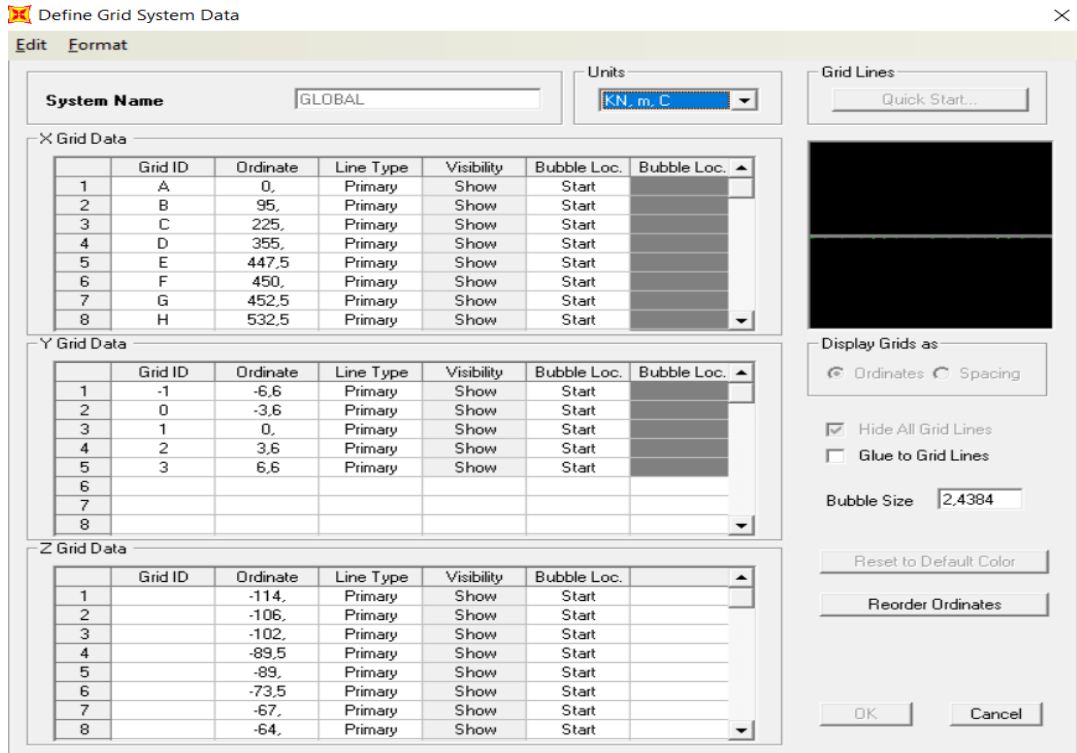


Figure III.3 : Introduction des lignes de construction

3- On définit les matériaux utilisés dans notre projet : **Define** → **Materials**

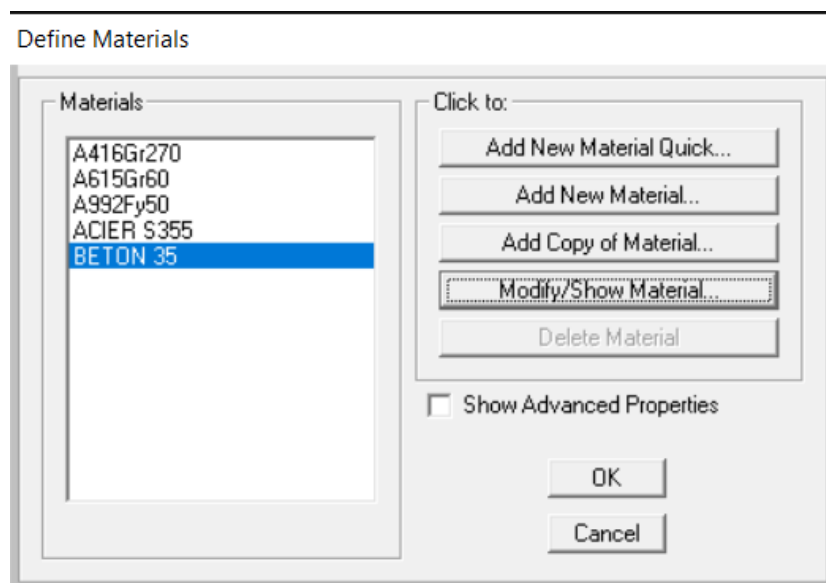


Figure III.4 : Définition des matériaux utilisés.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Units:

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c:

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Figure III.5 : Caractéristiques du Béton

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Units:

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, F_y:

Minimum Tensile Stress, F_u:

Effective Yield Stress, F_{ye}:

Effective Tensile Stress, F_{ue}:

Switch To Advanced Property Display

Figure III.6 : Caractéristiques de l'acier S355

- 4- On définit les éléments en charpente métallique, les piles et la dalle du tablier :
- Pour les éléments de charpentes métalliques : **Define** → **Section Properties** → **Frame Sections**
 - Pour la dalle en béton : **Define** → **Section Properties** → **Area Sections** → On choisit le type (**Shell-Thin**)

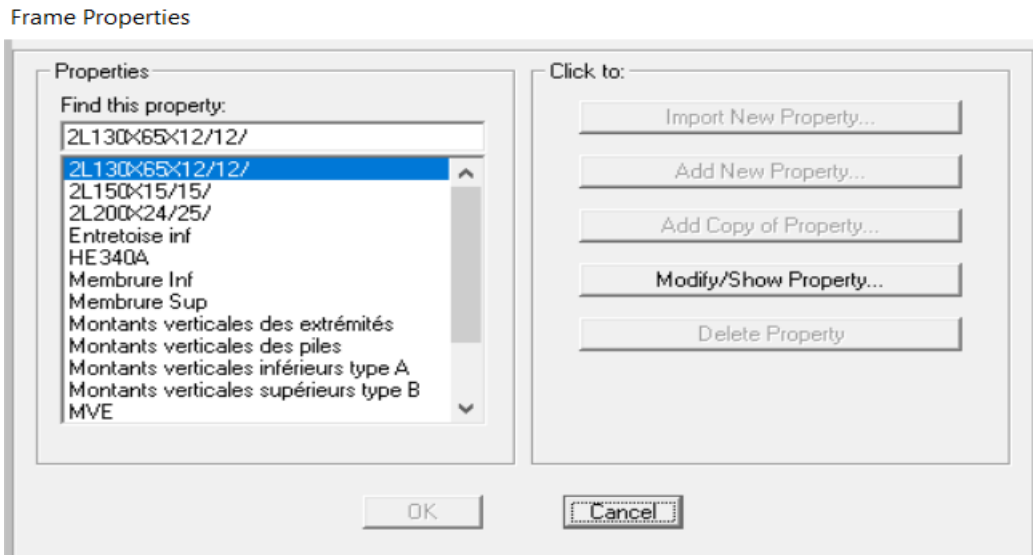


Figure III.7 : Définition des éléments en charpentes métalliques et les piles

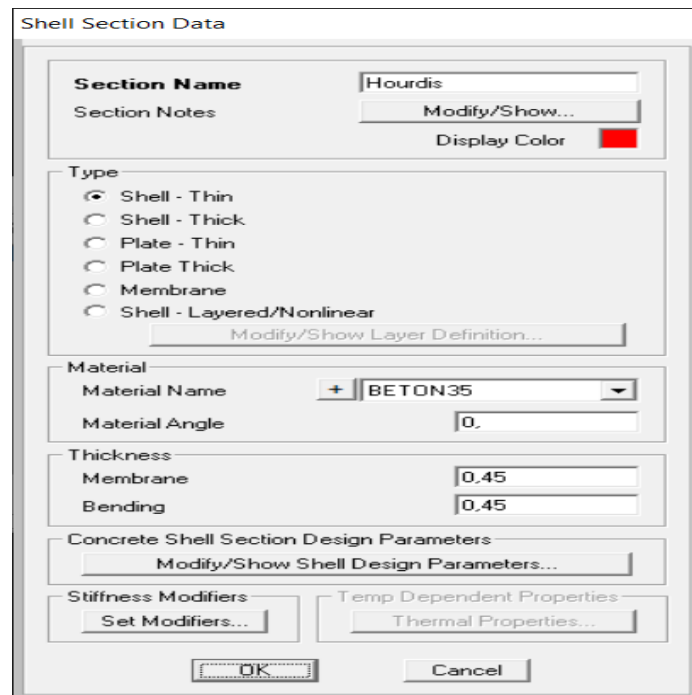


Figure III.8 : Définition de la dalle du tablier

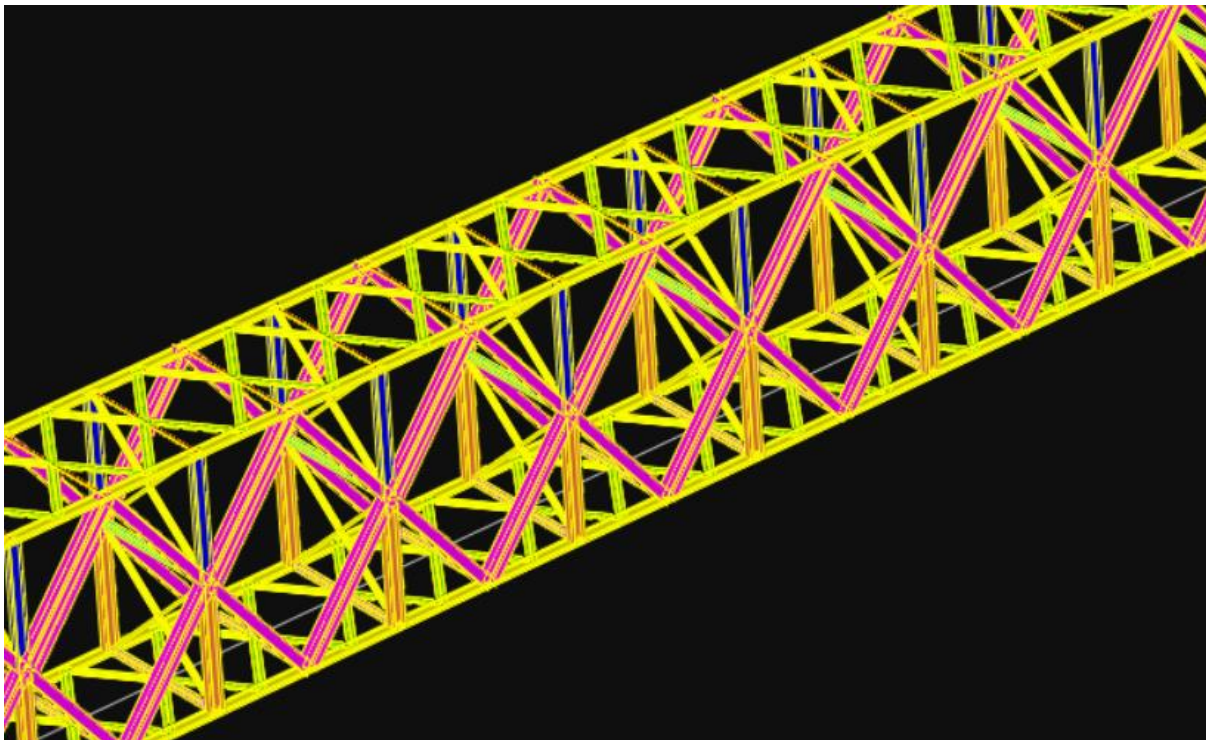


Figure III.9 : Modèle 3D du treillis en charpente métallique avec mode graphique « OpenGL »

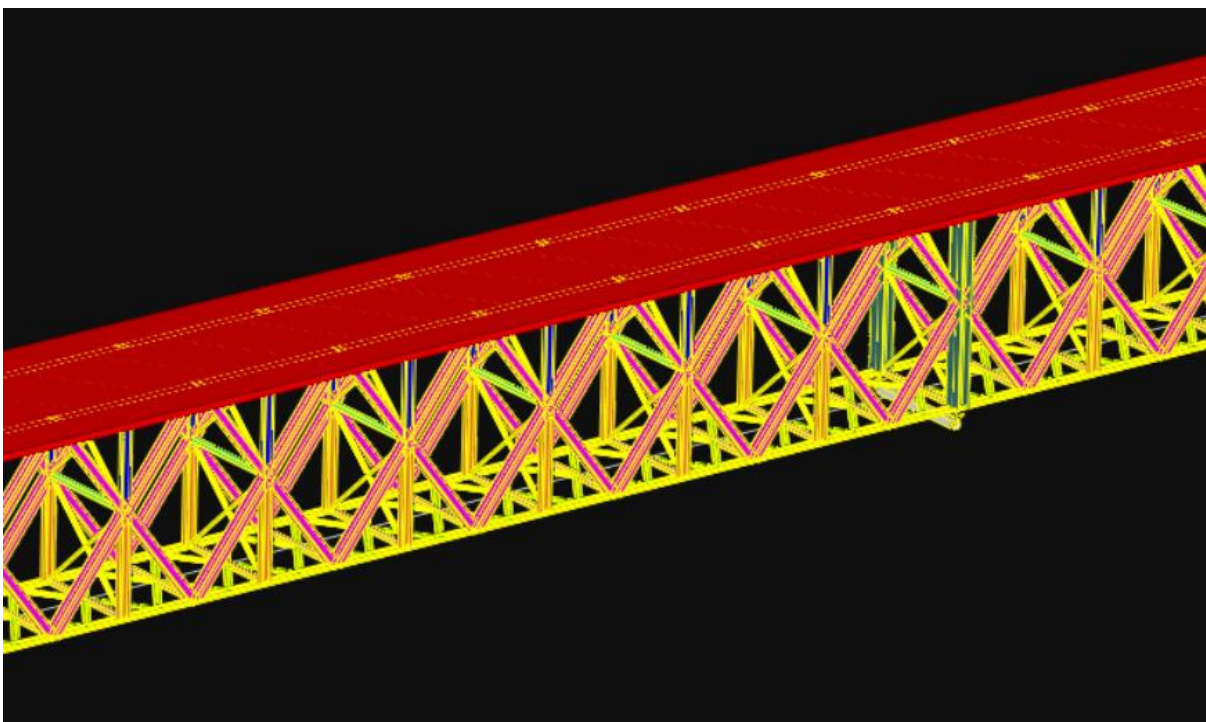


Figure III.10 : Modèle 3D du tablier avec mode graphique « OpenGL »

- 5- On définit les appareils d'appuis selon le type et la rigidité suivant les trois directions (X, Y et Z) en cliquant sur : **Define** → **Section Properties** → **Link/Support Properties**

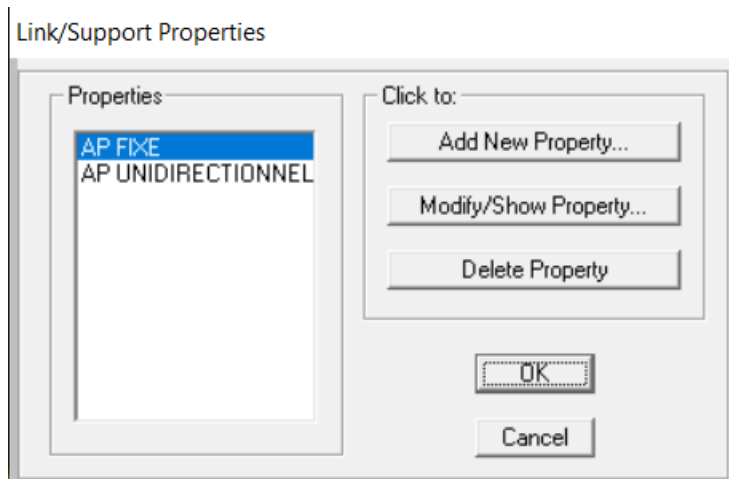


Figure III.11 : Définition des appareils d'appuis

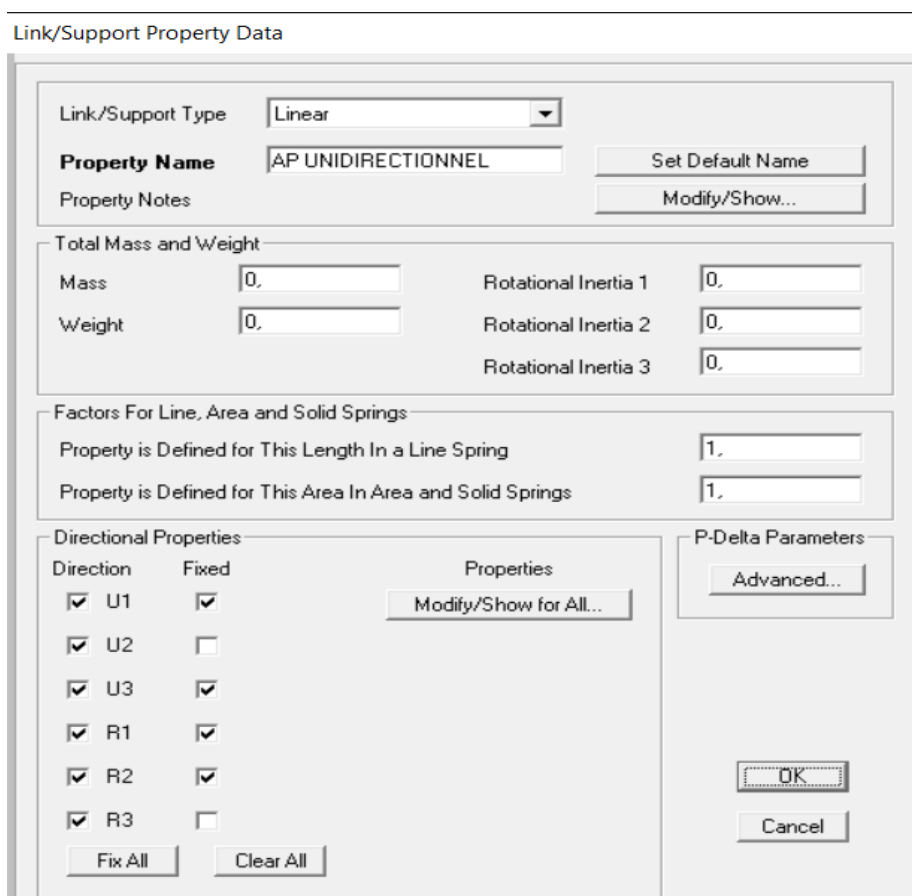


Figure III.12 : Introduction d'appareil d'appuis unidirectionnel longitudinal

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name: AP UNIDIRECTIONNEL

Directional Control

Direction	Fixed
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness Is Uncoupled Stiffness Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
Fixed	800000.	Fixed	Fixed	Fixed	0.

Damping Values Used For All Load Cases

Damping Is Uncoupled Damping Is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
Fixed	0.	Fixed	Fixed	Fixed	0.

Shear Distance from End J

U2: 0.
U3:

Units: KN, m, C

OK Cancel

Figure III.13: Caractéristiques d'appareil d'appui unidirectionnel

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Linear

Property Name: AP FIXE Set Default Name

Property Notes Modify/Show...

Total Mass and Weight

Mass	0.	Rotational Inertia 1	0.
Weight	0.	Rotational Inertia 2	0.
		Rotational Inertia 3	0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for All...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input checked="" type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	

P-Delta Parameters: Advanced...

Fix All Clear All

OK Cancel

Figure III.14 : Introduction d'appareil d'appuis fixe

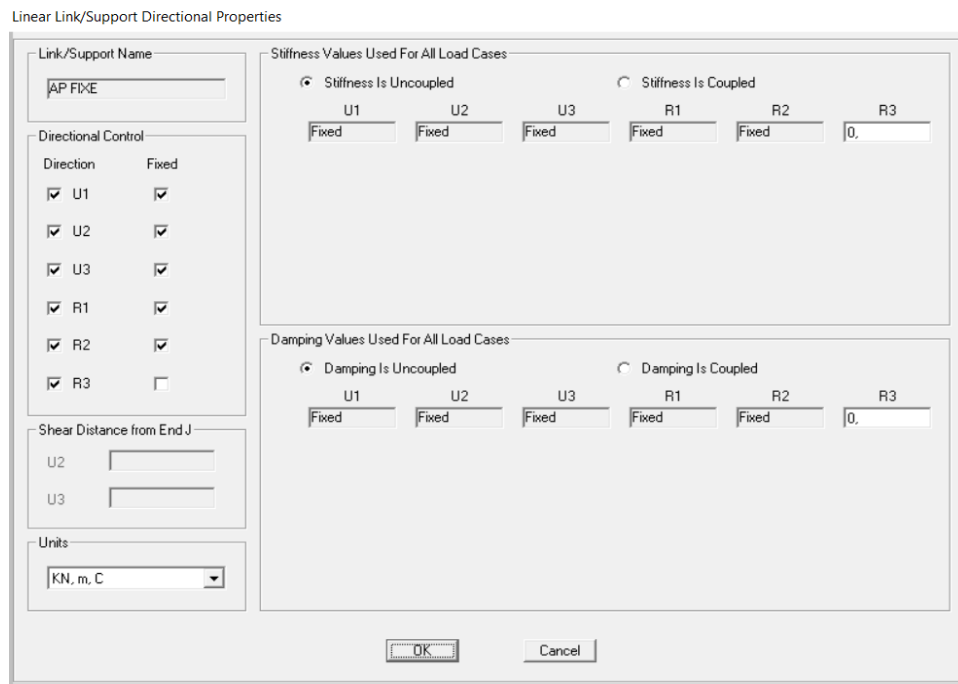


Figure III.15 : Caractéristiques d'appareil d'appui fixe

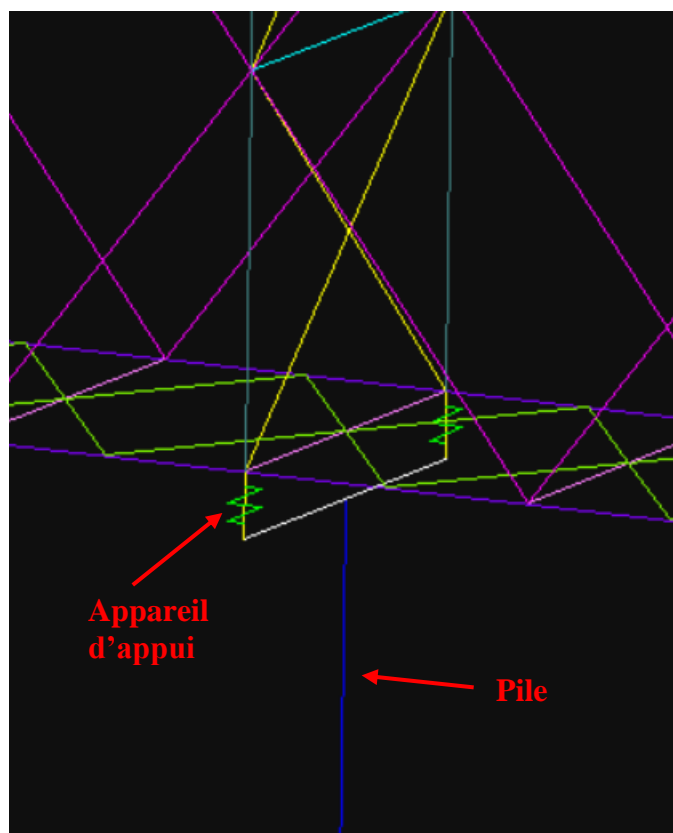


Figure III.16 : Modèle 3D des appareils d'appui sous tablier continu

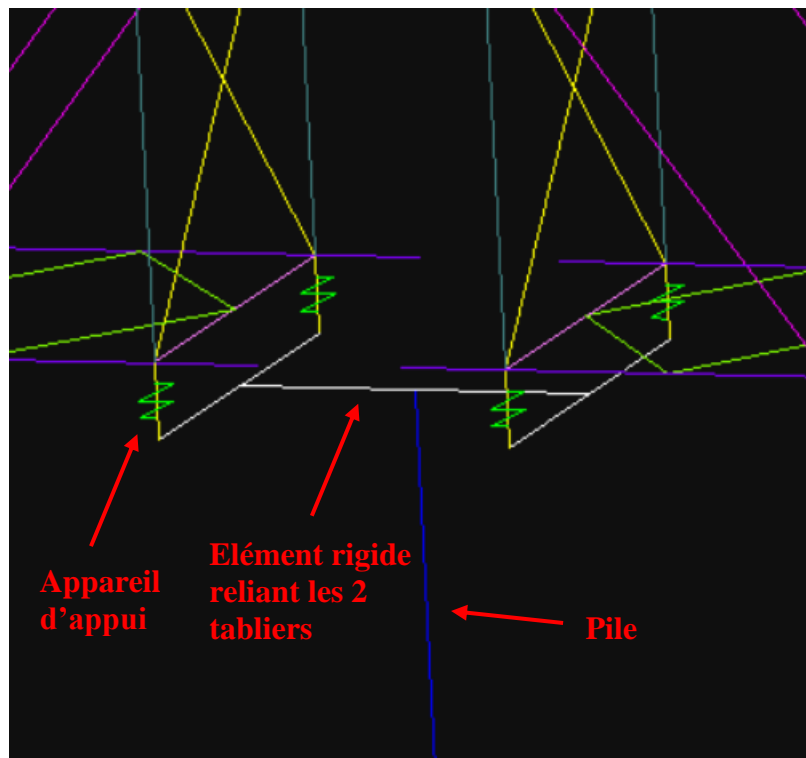


Figure III.17 : Modèle 3D des appareils d'appuis entre deux tabliers

- 6- On introduit le spectre de réponse horizontale et verticale, On clique sur : **Define** → **Functions** → **Response Spectrum** → **Add New Function**

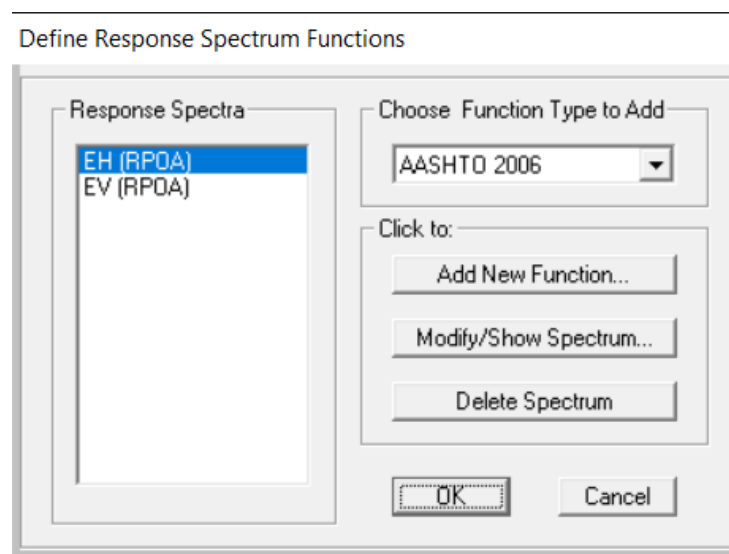


Figure III.18 : Introduction du spectre de réponse horizontale et verticale

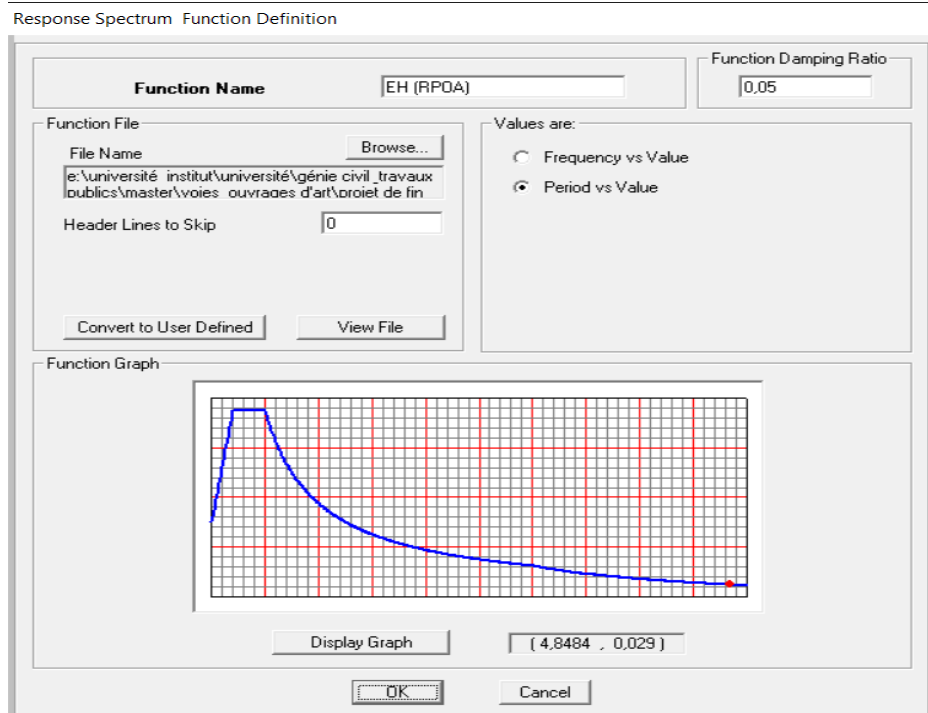


Figure III.19 : Composante horizontale du spectre de réponse

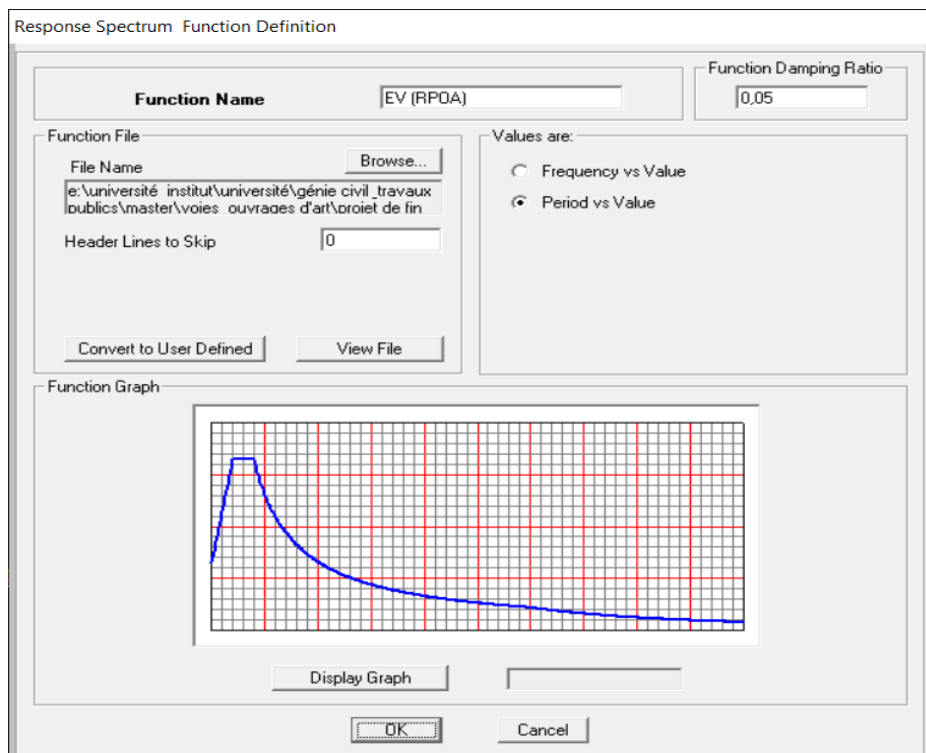


Figure III.20 : Composante verticale du spectre de réponse

7- On détermine les charges, surcharges et déplacements différentiels et leur combinaison en passant par :

Define → « **Load Patterns** », « **Load cases** » et « **Load combinaisons** »

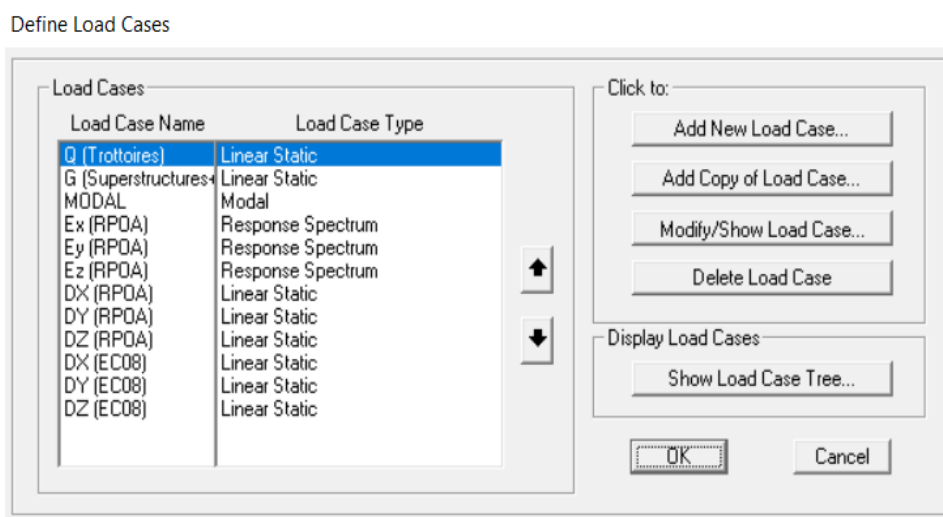


Figure III.22 : Détermination des charges et surcharges

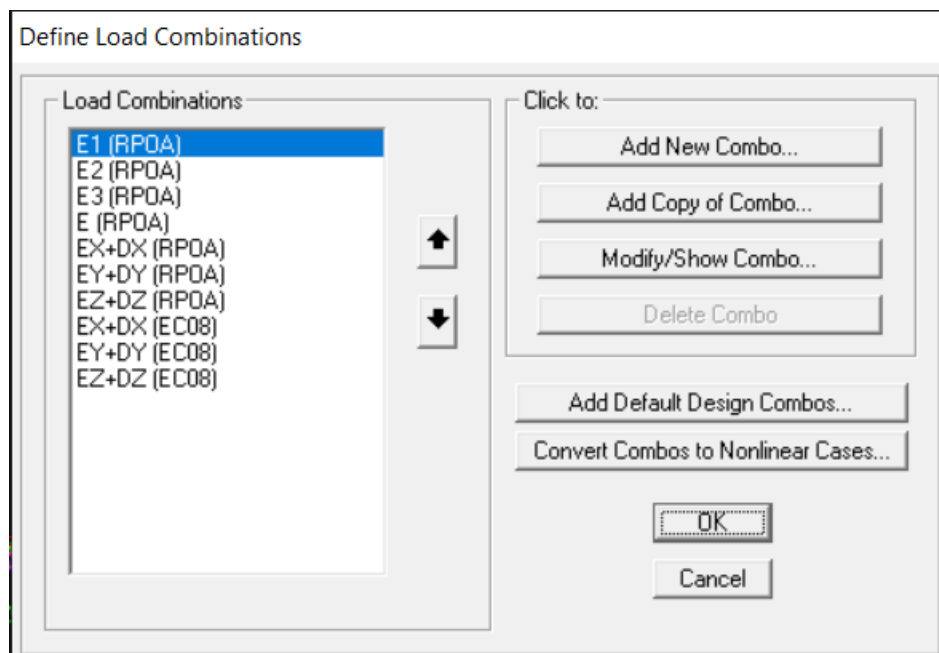


Figure III.21 : Détermination des combinaisons d'action

Le modèle 3D en éléments finis du viaduc est représenté dans la figure ci-dessous :

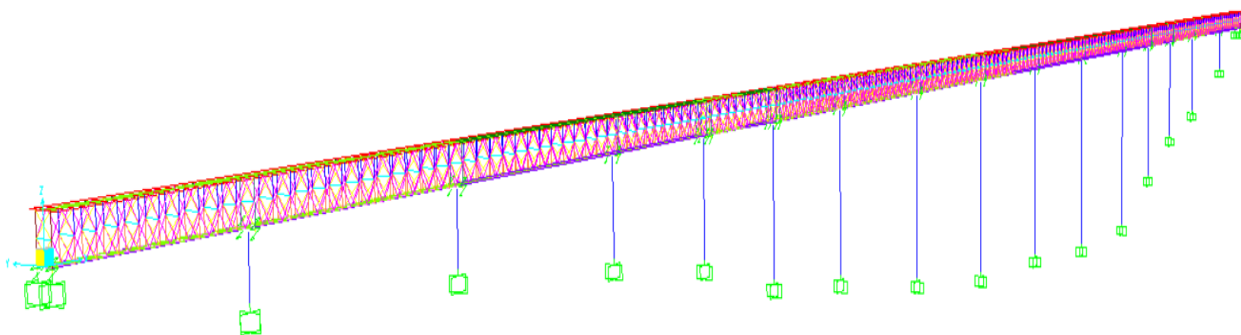


Figure III.23 : Modèle 3D en éléments finis du viaduc

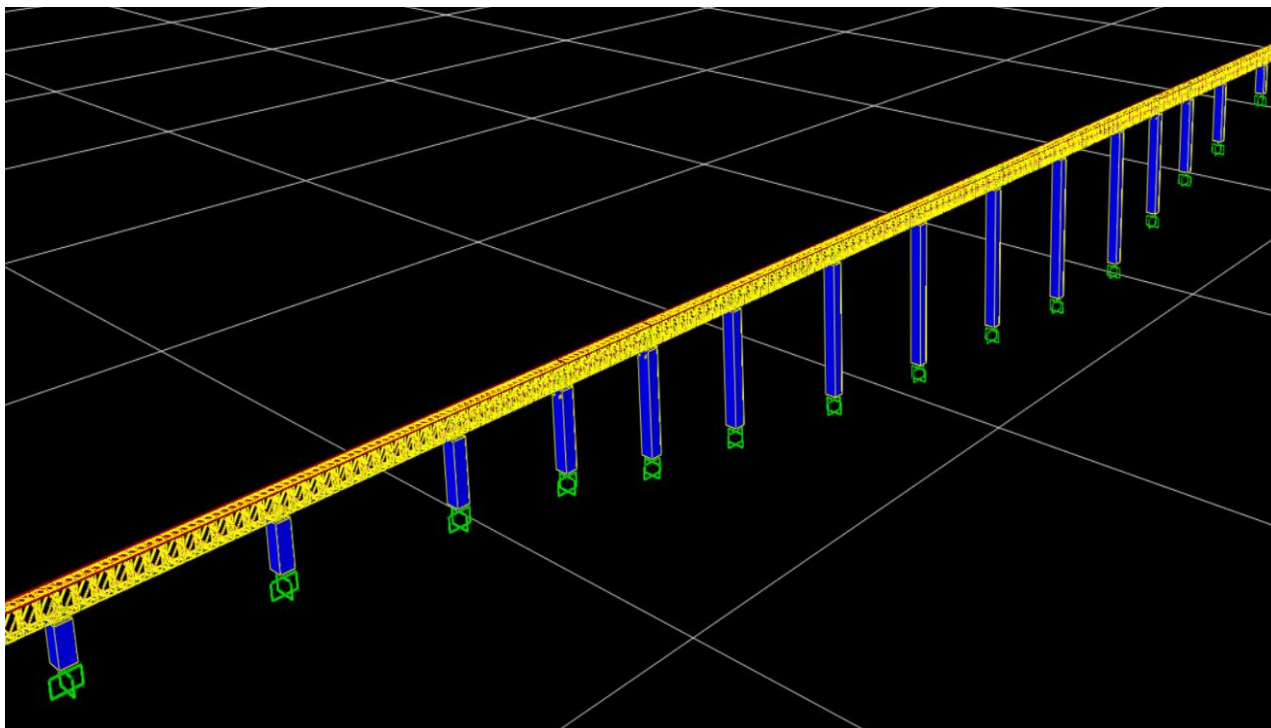


Figure III.24 : Modèle 3D en éléments finis avec mode graphique « OpenGL »

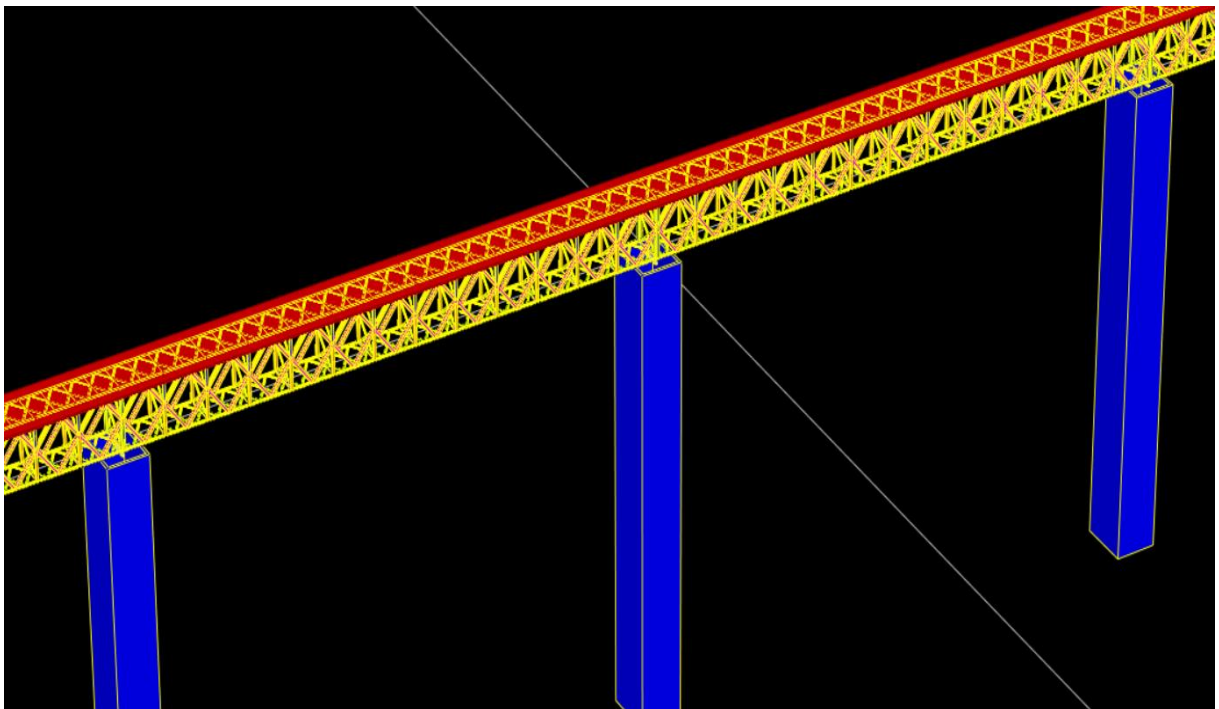


Figure III.25 : Modèle 3D en éléments finis du viaduc zoomé avec mode graphique « OpenGL »

La modélisation en éléments finis de ce viaduc de 1780 m de longueur, a été une tâche complexe à cause des plusieurs contraintes rencontrées. En effet, ces dernières sont résumées dans les points suivants :

- ❖ On a vu que l'option « **Bridge Wizard** » de modélisation des ponts recommandée ne comporte pas notre type de structure (Pas de treillis), donc il a fallu qu'on passe par la méthode classique en créant les lignes de construction ce qui a beaucoup compliqué cette tâche en conséquence.
- ❖ Vu la complexité des formes géométriques des piles et le manque de coordonnées cartésiennes du dessin technique, on a opté pour une section rectangulaire creuse de mêmes dimensions de celle de la forme réelle pour avoir une inertie proche.

- ❖ La diversité des types, portées des tabliers et le système adopté de la structure (Isostatique et Hyperstatique) nous a posé trop de difficultés. En effet, il a fallu relier les tabliers par des poutres équivalentes afin d'avoir une réponse raisonnable de notre viaduc.
- ❖ La variété des conditions aux limites des appareils d'appuis non classiques pour chaque pile, nous a obligé de remplacer certains (appareils d'appui avec dispositifs mécaniques et oléo-dynamiques).

III.4 Conclusion

La modélisation du viaduc exceptionnel VI33 a été réalisé en utilisant le code en élément finis **CSI SAP2000**. Les étapes de modélisation des différents éléments de la structure de ce viaduc ont été illustrées en détail. Ce logiciel permet une introduction simple des charges, quel que soit leurs types.

Il y a lieu de noter que la structure du viaduc exceptionnel a conduit à un modèle 3D en éléments finis qui comporte 4199 nœuds, 6767 éléments barres et 5 panneaux (tabliers) et 42 supports (Link).

Notre modeste expérience avec ce code de calcul en éléments finis montre qu'il est très coûteux en termes de temps de calcul. Pour cela, on a choisi un outil performant et rapide (Machine MSI, Processeur i7-6700HQ 2.60Ghz et une RAM de 16Go) pour élaborer le modèle le plus représentatif du viaduc exceptionnel VI-33.

Chapitre IV.

Étude dynamique du viaduc sous chargement sismique différentiel

IV.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à l'étude sismique et dynamique du viaduc. Nous avons procédé à la modélisation de cet ouvrage en utilisant le logiciel en éléments finis SAP2000 dans le chapitre précédant et on va la suivre d'une analyse modale où nous allons déterminer les modes et périodes propres de vibration. Par la suite nous effectuons une analyse dynamique du pont selon le RPOA, la méthode modale spectrale est choisie pour cette étude. Finalement les sollicitations sous les différentes combinaisons vont être déterminées.

Également, nous étudions également l'effet de la prise en compte du déplacement différentiel sur la réponse dynamique. Ces déplacements sont calculés selon la méthode simplifiée du RPOA en variant quelques paramètres sismiques. La méthode simplifiée de l'Eurocode 8 est également utilisée à titre comparatif.

IV.2 Étude dynamique spectrale du viaduc

C'est une étape importante pour l'étude de chaque ouvrage d'art. Elle se base principalement sur les combinaisons d'action sismiques pour les trois directions (X, Y, Z).

L'objectif de cette étude est consacré à :

- Analyse modale (Modes de vibration).
- Analyse dynamique spectrale.
- Évaluation des sollicitations internes sous différentes combinaisons.

IV.2.1 Actions sismiques

L'action sismique est représentée dans notre cas par le spectre de réponse fourni par le RPOA (2008). Dans cette étude, deux composantes horizontales et la composante verticale doivent être considérées.

IV.2.1.1 Composantes Horizontales

Les deux composantes horizontales du spectre de réponses ont été défini comme suit [RPOA, 2008] :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (IV.1)$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (= 9.81 m/s²)

S : Coefficient du site donné par le Tableau IV.1

A : Coefficient d'accélération de zone (= 0.15 pour notre cas)

η : Facteur de correction de l'amortissement

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} \quad (IV.2)$$

ξ : Taux d'amortissement (= 5% pour notre cas)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le Tableau IV.1.

D'après le rapport géotechnique de la présente étude le sol de fondation du pont est classé en catégorie S_3 (site meuble).

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau IV.1 : Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

A partir de ces données nous obtenons le spectre donné par la Figure IV.1.

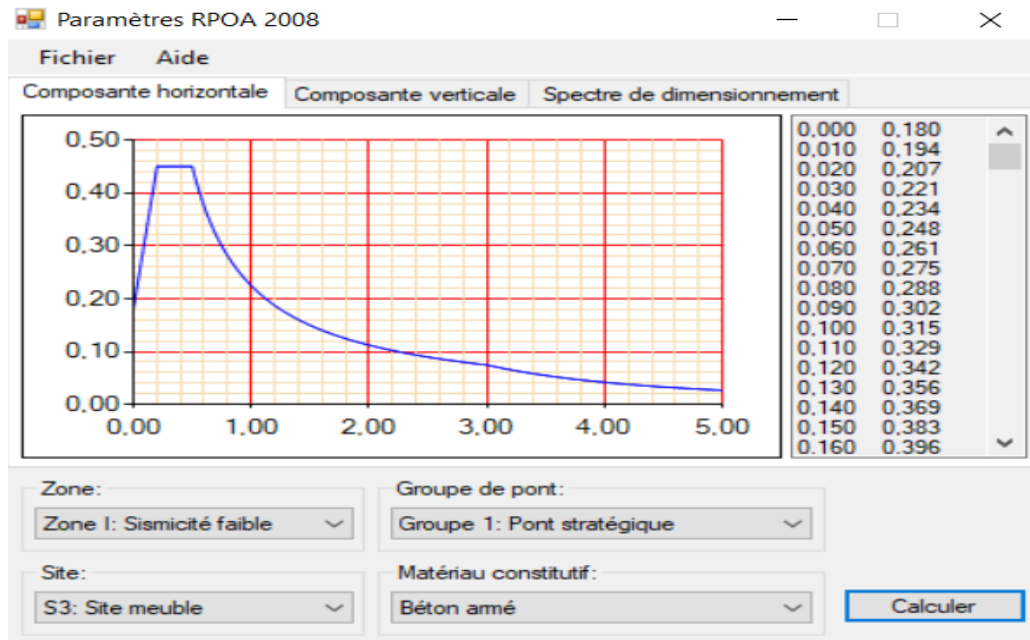


Figure IV.1 : Composante horizontale du spectre de réponse

IV.2.1.2 Composantes verticales

$$S_{ae}^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(IV.3)}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (= 9.81 m/s²)

S : Coefficient du site donné par le Tableau IV.2

A : Coefficient d'accélération de zone (= 0.15 pour notre cas)

α : Coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité: $\alpha=0.7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1 pour la zone sismique III.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le Tableau IV.2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.30	0.40	0.40	0.40
S	1	1	1	1

Tableau IV.2 : Valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante verticale

La composante verticale du spectre de réponse de cette étude est donnée par la figure IV.2.

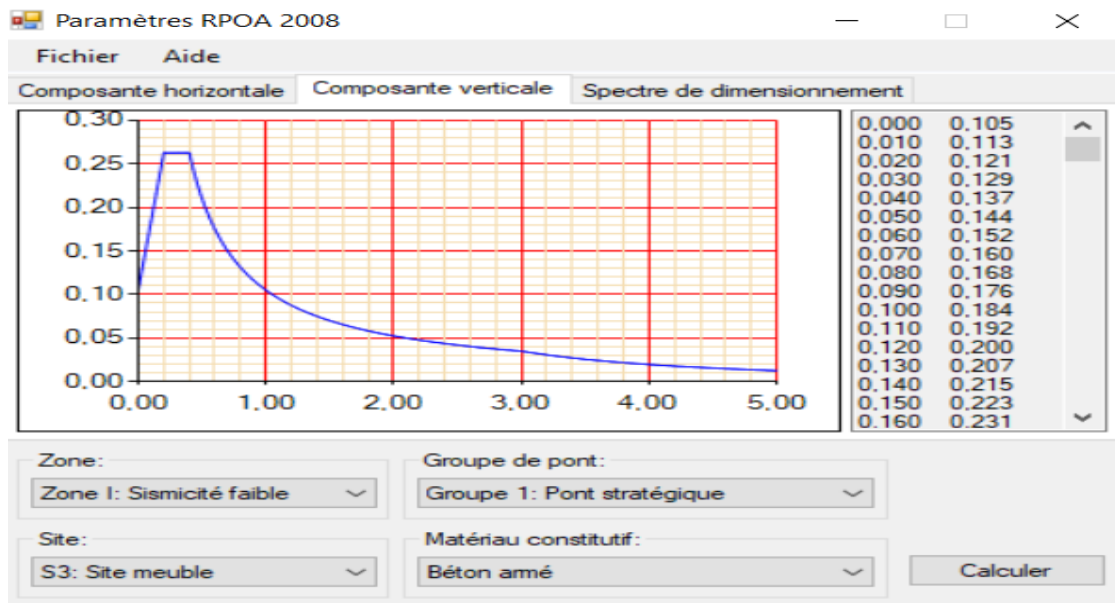


Figure IV.2 : Composante verticale du spectre de réponse

IV.2.1.3 Les combinaisons de composante de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} E_1 &= E_X \pm 0.3E_Y \pm 0.3E_Z \\ E_2 &= 0.3E_X \pm E_Y \pm 0.3E_Z \\ E_3 &= 0.3E_X \pm 0.3E_Y \pm E_Z \end{aligned} \quad (\text{IV.4})$$

IV.2.2 Analyse modale

L'analyse modale peut identifier les paramètres structuraux dynamiques ou les paramètres modaux de la structure, tels que la fréquence de résonance et la déformation modale.

L'analyse modale du pont étudié a été réalisée et 320 modes ont été considérés. Les cinq premiers modes de vibration sont illustrés par les figures IV.3 à IV.7.

- ❖ Mode 01 : $T = 2.34\text{s}$

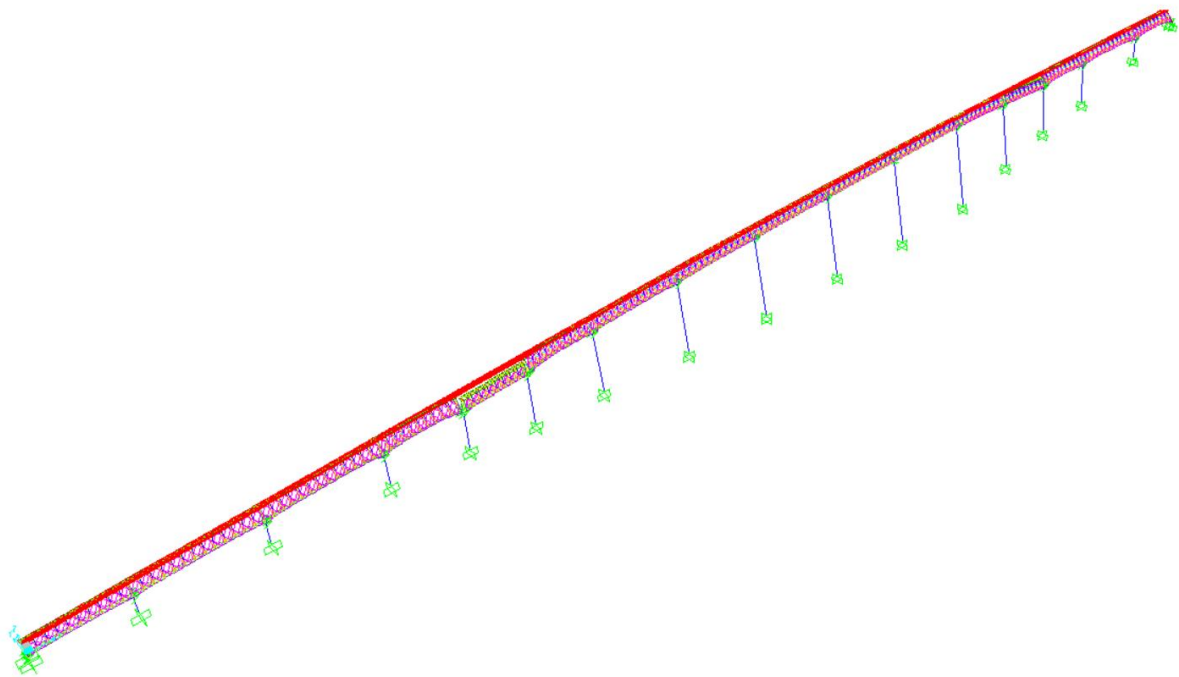


Figure IV.3 : Mode 01 : Translation transversale suivant l'axe Y du viaduc

❖ Mode 02 : $T = 1.65s$

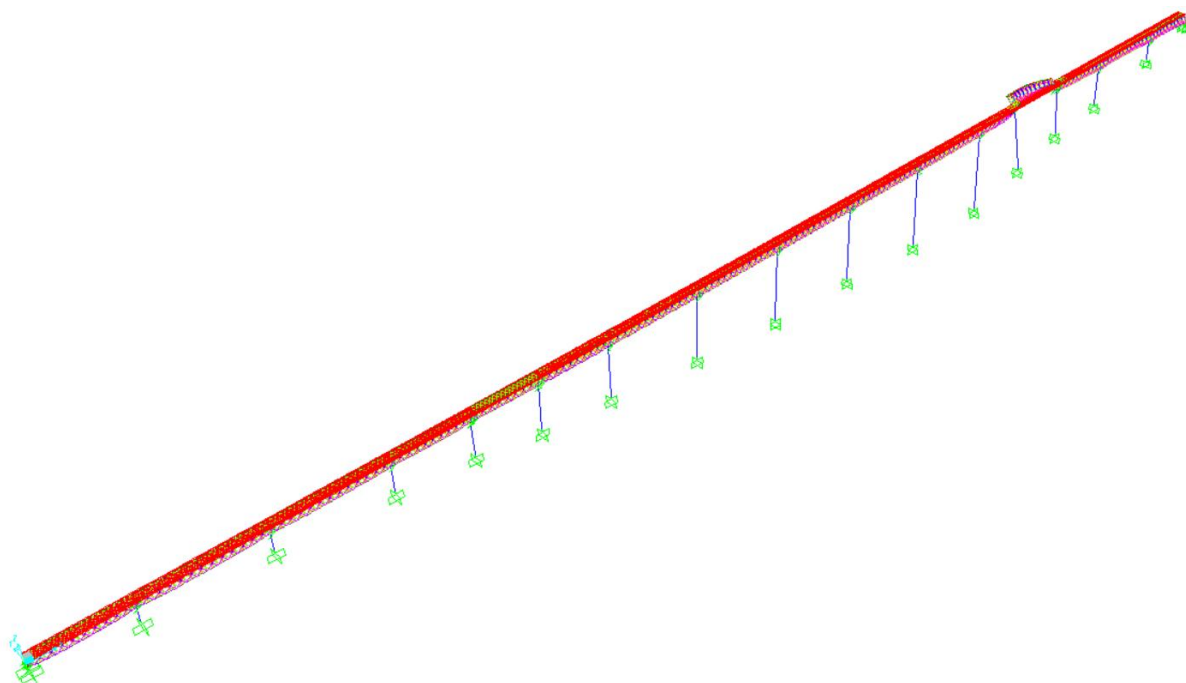


Figure IV.4 : Mode 02 : Translation transversale suivant l'axe Y du tablier n°4

❖ Mode 03 : $T = 1.50s$

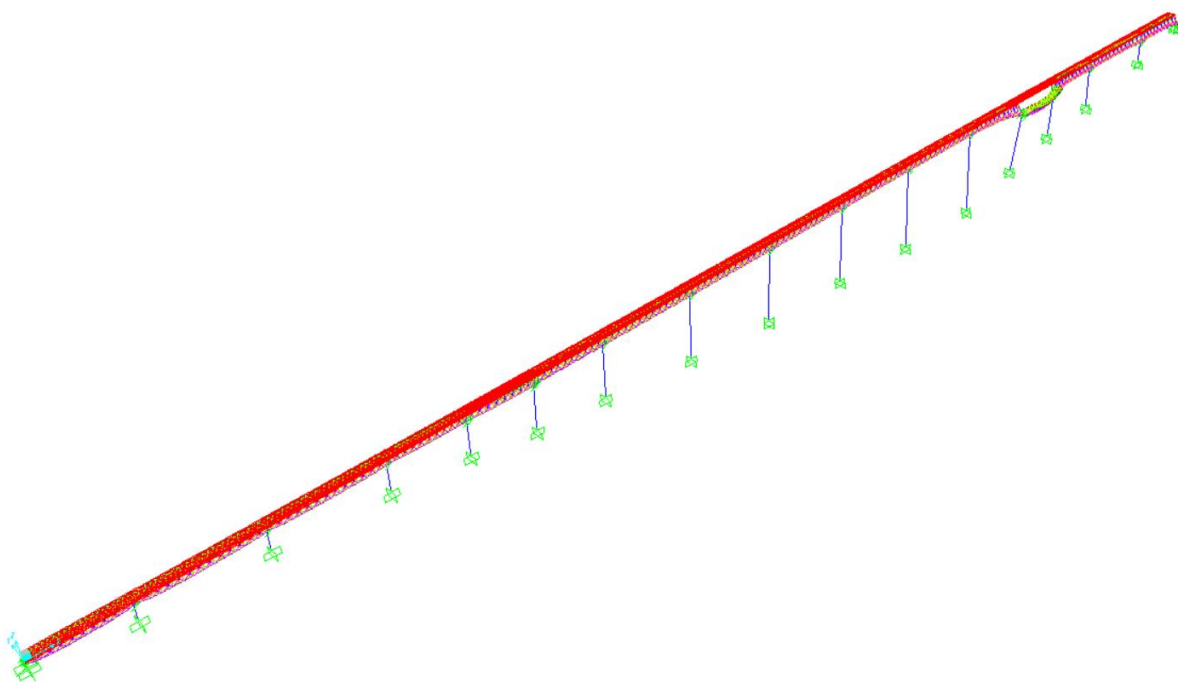


Figure IV.5 : Mode 03 : Translation transversale suivant l'axe Y du tablier n°4

❖ Mode 04 : $T = 1.35s$

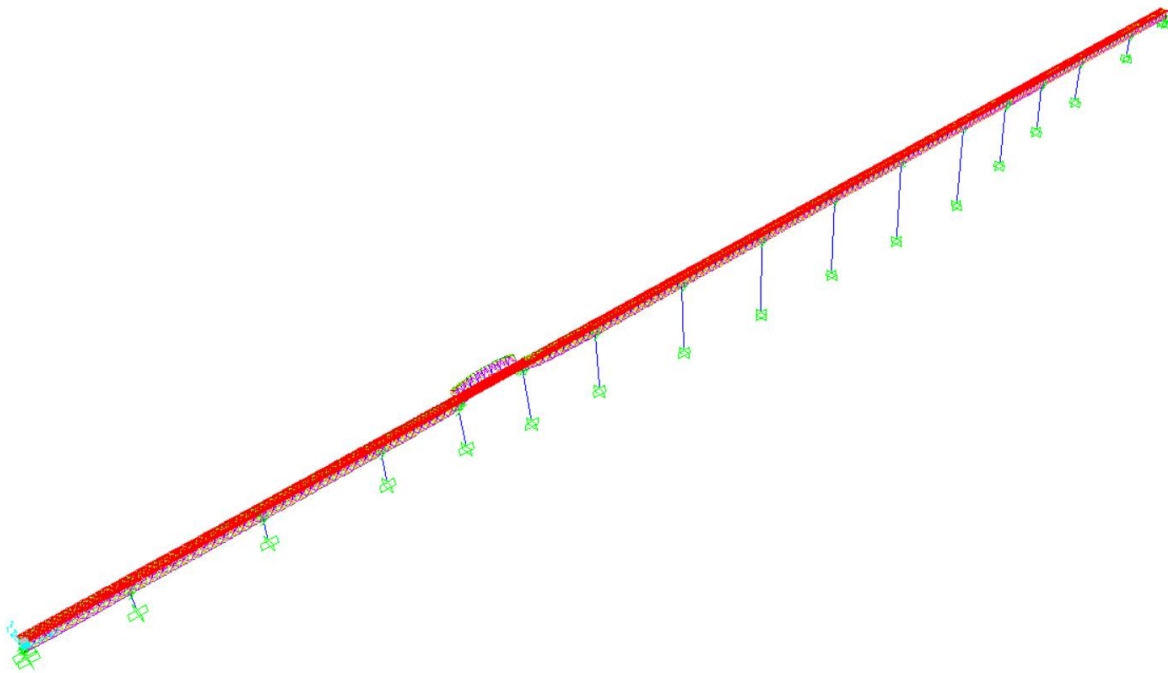


Figure IV.6 : Mode 04 : Translation transversale suivant l'axe Y du tablier n°2

❖ Mode 05 : $T = 1.18s$

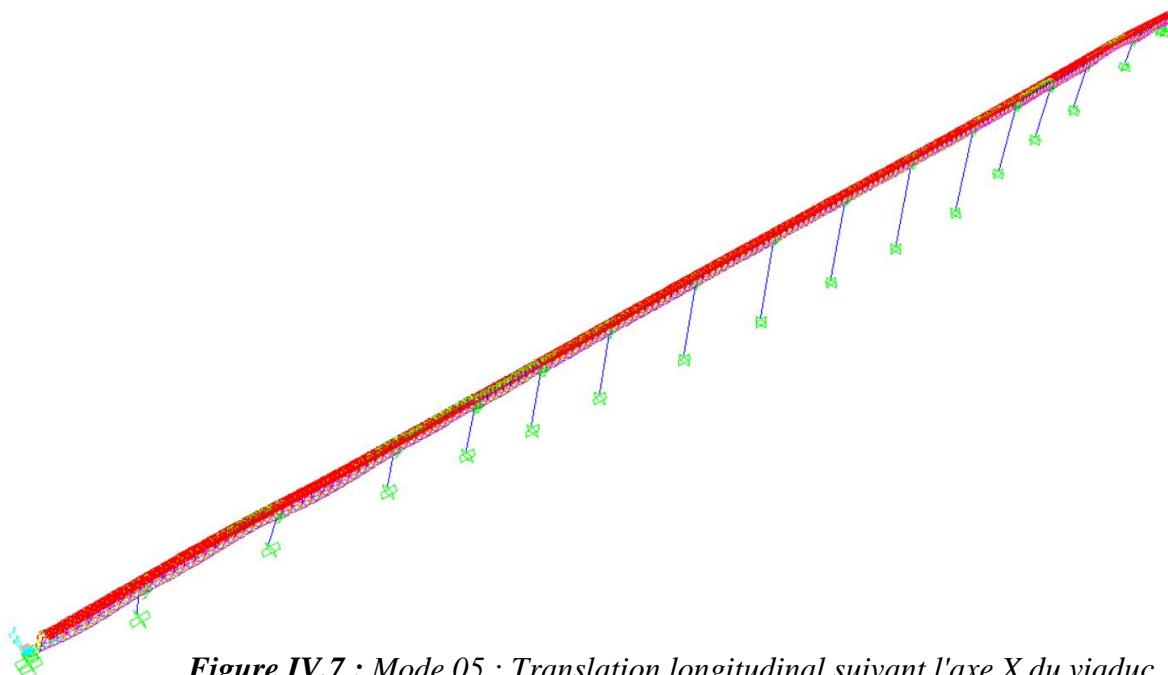


Figure IV.7 : Mode 05 : Translation longitudinal suivant l'axe X du viaduc

Le tableau IV.3 donne les valeurs des périodes propres, les fréquences ainsi que le rapport des cumuls des masses modales par rapport à la masse totale du pont suivant les trois directions. On note que 5 modes sont suffisants pour effectuer une analyse modale spectrale dans le sens X, par ailleurs dans le sens Y on a besoin de 3 modes. Concernant le sens vertical Z la somme des masses modales atteint les 90% de la masse totale du pont en considérant 313 modes.

Modes	Périodes (s)	Fréquences (Hz)	Masses cumulés U _x (%)	Masses cumulés U _y (%)	Masses cumulés U _z (%)
1	2.34	0.43	2.514E-15	85.83	2.342E-15
2	1.65	0.61	4.273E-14	87.40	1.355E-13
3	1.50	0.67	6.843E-14	91.54	1.548E-13
4	1.35	0.74	7.048E-14	92.07	3.734E-13
5	1.18	0.85	98.07	92.07	0,0002534
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
·	·	·	·	·	·
313	0.13	7.69	99.62	99.38	90.37

Tableau IV.3 : Modes propres et rapport des cumuls des masses modales correspondant aux trois directions.

IV.2.3 Résultats des piles

Les résultats en termes d'efforts internes de chaque pile seront donnés dans les tableaux suivants, On note que les piles sont numérotées du côté gauche de pont vers le côté droit.

Piles	$E_1 = E_X \pm 0.3E_Y \pm 0.3E_Z$					
	P (KN)	V _L (KN)	V _T (KN)	T (KN.m)	M _T (KN.m)	M _L (KN.m)
01	7 612,25	49 757,65	4 071,18	1 166,18	130 231,61	999 540,15
02	8 136,55	72 926,09	4 299,29	1 337,35	155 595,75	1 864 971,14
03	7 312,01	27 970,91	3 965,08	932,70	183 889,84	1 020 715,74
04	4 302,02	18 883,39	2 805,76	6 850,76	140 992,09	886 096,52
05	4 524,22	8 490,20	2 066,82	7 676,84	141 657,85	541 424,38
06	5 555,51	6 035,16	2 273,45	1 898,65	180 181,32	440 664,30
07	6 152,83	3 509,25	1 810,66	1 393,56	166 965,21	305 251,14
08	7 090,00	2 447,07	1 529,21	1 092,05	155 868,90	239 276,59
09	7 084,36	2 209,62	1 542,27	955,53	160 640,24	223 268,22
10	8 595,15	1 722,22	1 449,69	711,53	157 624,44	196 332,62
11	7 504,19	1 960,87	1 536,30	995,66	166 502,93	209 416,85
12	7 931,55	4 337,64	2 505,22	5 675,72	229 647,09	376 741,79
13	5 348,68	9 193,48	2 899,95	8 150,82	215 789,89	614 023,48
14	10 690,06	12 897,14	4 809,60	739,68	309 661,05	710 228,05
15	14 040,01	53 525,89	7 971,99	2 812,96	319 025,62	1 555 295,88

Tableau IV.4 : Sollicitations internes au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_1 .

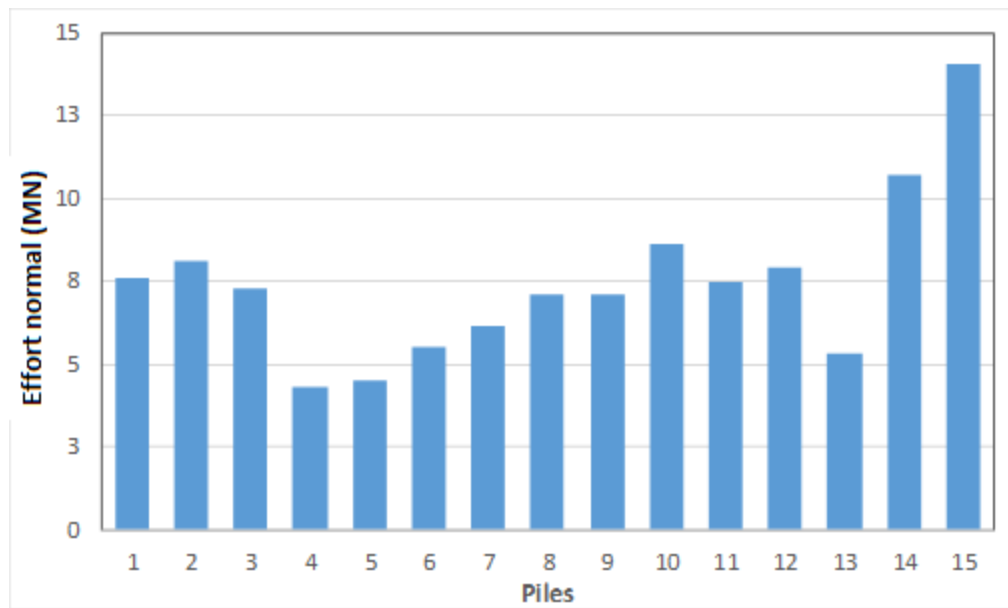


Figure IV.8 : Efforts normaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_1 .

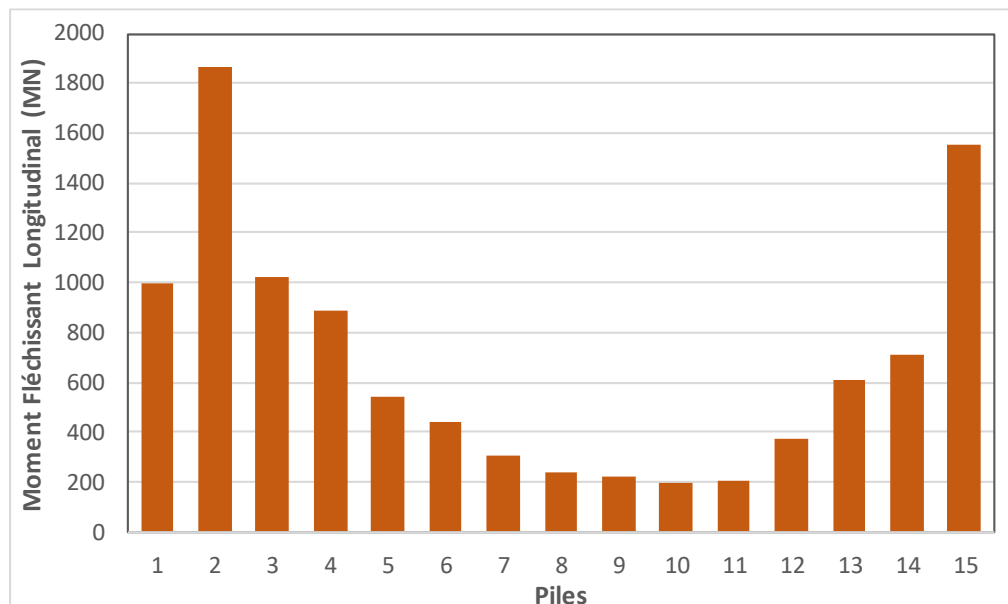


Figure IV.9 : Moments fléchissants au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_1 .

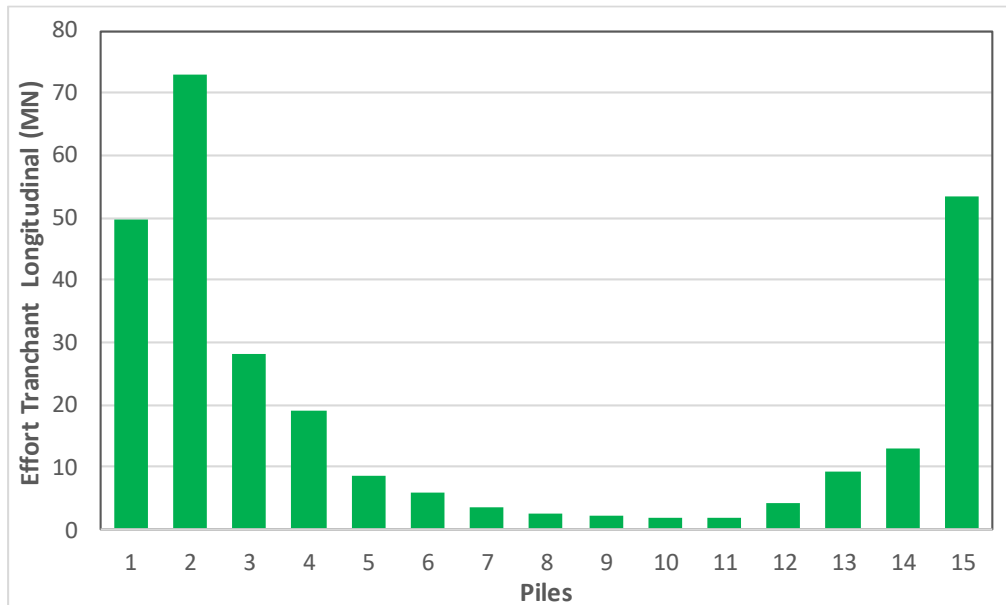


Figure IV.10 : Efforts tranchants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_1 .

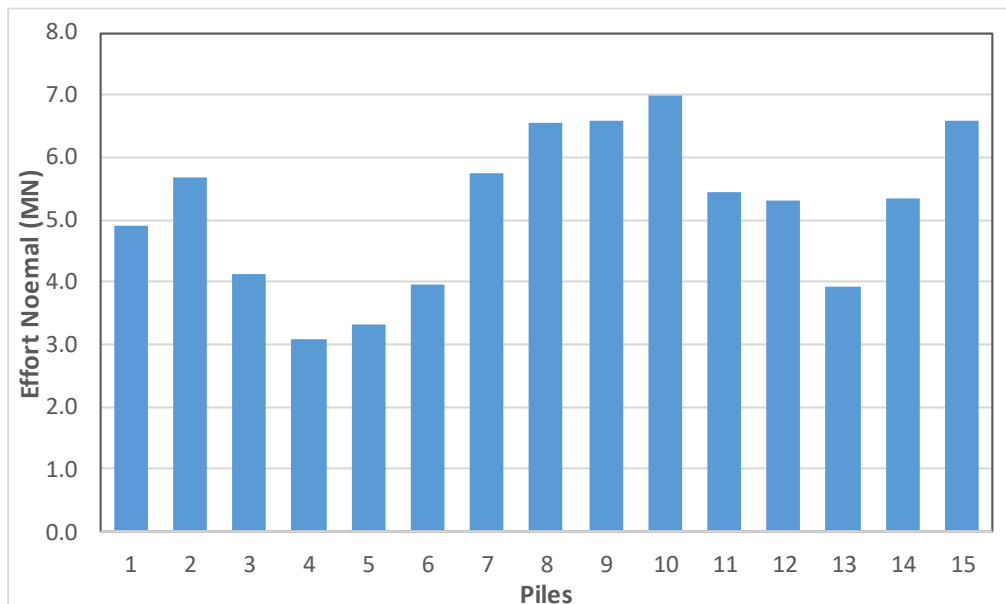


Figure IV.11 : Efforts normaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_2 .

Piles	$E_2 = 0.3E_X \pm E_Y \pm 0.3E_Z$					
	P (KN)	V _L (KN)	V _T (KN)	T (KN.m)	M _T (KN.m)	M _L (KN.m)
01	4 908,81	15 299,80	13 570,49	3 887,07	434 103,95	307 331,80
02	5 686,23	22 088,18	14 330,79	4 457,65	518 648,65	564 858,68
03	4 133,79	8 678,26	13 216,84	3 108,81	612 963,00	316 540,63
04	3 066,80	5 824,68	9 352,41	22 835,62	469 968,78	272 569,47
05	3 326,72	2 599,00	6 889,38	25 589,26	472 191,22	165 020,28
06	3 972,64	1 878,57	7 578,16	6 328,48	600 603,18	136 780,82
07	5 733,09	1 069,03	6 035,52	4 644,94	556 549,72	92 704,71
08	6 535,08	742,21	5 097,35	3 639,95	519 562,55	72 260,88
09	6 579,28	669,77	5 140,88	3 184,83	535 467,05	67 471,73
10	6 996,62	523,35	4 832,30	2 371,56	525 414,43	59 661,87
11	5 445,01	622,33	5 120,98	3 318,62	555 009,36	65 704,54
12	5 313,14	1 336,12	8 350,69	18 918,81	765 488,71	114 931,74
13	3 925,86	2 834,57	9 666,47	27 169,11	719 297,61	188 355,99
14	5 330,23	4 054,81	16 031,80	2 465,42	1 032 194,24	222 840,43
15	6 600,52	16 395,27	26 573,16	9 376,25	1 063 414,92	476 348,57

Tableau IV.5 : Sollicitations internes au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_2 .

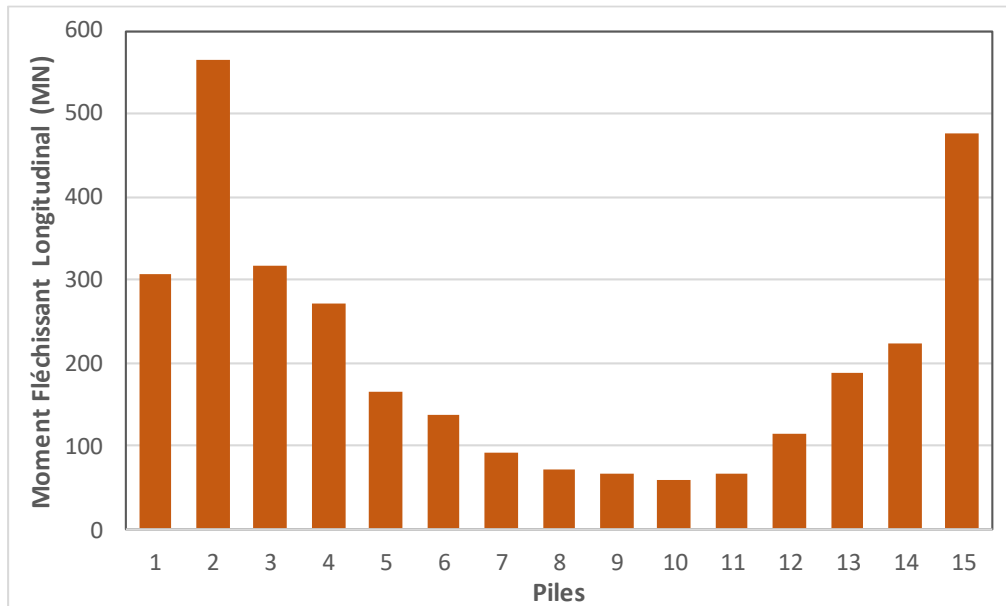


Figure IV.12 : Moment fléchissants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_2 .

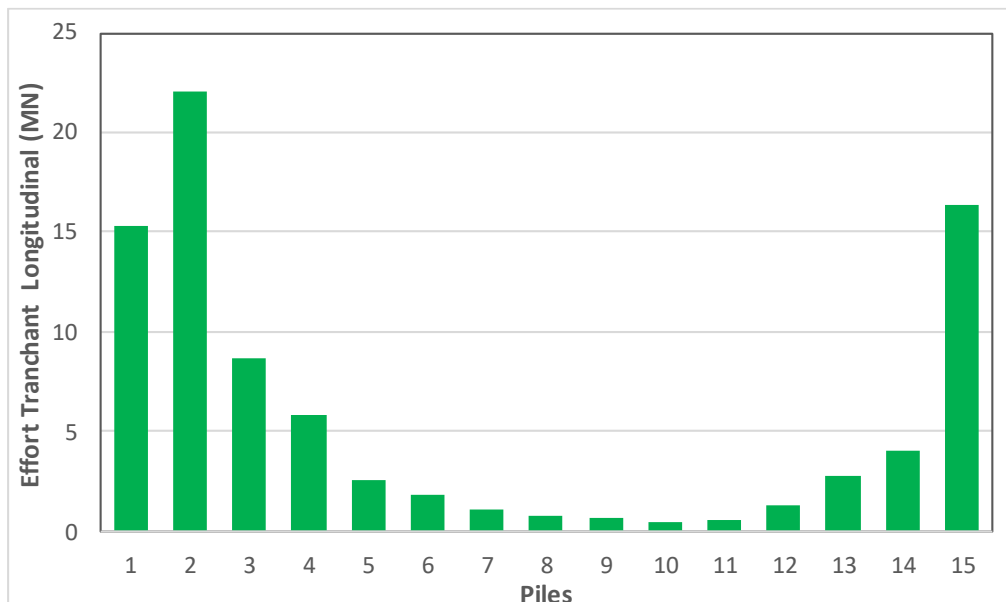


Figure IV.13 : Efforts tranchants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_2 .

Piles	$E_3 = 0.3E_X \pm 0.3E_Y \pm E_Z$					
	P (KN)	V _L (KN)	V _T (KN)	T (KN.m)	M _T (KN.m)	M _L (KN.m)
01	13 658,63	16 541,41	4 071,23	1 166,29	130 232,32	332 229,65
02	16 503,49	22 789,31	4 299,37	1 337,41	155 597,62	582 748,30
03	10 600,68	9 634,81	3 965,10	932,80	183 890,23	350 957,43
04	8 987,22	6 356,75	2 805,77	6 850,83	140 992,88	295 032,92
05	9 891,26	2 772,06	2 066,83	7 676,91	141 658,01	173 660,72
06	11 658,69	2 105,29	2 273,46	1 898,79	180 181,54	152 051,04
07	18 690,11	1 123,20	1 810,66	1 393,70	166 965,45	96 468,66
08	21 228,22	769,16	1 529,21	1 092,06	155 868,99	73 853,45
09	21 425,59	692,70	1 542,27	955,67	160 640,37	69 108,63
10	21 723,17	545,63	1 449,69	711,65	157 624,49	62 201,77
11	16 090,33	735,88	1 536,30	995,70	166 502,92	75 302,43
12	15 091,21	1 452,19	2 505,22	5 675,74	229 647,13	121 294,19
13	11 662,54	3 089,59	2 899,96	8 150,88	215 790,05	202 182,44
14	12 407,24	4 673,66	4 809,59	739,76	309 660,47	255 411,01
15	14 561,78	17 520,14	7 972,07	2 813,02	319 027,80	508 877,53

Tableau IV.6 : Combinaison d'action Sollicitations internes au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E₃.

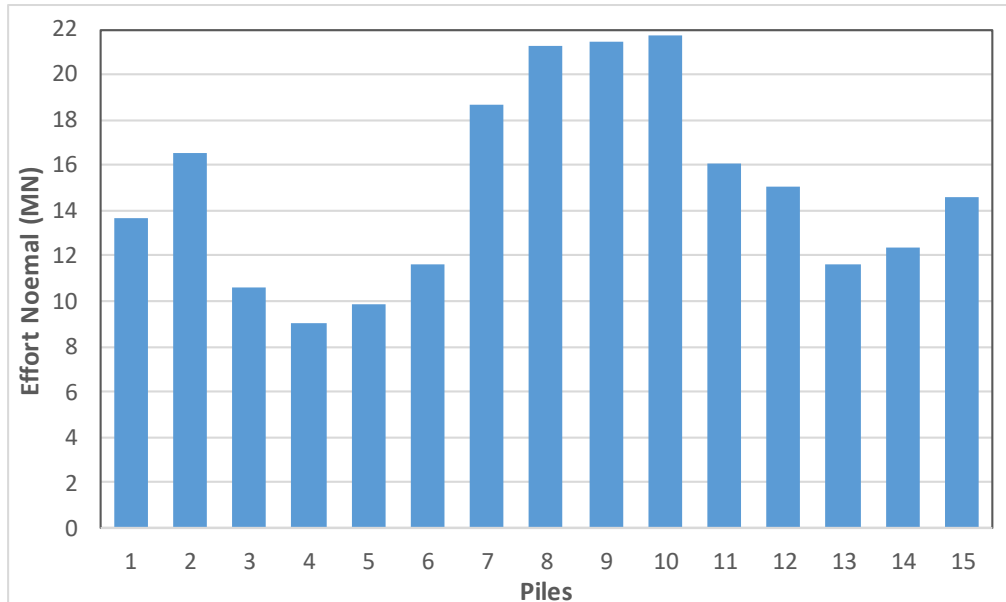


Figure IV.14 : Efforts normaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_3 .

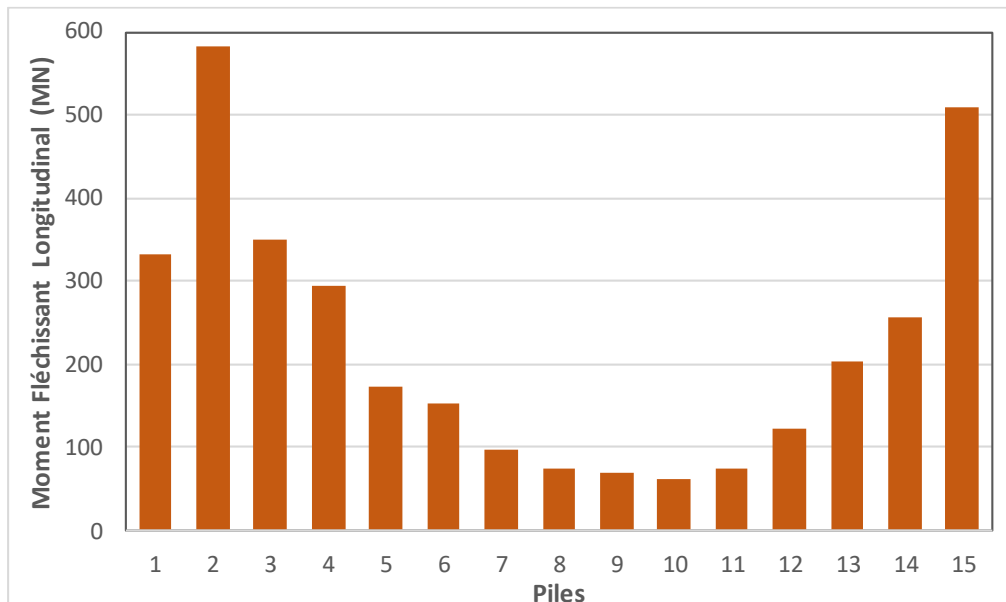


Figure IV.15 : Moment fléchissants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_3 .

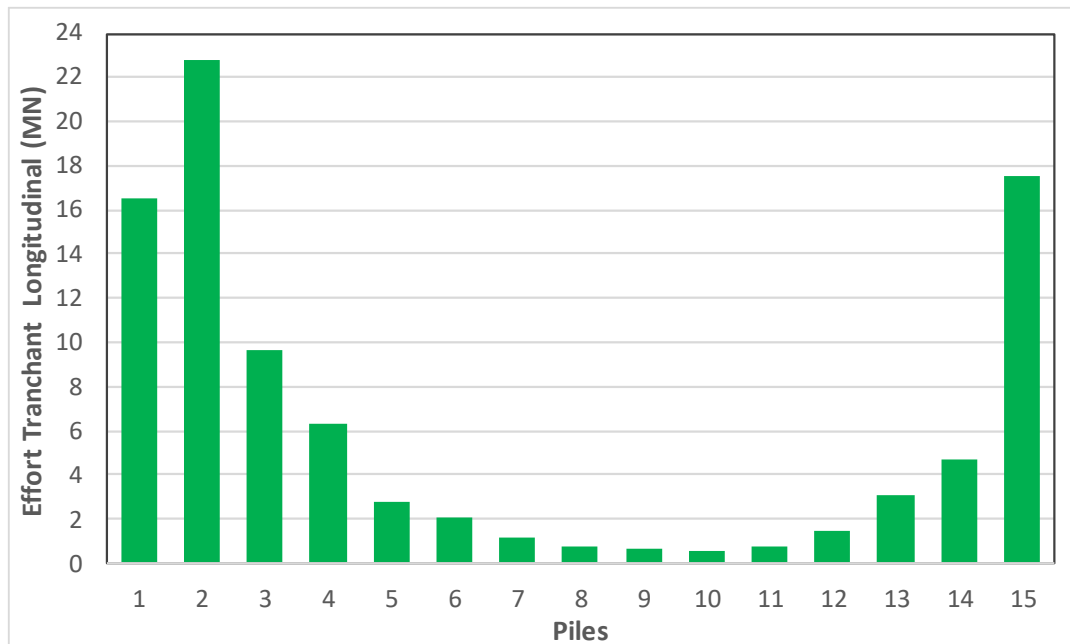


Figure IV.16 : Efforts tranchants longitudinaux au niveau des piles sous la combinaison d'action accidentelle E_3 .

IV.3 Etude dynamique du viaduc sous chargement sismique différentiel

Comme nous l'avons vu au chapitre 1, le RPOA (2008) exige sous certaines conditions de tenir en compte la SVGM dans le calcul de la réponse dynamique des ponts. Ceci en imposant aux appuis du pont un mouvement combiné de l'action sismique uniforme et d'un déplacement différentiel entre les points liés au sol. Dans cette section la sensibilité du comportement dynamique du pont à ce phénomène est étudiée. Nous allons également comparés les résultats de cette analyse avec ceux obtenus en utilisant les dispositions correspondantes de l'Eurocode 8 (Partie 2).

Selon les règlements RPOA (2008) et Eurocode 8, l'effet de la SVGM doit être considéré lorsqu'une des conditions suivantes est vérifiée :

- Le pont franchit une faille active,
- Les appuis sont fondés sur des sols très différents,
- La longueur du pont est très importante.

Dans ce cas, la longueur du viaduc (1780 m) dépasse la longueur limite suivant les deux règlements.

Selon le RPOA (2008), il est indiqué que si on a une discontinuité topographique accusée (vallée). En l'absence d'une démarche appropriée définie, il est proposé de majorer la valeur du déplacement différentiel de 50%.

IV.3.1 Calcul des déplacements différentiels selon le RPOA (2008)

Dans cette partie, on a calculé les déplacements différentiels par rapport au site 3 (d'après le rapport géotechnique) et la zone sismique I ($A = 0.15g$).

Distance d_{jk} (m)	Déplacement horizontal (cm)	Déplacement vertical (cm)
1780	14.56	12.49
1685	14.56	12.49
1555	14.56	12.49
1460	14.56	12.49
1375	14.56	12.49
1280	14.56	12.49
1150	14.56	12.49
1020	14.56	12.49
890	14.56	12.49
760	14.56	12.49
630	14.56	12.49
535	14.56	12.49
450	14.56	12.49
355	13.06	10.97
225	9.38	6.95
95	3.49	2.93
0	0	0

Tableau IV.7 : Déplacements différentiels horizontaux et verticaux (RPOA 2008)

Le tableau IV.7 donne les valeurs des déplacements différentiels dans ce cas.

- Horizontalement : $A = 0.15$, $g = 9.81$, $L_M = 400$, $D_M = 0.07$, $\eta = 2.5 \times 10^{-4}$
- Verticalement : $A = 0.15$, $g = 9.81$, $L_M = 400$, $D_M = 0.06$, $\eta = 2.1 \times 10^{-4}$

IV.3.2 Calcul des déplacements différentiels selon l'Eurocode 8

Les calculs dans ce cas sont faits en considérant Site 3 et Zone sismique I. Le règlement Eurocode 8 considère deux types d'ensemble A et B pour calculer les déplacements différentiels :

Distance d_{jk} (m)	Déplacement horizontal (cm)	Déplacement vertical (cm)
1780	9.36	6.24
1685	9.36	6.24
1555	9.36	6.24
1460	9.36	6.24
1375	9.36	6.24
1280	9.36	6.24
1150	9.36	6.24
1020	9.36	6.24
890	9.36	6.24
760	9.36	6.24
630	9.36	6.24
535	9.36	6.24
450	9.36	6.24
355	8.30	5.53
225	5.26	3.50
95	2.22	1.48
0	0	0

Tableau IV.8 : Déplacements différentiels horizontaux et verticaux de l'ensemble A (Eurocode 8)

Le déplacement sismique maximum du sol est donné par cette relation :

$$d_g = 0.025 \cdot A \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (\text{IV.5})$$

Le type de sol qui représente le Site 3 est site C selon l'Eurocode 8, les différents paramètres sont donc les suivants [Capra & Gordeau, 2015] :

- Horizontalement : $A = 0.15 \times 9.81 = 1.47$, $S = 1.2$, $T_C = 0.5$, $T_D = 3$
- Verticalement : $A = 0.15 \times 9.81 = 1.47$, $S = 1$, $T_C = 0.4$, $T_D = 3$

Les déplacements différentiels obtenus dans ce cas de l'ensemble A sont donnés par le Tableau IV.8 et dans le cas de l'ensemble B sont donnés par le Tableau IV.9.

Appuis	Distance $L_{av,i}$ (m)	Déplacement horizontal (cm)	Déplacement vertical (cm)
Culée A, B	47.5	0.11	0.06
Pile 4, 5, 12, 13	90	0.20	0.11
Pile 1, 3, 6, 11, 14, 15	112.5	0.25	0.14
Pile 2, 7, 8, 9, 10	130	0.29	0.16

Tableau IV.9 : Déplacements différentiels horizontaux et verticaux de l'ensemble B (Eurocode 8)

IV.3.3 Analyse des résultats sous déplacements différentiels

Des analyses dynamiques ont été effectuées en appliquant aux appuis du viaduc le mouvement sismique différentiel représenté par le spectre de réponse et les déplacements différentiels imposés statiquement.

Dans le cas du RPOA (2008), les résultats sont représentés en termes de moments fléchissant maximums obtenus au niveau des piles dans le sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned}
 E_X + D_X \\
 E_Y + D_Y \\
 E_Z + D_Z
 \end{aligned}
 \tag{IV.6}$$

Avec:

E_X , E_Y et E_Z : Actions sismiques uniformes appliquées respectivement suivant les directions X, Y et Z.

D_X , D_Y et D_Z : Déplacements différentiels imposés respectivement selon X, Y et Z.

Les tableaux IV.10 et IV.11 donnent les valeurs des moments fléchissant pour ce cas (sens longitudinal).

Piles	E_x (KN.m)	E_z (KN.m)	E_x+D_x (KN.m)	E_z+D_z (KN.m)
01	988 869.43	35 568.72	1 575 404.41	103 990.90
02	1 857 303.92	25 557.01	2 318 462.65	172 448.66
03	1 005 965.22	49 167.63	1 763 851.12	115 898.45
04	876 468.53	32 091.96	1 623 366.29	62 210.29
05	537 720.89	12 344.24	986 957.19	24 895.10
06	434 119.67	21 815.01	853 863.91	28 754.08
07	303 637.92	5 377.24	600 983.05	9 492.44
08	238 593.99	2 275.21	470 602.24	5 058.28
09	222 566.59	2 338.60	438 104.98	5 452.68
10	195 244.03	3 628.53	385 879.53	6 642.44
11	205 303.40	13 711.37	391 562.71	16 388.25
12	374 014.78	9 089.63	651 938.66	13 539.57
13	608 097.32	19 752.97	1 071 883.11	27 549.62
14	696 065.89	46 470.94	1 338 319.54	58 972.41
15	1 541 354.29	46 530.15	3 314 432.80	171 369.11

Tableau IV.10 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens longitudinal (RPOA 2008)

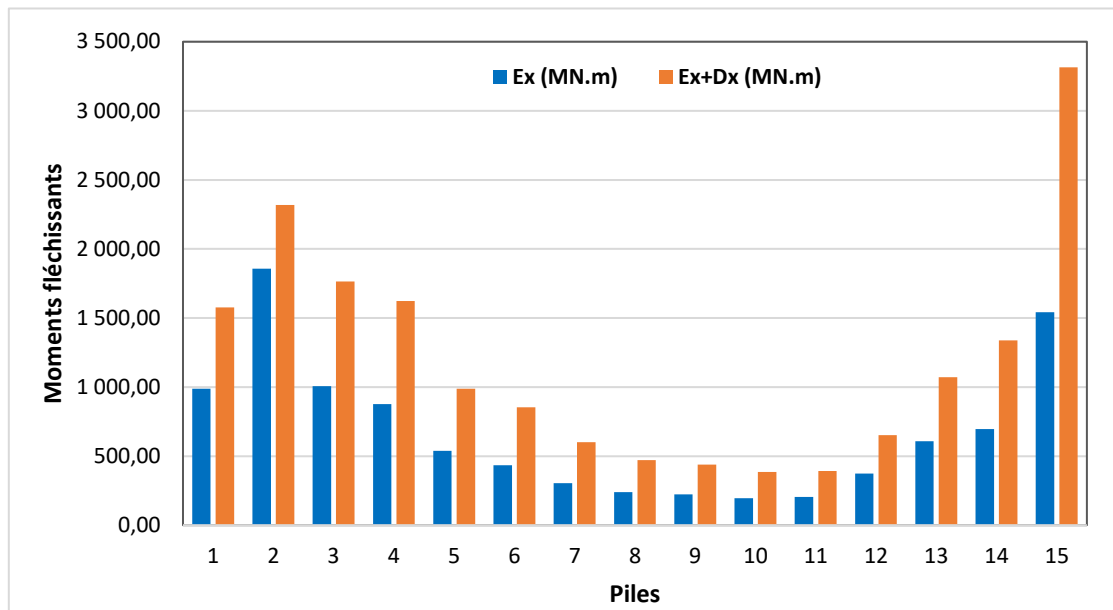


Figure IV.17 : Moments fléchissants issus des combinaisons Ex et Ex+Dx dans le sens longitudinal en adoptant la méthode du RPOA 2008.

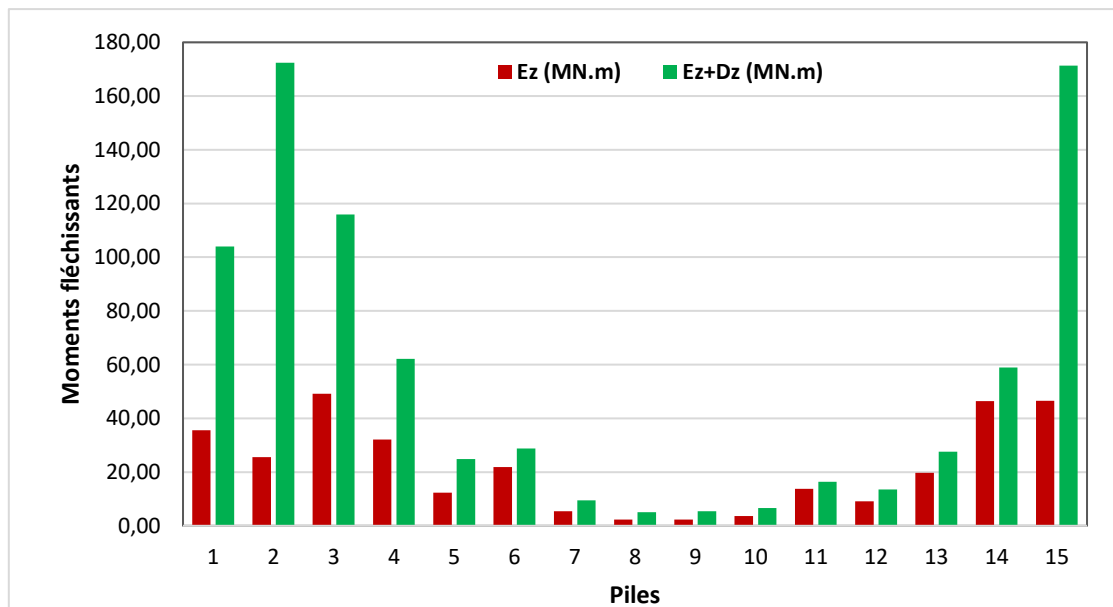


Figure IV.18 : Moments fléchissants issus des combinaisons Ez et Ez+Dz dans le sens longitudinal en adoptant la méthode du RPOA 2008.

Piles	E_y (KN.m)	E_z (KN.m)	E_y+D_y (KN.m)	E_z+D_z (KN.m)
01	434 103.53	1.20	641 110.19	1.20
02	518 647.53	3.21	593 164.38	3.20
03	612 962.40	1.29	882 871.10	1.29
04	469 967.79	2.21	620 840.81	2.21
05	472 190.92	0.62	623 648.20	0.62
06	600 602.92	0.58	850 173.47	0.58
07	556 549.49	0.54	749 577.07	0.54
08	519 562.46	0.22	671 311.59	0.23
09	535 466.95	0.26	669 759.45	0.26
10	525 414.36	0.16	637 419.16	0.16
11	555 009.30	0.10	656 943.43	0.10
12	765 488.45	0.47	856 388.92	0.47
13	719 297.25	0.72	812 413.20	0.72
14	1 063 413.72	1.81	1 209 449.18	1.81
15	1 032 192.91	3.56	1 268 274.12	3.56

Tableau IV.11 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens transversal (RPOA 2008).

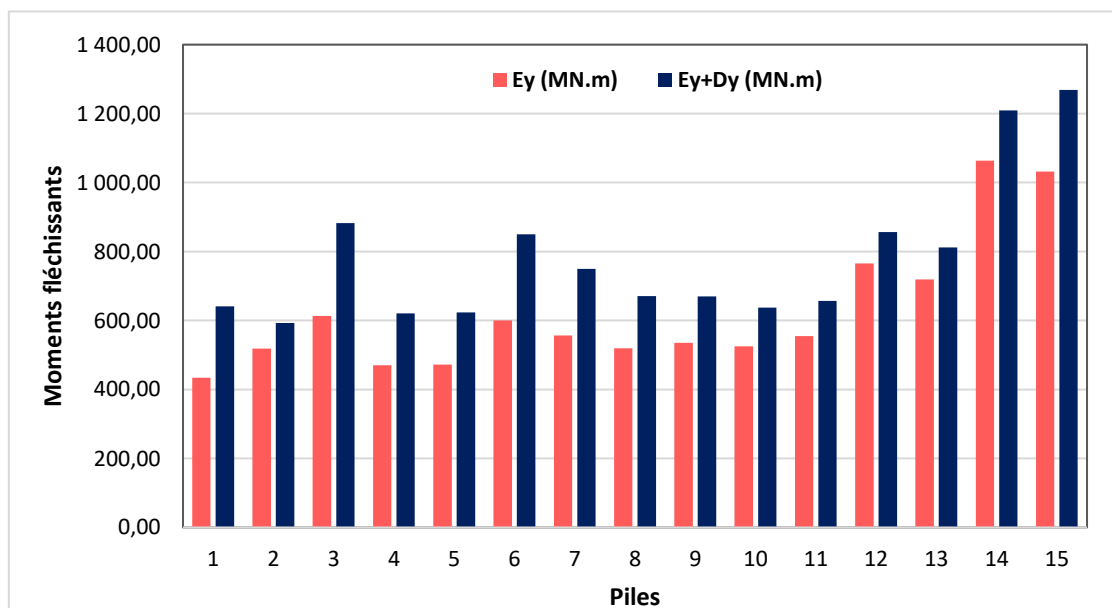


Figure IV.19 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_y et E_y+D_y dans le sens transversal en adoptant la méthode du RPOA 2008.

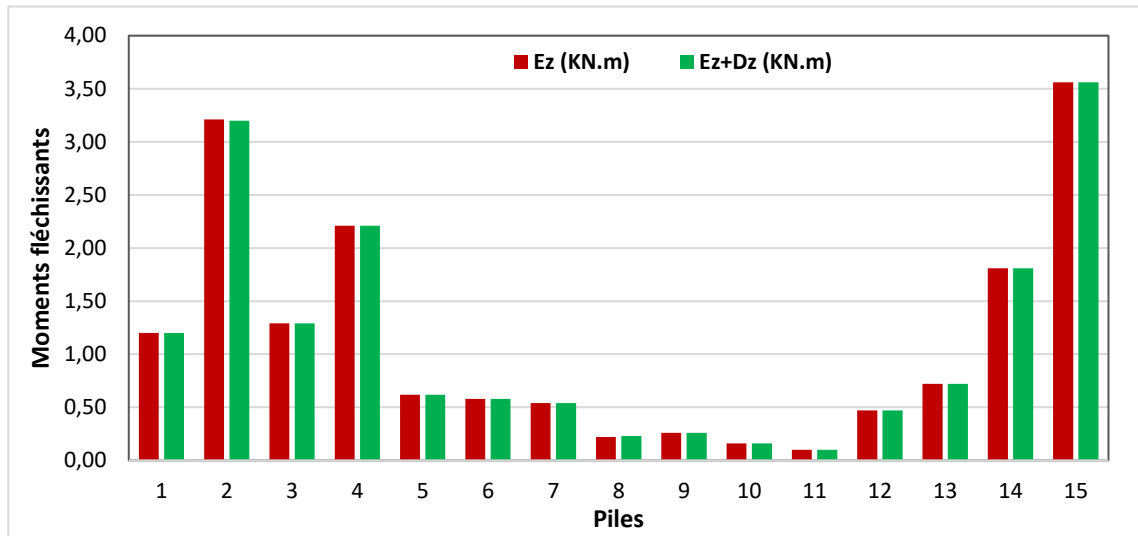


Figure IV.20 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_y et E_y+D_y dans le sens transversal en adoptant la méthode du RPOA 2008.

Piles	E_x (KN.m)	E_z (KN.m)	$\sqrt{(E_x^2 + D_x^2)}$ (KN.m)	$\sqrt{(E_z^2 + D_z^2)}$ (KN.m)
01	988 869.43	35 568.72	1 051 638.97	50 933.64
02	1 857 303.92	25 557.01	1 861 612.69	77 670.07
03	1 005 965.22	49 167.63	1 120 893.54	56 674.40
04	876 468.53	32 091.96	1 008 076.46	34 853.31
05	537 720.89	12 344.24	615 518.38	13 440.95
06	434 119.67	21 815.01	516 497.36	21 828.36
07	303 637.92	5377.25	362 627.52	5 253.68
08	238 593.99	2 275.21	284 347.79	2 218.91
09	222 566.59	2 338.60	264 927.66	2 570.10
10	195 244.03	3 628.53	232 969.65	3 849.06
11	205 303.40	13 711.37	239 938.30	13 362.34
12	374 014.78	9 089.63	417 396.58	9 083.79
13	608 097.32	19 752.97	682 190.48	19 388.05
14	696 268.78	46 470.94	817 240.08	44 390.63
15	1 541 354.29	46 530.15	1 939 910.14	77 595.59

Tableau IV.12 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens longitudinal (Eurocode 8)

Les résultats obtenus en utilisant l'Eurocode 8 sont donnés par les Tableaux IV.12 et IV.13. Dans ce cas les combinaisons suivantes sont utilisées:

$$\begin{aligned} & \sqrt{E_x^2 + D_x^2} \\ & \sqrt{E_y^2 + D_y^2} \\ & \sqrt{E_z^2 + D_z^2} \end{aligned} \tag{IV.7}$$

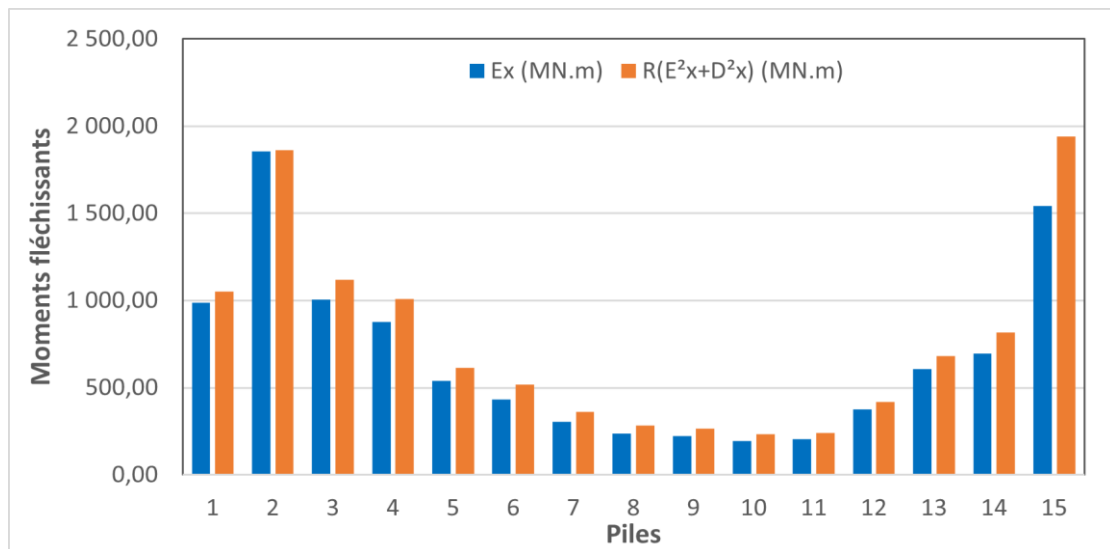


Figure IV.21 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_x et $\sqrt{(E_x^2 + D_x^2)}$ dans le sens longitudinal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.

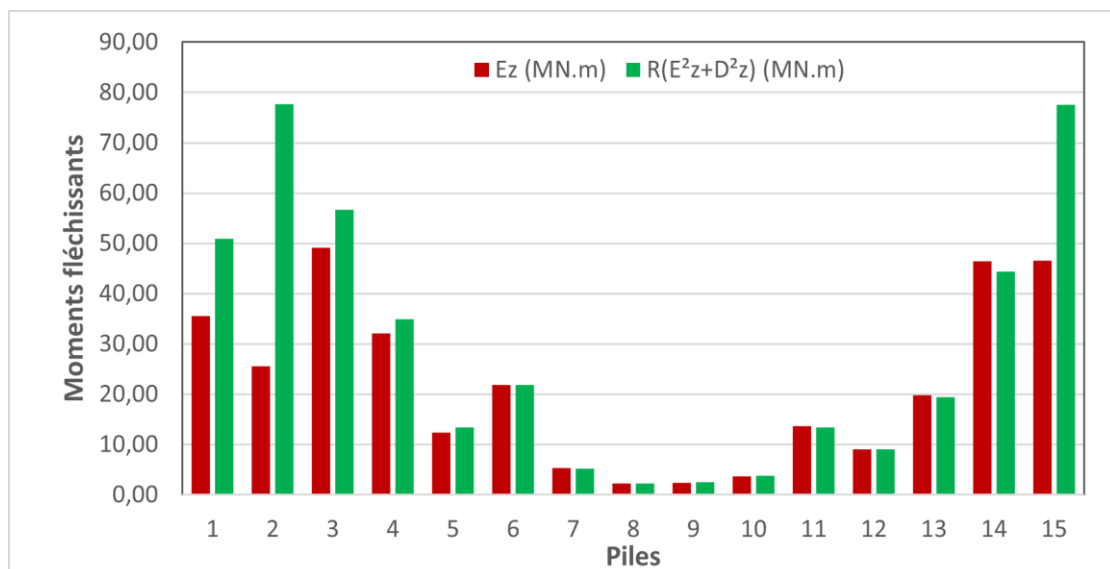


Figure IV.22 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_z et $\sqrt{(E_z^2 + D_z^2)}$ dans le sens longitudinal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.

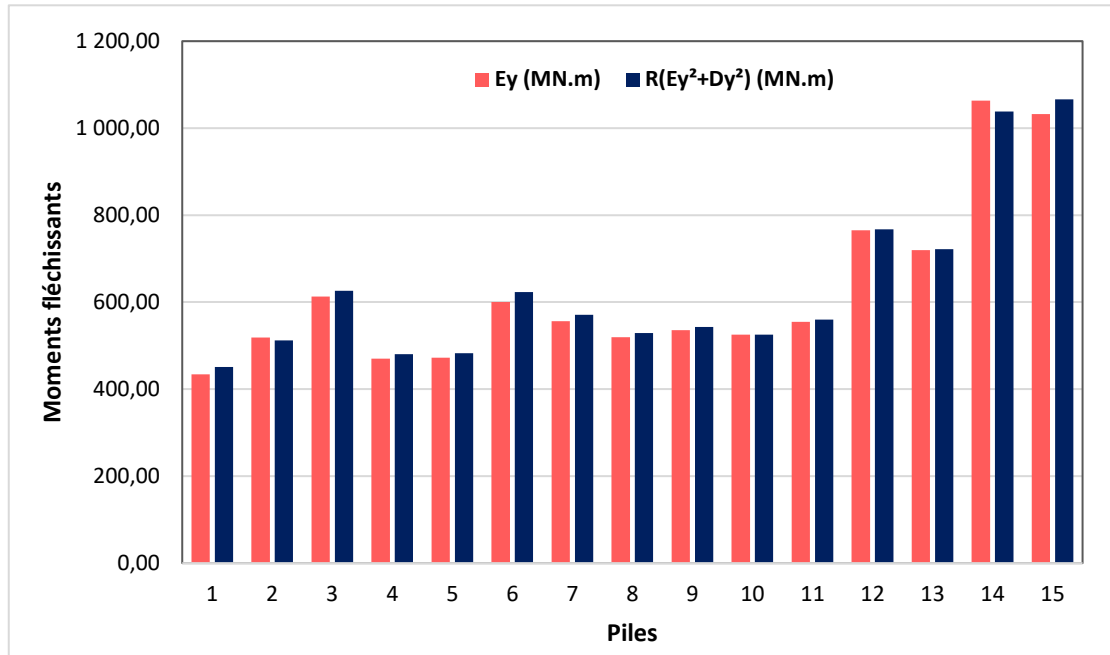


Figure IV.23 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_y et $\sqrt{(E_y^2 + D_y^2)}$ dans le sens transversal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.

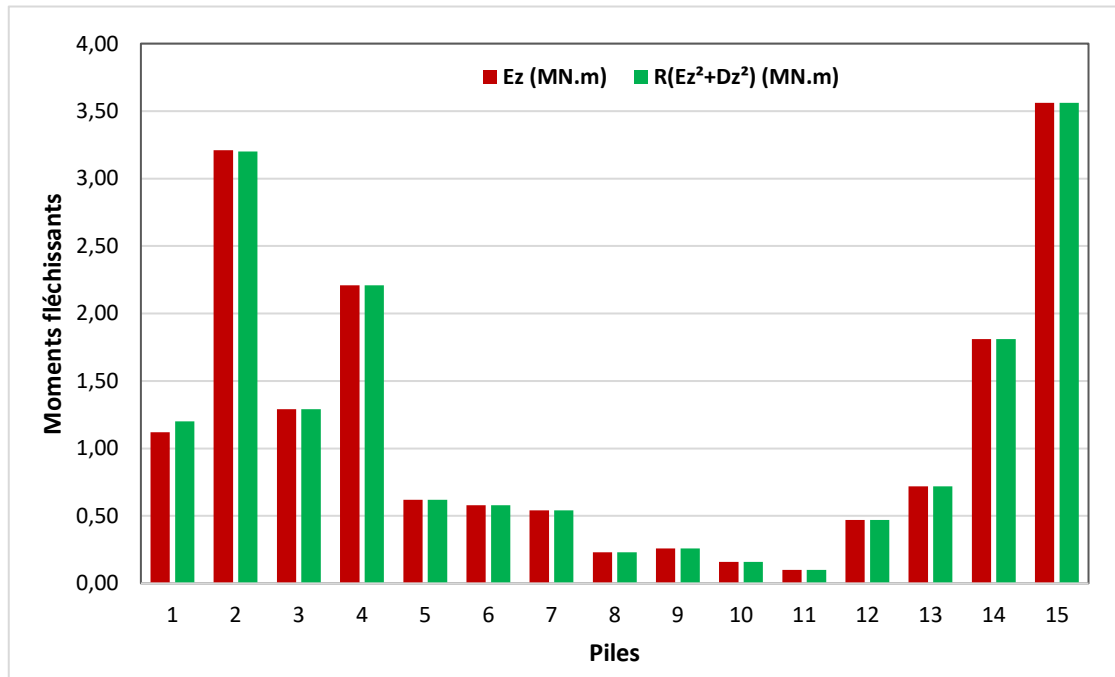


Figure IV.24 : Moments fléchissants issus des combinaisons E_z et $\sqrt{(E_z^2 + D_z^2)}$ dans le sens transversal en adoptant la méthode de l'Eurocode 8.

Piles	E_y (KN.m)	E_z (KN.m)	$\sqrt{(E_y^2 + D_y^2)}$ (KN.m)	$\sqrt{(E_z^2 + D_z^2)}$ (KN.m)
01	434 103.53	1.12	451 114.40	1.2
02	518 647.53	3.21	512 244.16	3.2
03	612 962.40	1.29	626 457.02	1.29
04	469 967.79	2.21	480 536.58	2.21
05	472 190.92	0.62	482 879.04	0.62
06	600 602.92	0.58	623 229.17	0.58
07	556 549.49	0.54	571 191.86	0.54
08	519 562.46	0.23	529 238.03	0.23
09	535 466.95	0.26	542 787.72	0.26
10	525 414.36	0.16	525 441.13	0.16
11	555 009.30	0.1	559 896.48	0.1
12	765 488.45	0.47	767 772.46	0.47
13	719 297.25	0.72	721 821.54	0.72
14	1 063 413.72	1.81	1 038 454.76	1.81
15	1032192.91	3.56	1 066 476.13	3.56

Tableau IV.13 : Les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens transversal (Eurocode 8)

A partir des résultats donnés par les tableaux IV.10 au IV.13, on peut tirer les remarques suivantes :

- ❖ En comparant les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens longitudinal adoptant les déplacements différentiels tirés du **RPOA (2008)** des combinaison E_x et E_x+D_x (Tableau IV.10, Figure IV.17), on observe des augmentations de presque 60% pour la pile 01 ; de l'ordre de 25% pour la pile 02 ; entre 75% à 90% pour les piles 03, 04, 05, 11, 12 et 13 ; d'environ 95% pour les piles 06, 07, 08, 09, 10 et 14 et dépassant les 100% pour la pile 15.

- ❖ Au niveau du même Tableau (IV.10, Figure IV.18), on remarque que les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens longitudinal issus des combinaisons E_z et E_z+D_z présentent une augmentation qui varie entre 20% pour la pile 11 et 135% pour la pile 03. Une augmentation extrême dépassant le quintuple des moments fléchissants est enregistrée pour la pile 02.
- ❖ Dans le Tableau IV.11 (Figure IV.19) donnant les résultats au niveau des piles dans le sens transversal adoptant les déplacements différentiels tirés du **RPOA (2008)**, on observe que les moments fléchissants des combinaisons E_y et E_y+D_y présentent des augmentations d'environ 50% pour la pile 01 ; entre 15% et 25% pour les piles 02, 09, 10, 11, 12, 13, 14 et 15 ; de l'ordre de 30% à 35% pour les piles 04, 05, 07, 08 et de l'ordre de 40% à 45% pour les piles 03 et 06.
- ❖ Dans ce même Tableau IV.11 (Figure IV.20), on remarque que les moments fléchissants issus des combinaisons E_z et E_z+D_z sont presque identiques. Cela est dû principalement aux conditions aux limites des appareils d'appui du viaduc qui présentent une rigidité fixe dans le sens transversal. Delà, on peut conclure que l'excitation sismique dans le sens transversal n'a aucune influence sur les résultats de cette combinaison E_z et E_z+D_z .
- ❖ Dans le Tableau IV.12 (Figure IV.21), les moments fléchissants au niveau des piles dans le sens longitudinal sont présentés en adoptant les déplacements différentiels calculés conformément à la formule donnée par **Eurocode 8**. On observe que les résultats des combinaisons E_x et $\sqrt{(E_x^2 + D_x^2)}$ présentent des augmentations de l'ordre de 5% pour la pile 01 ; entre 10% à 15% pour les piles 03, 04, 05, 11, 12 et 13 et entre 20% et 25% pour les piles 06, 07, 08, 09, 10, 14 et 15. Les moments fléchissants au niveau de la pile 02 sont presque identiques.
- ❖ Au niveau de ce même Tableau IV.12 (Figure IV.22), on remarque que les moments fléchissants tirés des combinaisons E_z et $\sqrt{(E_z^2 + D_z^2)}$ donne lieu à une augmentation qui varie entre 5% pour la pile 10 et la pile 14 et 65% pour la pile

15. Une augmentation extrême de l'ordre du double est enregistrée pour la pile 02. Les moments fléchissants au niveau des piles 06, 07, 08, 11, 12 et 13 sont presque identiques.

- ❖ La comparaison des moments fléchissants des combinaisons E_y et $\sqrt{(E_y^2 + D_y^2)}$ au niveau des piles dans le sens transversal sous un chargement différentiel formulé par l'**Eurocode 08** (Tableau IV.13, Figure IV.23) donne lieu à une augmentation d'environ 4% pour la pile 01. Tandis que les moments fléchissants au niveau des autres piles sont presque identiques.
- ❖ Tandis que pour les moments fléchissants issus des combinaisons E_z et $\sqrt{(E_z^2 + D_z^2)}$ (Tableau IV.13, Figure IV.24), on remarque que les résultats sont identiques pour l'ensemble des piles. Cela est dû aux conditions aux limites considérées des appareils d'appui du viaduc.
- ❖ Les résultats d'étude dynamique du viaduc sous chargements différentiels issus des deux règlements parasismiques adoptés, à savoir le RPOA (2008) et l'Eurocode 8, sont différents. Il est à noter que les résultats obtenus à partir du RPOA (2008) sont supérieurs à ceux calculés à partir de l'Eurocode 8.

IV.4 Conclusion

Dans ce dernier chapitre, le modèle tridimensionnel du viaduc VI-33, réalisé en utilisant le code en éléments finis SAP2000, a été utilisé. L'analyse dynamique de ce modèle tridimensionnel a été menée sous différents chargements sismiques.

En premier lieu une analyse modale a été entreprise et elle a ressorti les modes de vibration propres à ce modèle du viaduc.

En deuxième lieu, les chargements sismiques ont été calculés sous différentes combinaisons d'action. En effet, les spectres de réponse horizontal et vertical ont été appliqués à la structure du viaduc afin d'obtenir les efforts internes correspondant.

Ensuite, les chargements sismique différentiels ont été élaboré en se basant sur deux règlements parasismiques, à savoir le RPOA (2008) et l'Eurocode 8, où une comparaison des résultats obtenus par rapport au règlements adopté et le sens d'excitation sismique s'imposait. Il en a ressorti que les résultats obtenus à partir du RPOA (2008) sont supérieurs à ceux calculés à partir de l'Eurocode 8.

De plus, cette comparaison des résultats a été très bénéfique car elle a abouti à ce que la prise en compte des déplacements différentiels dans le calcul dynamique du viaduc dépend largement du code parasismique adopté et que son impact peut être majeur.

Nous estimons que cela est principalement à la grande différence entre les déplacements imposés calculés sous les deux codes parasismiques. De plus, nous avons constaté que le RPOA (2008) donne lieu à des déplacements imposés supérieurs à ceux issus de l'Eurocode 8.

Notons que lors de l'élaboration de cette partie numérique, nous avons rencontré plusieurs contraintes. Il est à rappeler que la complexité du viaduc nous a poussé à modéliser la structure sans passer par le mode **Bridge Wizard** fourni par **SAP2000**. Ce dernier est dédié aux ponts et facilite largement le travail, en particulier la définition des tabliers. De plus, l'outils numérique utilisé pour lancer les analyses dynamiques du modèle tridimensionnel du viaduc sous **SAP2000** était la principale entrave. En effet, avec une machine ayant un processeur i7 du 6^{ème} génération et une mémoire aléatoire de 16 Gigabytes, le temps d'exécution tournait aux alentours de 30 minutes. Ajoutant à cela qu'une trentaine d'exécution était nécessaire pour achever cette partie numérique.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Les ponts sont des infrastructures d'une grande importance dans le système routier et ferroviaire de notre pays. Leur bon fonctionnement doit être assuré, ce qui impose la nécessité d'améliorer leur comportement dynamique, vu que le nord algérien est classé comme une zone sismique.

Au cours des dernières décennies, les enregistrements de l'accélération des tremblements de terre ont confirmé une certaine variabilité spatiale des mouvements sismiques (SVGM). L'origine de cette variabilité est constituée dans les effets d'incohérence, de propagation des ondes sismiques et des effets de sites. Plusieurs recherches ont montré qu'il faut prendre en compte l'effet de la SVGM dans le calcul de la réponse sismique des structures étendues, telles que les ponts, les tunnels et les barrages. Des modèles décrivant la SVGM ont été développés et des analyses structurelles ont été réalisées sur de nombreuses structures. Toutes ces connaissances sont toujours loin de donner une vision claire de ce phénomène si complexe. Sa complexité a rendu très difficile l'établissement de normes réglementaires pratique pour le dimensionnement des ponts sous l'influence de la SVGM.

Dès lors, le secteur des travaux publics en Algérie a pris en charge l'élaboration d'un référentiel pour la conception sismique de ces ouvrages désigné sous le nom de « **Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art** » RPOA 2008.

Le RPOA (2008) a proposé des exigences réglementaires détaillées pour la conception sismique sous chargement différentiel. Les recommandations des méthodes simplifiées proposées par ce règlement ont été présentées dans le 1^{er} chapitre. Ce sont des méthodes simples et peuvent être facilement utilisées par les praticiens.

Dans le chapitre 2, nous avons présenté les différentes composantes de l'ouvrage étudié. De plus, nous avons exposé les caractéristiques des matériaux et nous avons déterminé les charges et surcharges.

Dans le chapitre 3, nous avons exposé une illustration détaillée de la méthodologie de modélisation du viaduc exceptionnel et l'introduction toutes les différentes composantes et paramètres dans le logiciel en éléments finis. Dans le cas de ce travail, le choix a été porté pour le code **CSI SAP2000**.

Dans le chapitre 4, nous avons d'abord établi une analyse modale qui nous a permis de déterminer les périodes et les modes propres de vibration. Les sollicitations sous les différentes combinaisons ont été déterminées en utilisant la méthode modale spectrale décrite par le RPOA (2008). Ensuite, une étude dynamique du modèle tridimensionnel du viaduc exceptionnel sous chargements sismiques uniforme et différentiels a été menée. Les chargements sismiques différentiels ont été déterminés en utilisant les méthodes simplifiées de l'RPOA (2008) et de l'Eurocode 8.

Il a été constaté que la prise en compte des déplacements différentiels a un impact sur les efforts internes obtenus au niveau des piles. Finalement, on a fait une comparaison sur l'effet des deux normes sur la réponse totale du viaduc et on a constaté que le RPOA (2008) a un effet plus élevé que l'Eurocode 8 pour notre cas.

La comparaison des résultats obtenus à partir des deux codes parasismiques adoptés et le sens d'excitation sismique a conduit à ce que RPOA (2008) donne des résultats supérieurs à ceux issus de l'Eurocode 8.

A travers cette comparaison, il a été constaté que la prise en compte chargement sismique différentiel dans l'analyse dynamique du viaduc dépend largement du règlement parasismique adopté. En effet, il a été démontré que le RPOA (2008) donne lieu à un chargement sismique différentiel bien supérieur à celui déterminé à partir l'Eurocode 8.

Il est à noter que l'élaboration du modèle tridimensionnel du viaduc exceptionnel n'a pas été une tâche facile. D'une part, la complexité des éléments composant le viaduc objet de notre étude n'est pas pris en compte par le module Bridge wizard fourni par SAP2000. Ce dernier est un outil qui fournit une grande facilité au niveau de la modélisation. Cette partie a pris un temps considérable afin d'aboutir au modèle tridimensionnel réalisé du viaduc exceptionnel.

Il convient de signaler que le temps d'analyse dynamiques du modèle en question était très important, ce qui a été comme une entrave à l'aboutissement des objectifs de notre mémoire.

RÉFÉRANCES BIBLIOGRAPHIQUES

Adanur, S. (2016). Multiple-support seismic response of Bosphorus Suspension Bridge for various random vibration methods.

ANESRIF. (2011). Note de calcul générale (viaduc PK96+828).

ANESRIF. (2011). Note méthodologique de calcul (viaduc PK96+828).

ANESRIF. (2011). Plan et élévation longitudinal (viaduc PK96+828).

Alain Capra. & Aurélien Godreau. (2015). Ouvrages d'art en zone sismique 2eme édition. Guide d'application de l'Eurocode 8.

Benmansour Nassima. (2013). Effet de la variabilité spatiale du mouvement sismique comportement dynamique des ponts. Thèse de doctorat en génie civil.

Benmansour, N., Derbal, R., Djafour, M., Ivorra, S., Matallah, M. (2021). "Impact of Local Site Conditions on Simulation of Non-stationary Spatial Variable Seismic Motions", Periodic a Polytechnica Civil Engineering.

Benmansour, N. Djafour, M. Bekkouche, A. Zendagui, D. Benyacoub, A. (2012). Seismic response evaluation of bridges under differential ground motion : a comparison with the new Algerian provisions. European Journal of Environmental and Civil Engineering.

Benyahia Mohammed., & Benamar Boumedienne. (2021). Etude paramétrique d'un viaduc au PK 38+425 de la nouvelle ligne ferroviaire à double voies électrifiées Oued Tlelat -Tlemcen.

Boudghene Stambouli Younes., & Bekkal Brikci Larbi. (2019), Etude dynamique d'un viaduc au PK 38+425 de la nouvelle ligne ferroviaire à double voies électrifiées Oued Tlelat -Tlemcen.

Burdette, N., Elnashai, A., Lupoi, A., Sextos, A. G. (2006). The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges.

Burdette, N., & Elnashai, A. (2008). The effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges. Part 2: Results and implications on Assessment.

Chouw, N. (2022). Innovative Bridge Design Handbook (Second Edition).

Damir Lazarević, Marta Šavor Novak, Josip Atalić (2015). Influence of spatial variability of ground motion on seismic response of bridges.

Deodatis, G. (1997). Simulation of stochastic processes and fields to model loading and material uncertainties. In Probabilistic methods for structural design (pp. 261-288). Springer Netherlands.

Der Kiureghian, A. (1996). A coherency model for spatially varying ground motions. Earthquake engineering and structural dynamics, 25, pp. 99-111.

Eurocode 2-1 (2005). Calcul des structures en béton. Règles générales.

Eurocode 3-1 (2005). Calcul des structures en acier. Règles générales.

Eurocode 8-2 (2006). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes : Ponts.

Hao, H. (1989). Effects of spatial variation of ground motions on large multiply-supported structures. UBC/EERC-89/06, EERC, University of California, Berkeley.

Harichandran, R., & Vanmarcke, E. (1986). Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 112, pp. 154–174.

Jean Roux. (2009). Pratique de l’Eurocode 2. Guide d’application.

Jian Zhong., & Jong-Su Jeon. (2017). Impact of Spatial Variability Parameters on Seismic Fragilities of a Cable-Stayed Bridge Subjected to Differential Support Motions

Konakli et Der Kiureghian (2012). Simulation of spatially varying ground motions including incoherence, wave-passage and differential site-response effects.

Lou, L., Zerva, A. (2005). Effects of spatially variable ground motions on the seismic response of a skewed, multi-span bridge.

Lou, L. (2006). Effect of the spatial variability of ground motions on the seismic response of reinforced concrete highway bridges.

Lupoi, A., Franchin, P., Pinto, P. E., & Monti, G.(2005). Seismic design of bridges accounting for spatial variability of ground motion. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34, pp. 327–348.

Monti, G., Nuti, C., & Pinto, P. E. (1996). Nonlinear response of bridges under multi-support excitation. journal of structural Engineering, 122, pp. 1147-1159.

Mwafy, A. M., Kwon, O. S., Elnashai, A. , & Hashash, Y. M. (2011). Wave passage and ground motion incoherency effects on seismic response of an extended bridge.

N. Benmansour, M.Djafour, A.Bekkouche, D.Zendagui (2011). Seismic Bridge Response to Differential Ground Motion and Comparison with Algerian Seismic Design Rule.

Rachid Derbal, Nassima Benmansour, Mustapha Djafour, Mohammed Matallah et Salvador Ivora (2019). Viaduct seismic response under spatial variable ground motion considering site conditions.

RNV (1999). Règlement neige et vent algérien

RPOA (2008). Règlement parasismique applicable au domaine d'ouvrage d'art.

Sextos, A. Kappos, A. (2009). Evaluation of seismic response of bridges under asynchronous excitation and comparisons with Eurocode 8-2 provisions. Bulletin of Earthquake Engineering.

Sextos, A. G., Pitilakis, K. D., & Kappos, A. J. (2003a). Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil–structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools.

Sextos, A. G., Pitilakis, K. D., & Kappos, A. J. (2003b). Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil–structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study.

Shinozuka, M. (1971). Simulation of multivariate and multi dimensional random processes. Journal of Acoustic Society of America, 49, pp. 357-367.

Shinozuka, M., Saxena, V., & Deodatis, G. (2000). Effect of spatial variation of ground motion on highway structures. Technical Report MCEER-00-0013, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), University at Buffalo, State University of New York, Buffalo.

Shiravand., & Parvanehro. (2019). Spatial variation of seismic ground motion effects on nonlinear responses of cable stayed bridges considering different soil types

Tzanetos, N., Elnashai, A. S., Hamdan, F. H., & Antoniou, S. (2000). Inelastic dynamic response of RC bridges subjected to spatially. Advances in Structural Engineering, 3, pp. 191–214.

Wang, J., Carr, A., Cooke, N., & Moss, P. (2009). The response of a 344 m long bridge to non-uniform earthquake ground motions.

Zerva, A. (2009). Spatial Variation of Seismic Ground Motions, Modeling and Engineering Applications.