

République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun De Tiaret.

Faculté Des Sciences Appliquées

Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'Art (VOA)

Présenté par :

NOUARI Abdelghani

BENFRIHA Tayeb

Sujet du mémoire :

Effet de l'interaction sol-fondation sur le dimensionnement d'un pont

Soutenue Le 14-07-2021 devant le jury composé de :

Mr : Tahar HASSAINE DAOUADJI

Pr

Président

Mr : Tayeb BENSATTALAH

MCA

Rapporteur

Mr : Mohamed ZIDOUR

Pr

Examineur

Mr : Abdelkader SAOULA

MCA

Examineur

Promotion : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

« Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues »

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.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude pour notre cher encadreur Mr. Tayeb BENSATTALAH pour sa disponibilité et sa patience, pour ses encouragements et ses précieux conseils durant toute la période de de préparation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

A tous les enseignants qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir de primaire jusqu'à l'université.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous

ملخص

عند تصميم المنشآت الواقعة في مناطق زلزالية يقوم المهندس الإنشائي باعتماد نماذج إنشائية مبسطة مفترضاً أن هذه المنشآت موثوقة عند منسوب التأسيس (القاعدة) يعتبر هذا الافتراض متحفظاً، ولكنه يقيد الاستخدام المفيد المحتمل لمرونة التربة، كما يتضح من العديد من الأبحاث الحديثة.

في هذا العمل تم إجراء دراسة عن تأثيرات تفاعل التربة والأساس على السلوك الزلزالي لجسر بروافد مسبقة الصنع تتكون من الخرسانة المسبقة الإجهاد باستخدام نموذج رقمي ثلاثي الأبعاد للعناصر المحدودة يدمج المكونات المختلفة في نفس التحليل. وهي الأرض والأساس والجسر.

تم أخذ هذا التفاعل (أساس-تربة) في الاعتبار من خلال نمذجة التربة على شكل نوابض مرنة.

تم استخدام طيف الاستجابة طبقاً للوائح الجزائرية المضادة للزلازل والمطبقة على المنشآت الفنية لسنة 2008

يتم إبراز أهمية التفاعل بين التربة والأساس من خلال دراسة التغيرات في دور الاهتزاز الأساسي، وقوة القص عند القاعدة والحد الأقصى من الإزاحة وكذلك تطور القوى الداخلية (عزم الانحناء، وقوة القص، والقوة النازمة) على العناصر الحاملة الا وهي الروافد، البلاطة والأعمدة.

مكنت نتائج التحليلات العددية من استخلاص استنتاجات حول سلوك الاستجابة الزلزالية للجسر مع تفاعل التربة والأساس.

- يزداد الدور الأساسي للاهتزاز بشكل كبير تحت تأثير تفاعل التربة والأساس في المواقع اللينة إلى شديدة الليونة م3 وم4؛ مقارنة بالنموذج الموثوق أو الموجود على موقع صخري م1؛
- تصل نسبة الزيادة في قيمة الدور الأساسي للاهتزاز للجسور المشيدة على تربة شديدة الليونة إلى 129%؛
- تبين من خلال الدراسة، أن الفعل المتبادل تربة - منشأ يؤثر على قيمة قوة القص القاعدية المؤثرة على الجسر بحيث نلاحظ انخفاض في قيمتها تصل إلى 52 % للجسور المقامة على تربة شديدة الليونة؛
- لاحظنا تأثيراً فعالاً لظاهرة التفاعل بين التربة والأساس على الانتقالات الكلية بنسبة تصل حتى 594 %
- تكون تأثيرات التفاعل بين التربة والأساس ضئيلة في حالة المواقع الصخرية ذات سرعة موجة القص $VS < 800$ م/ثا؛
- التفاعل بين التربة والأساس له تأثير ضئيل (مهمل) على تصميم الروافد، سلبية على قوة القص في البلاطة وله تأثير إيجابي لصالح الأمان على القوى الداخلية في الأعمدة

الكلمات المفتاحية: دور الاهتزاز الأساسي، التفاعل بين التربة والأساس، الزلازل، الأساس، أطياف الاستجابة

Résumé

La conception des ouvrages en zones sismiques est généralement menée avec l'hypothèse d'encastrement à la base. Cette hypothèse est considérée comme conservatrice, mais restreint l'utilisation possiblement bénéfique de la flexibilité du sol, démontré par plusieurs recherches récentes.

Dans ce présent travail, une investigation des effets d'interaction sol-fondation, sur le comportement sismique d'un pont à poutres préfabriqué en béton précontraint a été réalisée en utilisant un modèle numérique tridimensionnelle par éléments finis intégrant dans la même analyse les différentes composantes du système, à savoir le sol, la fondation et le pont.

La prise en compte de cette interaction (sol-fondation) s'effectue au travers de fonctions d'impédance associées à un système ressorts intégrant ainsi la flexibilité du sol. Le spectre de réponse du règlement algérien RPOA 2008 est utilisé.

L'importance de l'interaction sol-fondation, est mise en évidence en étudiant les variations de la période fondamentale, l'effort tranchant à la base et des déplacements maximaux ainsi que l'évolution des efforts internes (Moment fléchissant, effort tranchant, effort normal) dans les éléments porteurs à savoir les poutres, l'hourdis et les piles.

Les résultats des analyses numériques ont permis de tirer les conclusions sur le comportement de la réponse sismique du pont avec interaction sol-fondation :

- la période fondamentale de vibration augmente considérablement sous l'effet de l'interaction sol structure dans les sites meubles à très meuble S3 et S4 ; comparativement à celui du modèle encasté ou implanté sur un site rocheux S1 ;
- Le pourcentage d'augmentation de la période fondamentale de vibration des ponts construits sur un sol très meuble atteint 129%;
- Il a été constaté à travers cette étude et sous l'effet de l'interaction sol structure que l'effort tranchant à la base diminue jusqu'au 52.45% pour le S4 (Sol très meuble) ;
- La prise en compte de l'effet de l'interaction sol structure, conduit à l'augmentation des valeurs des déplacements maximaux absolus d'un pourcentage qui peut atteindre 594% ;
- Les effets d'interaction sol-fondation sont négligeables dans les cas des sites rocheux avec une vitesse d'onde de cisaillement $V_S > 800\text{m/s}$;
- l'ISS a un effet négligeable sur le dimensionnement des poutres, défavorable (amplification) sur l'effort tranchant dans l'hourdis et favorable (atténuation) sur les efforts internes dans les piles.

Mots –clés :

Période fondamentale, Interaction sol-fondation, séisme, fondation, spectres de réponse

Abstract

The design of structures in seismic zones is generally carried out with the assumption of embedding at the base level. This hypothesis is considered conservative, but restricts the possibly beneficial use of soil flexibility, as demonstrated by several recent research studies

In this present work, an investigation of the effects of soil-foundation interaction on the seismic behaviour of a pre-stressed concrete precast girder beam bridge was carried out using a three-dimensional finite element numerical model integrating in the same analysis the different components of the system, namely the soil, the foundation and the bridge.

This interaction (soil-foundation) is taken into account through impedance functions associated with a spring system thus integrating the flexibility of the soil. The response spectrum of the Algerian regulation is used.

The importance of the soil-foundation interaction is demonstrated by studying the variations of the fundamental period, the shear force at the base and the maximum displacements as well as the evolution of internal forces (bending moment, shearing force, normal force) in the load-bearing elements, namely the deck, the beams and the piles.

The results of the numerical analyses made it possible to draw conclusions on the behaviour of the seismic response of the bridge with soil-foundation interaction :

- The value of natural period increases considerably under the effect of the soil-structure interaction in the soft to very soft sites S3 and S4; compared to that of the embedded model or located on a rocky site S1 ;
- The percentage increase in the fundamental period of vibration of bridges built on very soft ground is 129%;
- It has been found through this study and under the effect of the soil structure interaction that the shear force at the base decreases to 52.45% for the S4 (very soft soil);
- Taking into account the effect of soil structure interaction, leads to an increase in the values of absolute maximum displacements by up to 594%;
- The soil-foundation interaction effects are negligible in the case of rocky sites with a shear wave velocity $V_S > 800 \text{ m/s}$;
- The ISS has a negligible effect on the dimensioning of the beams, unfavourable on the shear force in the deck and favourable on the internal forces in the piers.

Keyword: Fundamental period, Soil-foundation interaction, earthquake, foundation, response spectrum

Liste des symboles

| | |
|------------------------|--|
| A | Aire de la fondation, Coefficient de zone. |
| a | Dimension de la fondation parallèle à la direction du séisme. |
| B | Largeur de la section. |
| b | Dimension de la fondation perpendiculaire à la direction du séisme. |
| d | hauteur utile de la section étudiée. |
| E | Module de Young du sol (Mpa). |
| Ex,Ey ,Ez | Effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z. |
| Ep | Module pressiomètre. |
| G | Module de cisaillement dynamique du sol. |
| g | accélération de la pesanteur (=9,81m/s ²). |
| H | Efforts tranchant Maximal dans les futs. |
| K_v | Raideur de translation selon la direction verticale. |
| K_h | Raideur de translation selon la direction horizontale. |
| K_θ | Raideur de rotation autour de l'axe parallèle à la largeur, longueur de la fondation. |
| K_R | Raideur de rotation autour de l'axe verticale. |
| M | Moments fléchissant Max dans les futs. |
| M11 | Moments Fléchissant longitudinaux Max dans l'hourdis. |
| M22 | Moments Fléchissant transversaux Max dans l'hourdis. |
| N | Efforts normaux Max dans les futs. |
| Nspt | Résistance SPT. |
| pl | Pression limite pressiomètre. |
| qc | Résistance au pénétromètre statique. |
| qu | Résistance en compression simple. |
| r₀ | Rayon de la fondation. |
| S | Coefficient de site. |
| T1, T2 | Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. |
| T1fix | Périodes fondamentale calculée sans ISS (Base encastrée). |
| T1Iss | Périodes fondamentale calculée avec ISS (Base flexible). |
| Vs | Vitesse d'onde de cisaillement. |
| Vu | Effort tranchant ultime. |
| Vx | Effort tranchant à la base dans le sens longitudinal. |
| Vxx | Effort tranchant longitudinal dans l'hourdi. |
| Vy | Effort tranchant à la base dans le sens transversal. |
| Vyy | Effort tranchant transversal dans l'hourdis. |
| α | Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. |
| δx | Déplacement absolu dans le sens Longitudinal avec et sans ISS sous la charge sismique Ex. |
| δy | Déplacement absolu dans le sens Transversal avec et sans ISS sous la charge sismique Ey. |
| ΔM | Pourcentage de variation du moment fléchissant (M) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS). |
| ΔM₁₁ | Pourcentage de variation des moments fléchissant longitudinaux Max (M11) dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS). |
| ΔM₂₂ | Pourcentage de variation des moments fléchissant transversaux Max (M22) dans l'hourdis. entre les différents sites (Sans et avec ISS). |
| ΔN | Pourcentage de variation de l'effort normal (N) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS). |
| ΔT1 | Pourcentage de variation de la 1ère période entre les différents sites (Sans et avec ISS). |
| η | Facteur de correction de l'amortissement. |
| v | Coefficient de poisson. |

Liste des figures

Chapitre I

| | |
|---|---|
| Figure I. 1: Carte des plaques tectonique | 3 |
| Figure I. 2: Principe de mouvements des plaques. | 4 |
| Figure I. 3: Principe de propagation des ondes. | 4 |
| Figure I. 4: Représentation schématique du mouvement des ondes sismique de volume | 5 |
| Figure I. 5: Représentation schématique du mouvement des ondes sismique de surface | 6 |
| Figure I. 6: Fonctionnement d'un sismographe..... | 6 |
| Figure I. 7: Enregistrement sismographique..... | 7 |
| Figure I. 8: Zone sismique du territoire national | 8 |
| Figure I. 9: Les séismes majeurs en ALGERIE..... | 9 |

Chapitre II

| | |
|--|----|
| Figure II. 1 : Perte d'appuis. (Tirée de CTOA (1999)) | 12 |
| Figure II. 2 : Les défaillances possibles des piles. (Tirée de Priestley et coll. (1996)) | 13 |
| Figure II. 3 : Rupture des piles par cisaillement. (Tirée de Tiré de CTOA (1999))..... | 14 |
| Figure II. 4 : Dommages observés sur une tête de pieux.(Tirée de STOA (STOA et coll., 1999)) | 14 |
| Figure II. 5 : Glissement des culées. (Tirée de Priestley et coll. (1996)) | 15 |
| Figure II. 6 : La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Niigata (Japon) 1964 | 15 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| Figure III. 1 : Illustration de l'ISS [A. Pecker, 2007]..... | 17 |
| Figure III. 2 : Analyse de l'ISS par la méthode globale..... | 19 |
| Figure III. 3 : Principe de la méthode de sous structuration : a) Modèle pour l'étude de l'ISS. b) | 20 |
| Figure III. 4 : Méthode des sous-structures : méthode de frontière | 20 |
| Figure III. 5 : Méthode hybride..... | 21 |
| Figure III. 6 : Modèle tenant en compte l'ISS | 22 |
| Figure III. 7 : Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et β_Φ [1]. | 26 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Figure IV. 1 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- (5% d'amortissement)..... | 37 |
| Figure IV. 2 : spectre de réponse élastique- composante vertical- (5% d'amortissement): | 38 |
| Figure IV. 3 : spectre de dimensionnement - (5% d'amortissement)..... | 39 |

Chapitre V

| | |
|---|----|
| Figure V.1 : Le système de charge Bc..... | 50 |
| Figure V. 2: Système Bt | 51 |
| Figure V. 3 : Système Br | 52 |
| Figure V. 4 : Système Mc120..... | 53 |
| Figure V. 5 : Convoi D240..... | 54 |
| Figure V. 6: Création d'un nouveau modèle | 55 |
| Figure V. 7 : Création d'une ligne de disposition | 55 |
| Figure V. 8 : Définition de la ligne de disposition..... | 56 |
| Figure V. 9 : Création d'un nouveau matériau..... | 56 |
| Figure V. 10 : Caractéristique du nouveau matériau | 57 |
| Figure V. 11 : Définition du fut du pont..... | 57 |
| Figure V. 12 : Définition de la poutre du Tablier | 58 |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure V. 13 : Création d'un tablier | 58 |
| Figure V. 14 : Type de tablier..... | 59 |
| Figure V. 15 : Géométrie du tablier..... | 59 |
| Figure V. 16 : Définition des appareils d'appuis | 60 |
| Figure V. 17 : Définition de l'intégralité du pont..... | 61 |
| Figure V. 18 : Model du pont en 3D..... | 61 |
| Figure V. 19 : Variation de la 1ère période (en seconde) en fonction de site | 64 |
| Figure V. 20 : Pourcentage de variation de la 1ère période entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 64 |
| Figure V. 21 : Variation du déplacement absolu dans le sens longitudinal (en cm)..... | 65 |
| Figure V. 22 : Pourcentage de variation du déplacement absolu dans le sens longitudinal entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 66 |
| Figure V. 23 : Variation du déplacement absolu dans le sens longitudinal (en cm) | 67 |
| Figure V. 24 : Pourcentage de variation du déplacement absolu dans le sens transversal | 68 |
| Figure V. 25 : Variation du déplacement absolu dans le sens vertical(en cm)..... | 69 |
| Figure V. 26 : Pourcentage de variation du déplacement absolu dans le sens vertical entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 69 |
| Figure V. 27 : Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens longitudinal avec et sans ISS sous la charge sismique Ex | 70 |
| Figure V. 28 : Pourcentage de variation de l'effort tranchant à la base dans le sens longitudinal en(KN) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ex..... | 71 |
| Figure V. 29 : Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens transversal en(KN) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ey..... | 72 |
| Figure V. 30 : Pourcentage de variation de l'effort tranchant à la base dans le sens longitudinal en(KN) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ey..... | 72 |
| Figure V. 31 : Pourcentage de variation du moment Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 74 |
| Figure V. 32 : Pourcentage de variation de l'effort tranchant Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 76 |
| Figure V. 33 : Pourcentage de variation des moments fléchissant longitudinaux (M11) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 78 |
| Figure V. 34 : Pourcentage de variation des moments fléchissant transversaux Max (M22) dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 80 |
| Figure V. 35 : Pourcentage de variation de la section d'acier en travée dans l'hourdis pour le sens transversal entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 80 |
| Figure V. 36 : Pourcentage de variation de la section d'acier en appuis dans l'hourdis pour le sens transversal entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 81 |
| Figure V. 37 : Pourcentage de variation de la section d'acier en appuis dans l'hourdis pour le sens transversal entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 84 |
| Figure V. 38 : Pourcentage de variation des efforts tranchant transversaux (Vyy) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 86 |
| Figure V. 39 : Pourcentage de variation de l'effort normal (N) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 88 |
| Figure V. 40 : Pourcentage de variation du moment fléchissant (M) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 90 |
| Figure V. 41 : Pourcentage de variation de l'effort tranchant Max (H) dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 92 |
| Figure V. 42 : Repos d'appuis minimal (REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART RPOA, 2008) | 93 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure V. 43 : Variation du repos d'appuis minimal entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 95 |
| Figure V. 44 : Pourcentage de variation du repos d'appuis minimal entre les différents sites (Sans et avec ISS) | 95 |

Annexe

| | |
|---|-----|
| Figure A. 1 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S1..... | 101 |
| Figure A. 2 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S2..... | 101 |
| Figure A. 3 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S3..... | 102 |
| Figure A. 4 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S4..... | 102 |
| Figure A. 5 : Coupe longitudinale du pont étudié..... | 103 |
| Figure A. 6 : Coupe transversale du pont étudié..... | 103 |

Liste des tableaux

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Tableau II. 1 : Classification des sites selon le RPOA | 10 |
| Tableau II. 2 : Caractéristiques géotechniques des sites | 11 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| Tableau III. 1 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique. (Buchi, 2013)..... | 22 |
| Tableau III. 2 : Formules issues du guide de SETRA pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique. (Buchi, 2013)..... | 23 |
| Tableau III. 3 : Formules de Gazetas pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire reposant sur une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide. (Buchi, 2013) | 24 |
| Tableau III. 4 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique. (Buchi, 2013)..... | 25 |
| Tableau III. 5 : Formule de Pais et Kausel (1988) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique | 27 |
| Tableau III. 6 : Formules de Gazetas(1991) et Mylonakis et al (2006) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique..... | 28 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Tableau IV. 1 : Classification des ponts..... | 32 |
| Tableau IV. 2 : Coefficient d'accélération de Zone A | 34 |
| Tableau IV. 3 : Caractéristiques géotechniques des sites..... | 35 |
| Tableau IV. 4 : valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale | 37 |
| Tableau IV. 5 : valeurs de T1, T2 pour la composante verticale..... | 38 |

Chapitre V

| | |
|---|----|
| Tableau V. 1 : Caractéristiques des sols utilisés dans l'étude | 45 |
| Tableau V. 2 : Raideurs statiques | 45 |
| Tableau V. 3 : Charges permanentes | 46 |
| Tableau V. 4 : Classification des ponts | 47 |
| Tableau V. 5 : Les valeurs du coefficient α_1 | 48 |
| Tableau V. 6 : Les Valeur V_0 | 48 |
| Tableau V. 7 : Les Valeurs de A (l) pour une travée chargé | 48 |
| Tableau V. 8 : Les Valeurs de A (l) pour deux travées chargées..... | 49 |
| Tableau V. 9 : Les Valeurs de A (l) pour trois travées chargées | 49 |
| Tableau V. 10 : Les valeurs du coefficient bc | 50 |
| Tableau V. 11 : Les Valeurs des coefficients de majoration dynamique..... | 51 |
| Tableau V. 12 : Valeurs de Bt | 51 |
| Tableau V. 13 : les facteurs de participations modales sans ISS (Base encastree)..... | 62 |
| Tableau V. 14 : Périodes calculées sans ISS (Base encastree)..... | 62 |
| Tableau V. 15 : Les facteurs de participations modales avec ISS (Base flexible)..... | 63 |
| Tableau V. 16 : Périodes calculées avec ISS (Base flexible) | 63 |
| Tableau V. 17 : Pourcentage de variation de la 1ère période entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 63 |
| Tableau V. 18 : Déplacement absolu sens longitudinal avec et sans ISS sous la charge sismique Ex | 65 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau V. 19 : Déplacement absolu sens Transversal avec et sans ISS sous la charge sismique E_y | 67 |
| Tableau V. 20 : Déplacement absolu sens vertical avec et sans ISS sous la charge sismique E_z | 68 |
| Tableau V. 21 : Effort tranchant à la base dans le sens longitudinal avec et sans ISS sous la charge sismique E_x | 70 |
| Tableau V. 22 : Effort tranchant à la base dans le sens transversal avec et sans ISS sous la charge sismique E_y | 71 |
| Tableau V. 23 : Moments Fléchissant Max dans les poutres sans ISS (Base encastrée)..... | 73 |
| Tableau V. 24 : Moments Fléchissant Max dans les poutres avec ISS (Base flexible)..... | 73 |
| Tableau V. 25 : Pourcentage de variation des Moments Fléchissant Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 73 |
| Tableau V. 26 : Effort Tranchant Max dans les poutres sans ISS (Base encastrée)..... | 75 |
| Tableau V. 27 : Effort Tranchant Max dans les poutres avec ISS (Base flexible)..... | 75 |
| Tableau V. 28 : Pourcentage de variation des efforts tranchant Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 75 |
| Tableau V. 29 : Les Moments Fléchissant longitudinaux Max (M11) dans l'hourdis sans ISS (Base encastrée)..... | 77 |
| Tableau V. 30 : Les Moments Fléchissant longitudinaux Max (M11) dans l'hourdis avec ISS (Base flexible)..... | 77 |
| Tableau V. 31 : Pourcentage de variation des moments fléchissant longitudinaux Max (M11) | 78 |
| Tableau V. 32 : Moments Fléchissant transversaux (M22) dans l'hourdis sans ISS (Base encastrée)..... | 79 |
| Tableau V. 33 : Les Moments Fléchissant transversaux (M22) dans l'hourdis avec ISS (Base flexible)..... | 79 |
| Tableau V. 34 : Pourcentage de variation des moments fléchissant transversaux Max (M22) dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 79 |
| Tableau V. 35 : Les efforts tranchant longitudinaux Max dans l'hourdis sans ISS (Base encastrée)..... | 82 |
| Tableau V. 36 : Les efforts tranchant longitudinaux (V_{xx}) Max dans l'hourdis avec ISS (Base flexible)..... | 83 |
| Tableau V. 37 : Pourcentage de variation des efforts tranchant longitudinaux (V_{xx}) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 83 |
| Tableau V. 38 : L'effort tranchant Max (sens transversal) dans l'hourdis sans ISS (Base encastrée) | 85 |
| Tableau V. 39 : L'effort tranchant Max (sens transversal) dans l'hourdis avec ISS (Base flexible)..... | 85 |
| Tableau V. 40 : Pourcentage de variation des efforts tranchant transversaux (V_{yy}) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 86 |
| Tableau V. 41 : Effort normal Max (N) dans les futs des piles sans ISS (Base encastrée) | 87 |
| Tableau V. 42 : Effort normal Max (N) dans les futs des piles avec ISS (Base flexible)..... | 87 |
| Tableau V. 43 : Pourcentage de variation de l'effort normal (N) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 88 |
| Tableau V. 44 : Moment Fléchissant Max (M) dans les futs des piles sans ISS (Base encastrée) | 89 |
| Tableau V. 45 : Moment Fléchissant Max (M) dans les futs des piles avec ISS (Base flexible) | 89 |
| Tableau V. 46 : Pourcentage de variation du moment fléchissant (M) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 89 |
| Tableau V. 47 : Effort tranchant Max (H) dans les futs des piles sans ISS (Base encastrée)..... | 91 |
| Tableau V. 48 : Effort tranchant Max (H) dans les futs des piles avec ISS (Base flexible)..... | 91 |
| Tableau V. 49 : Pourcentage de variation de l'effort tranchant Max (H) dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 91 |
| Tableau V. 50 : Les Valeurs des déplacements absolus | 93 |
| Tableau V. 51 : Les repos d'appuis minimaux sans ISS (Base encastrée) | 94 |
| Tableau V. 52 : Les repos d'appuis minimaux avec ISS (Base flexible)..... | 94 |
| Tableau V. 53 : Pourcentage de variation du Repos d'appuis minimal entre les différents sites (Sans et avec ISS)..... | 95 |

Tables des matières

| | |
|---|----|
| Liste des symboles..... | I |
| Listes des figures et des tableaux..... | II |
| Tables des matières..... | VI |
| Introduction générale..... | 1 |

Chapitre I: Généralités sur les séismes

| | |
|---|---|
| I.1. Introduction :..... | 2 |
| I.2. Origine des séismes..... | 3 |
| I.3. Foyer et épicentre..... | 3 |
| I.4. Propagation des ondes sismiques..... | 4 |
| I.4.1 Ondes de volume :..... | 5 |
| I.4.2 Les ondes de surface..... | 5 |
| I.5. Mesure des ondes sismiques..... | 5 |
| I.5.1 Sismographes..... | 6 |
| I.5.2 Sismogramme..... | 6 |
| I.6. Caractéristiques d'un séisme..... | 7 |
| I.6.1 L'accélérogramme:..... | 7 |
| I.6.2 Le spectre de réponse :..... | 7 |
| I.7. Echelles d'évaluation d'un séisme..... | 7 |
| I.7.1 Echelle de Mercalli..... | 8 |
| I.7.2 Echelle De Richter..... | 8 |
| I.8. Classification des zones sismiques en Algérie..... | 8 |
| I.9. Quelques séismes historiques en Algérie..... | 9 |
| I.10. Conclusion..... | 9 |

Chapitre II: Revue du comportement sismique des ponts

| | |
|---|----|
| II.1. Définition du risque sismique :..... | 10 |
| II.1.1 L'aléa sismique :..... | 10 |
| II.1.2 La vulnérabilité des biens socioéconomiques :..... | 10 |
| II.2. Vulnérabilité du sol..... | 10 |
| II.3. Réponse dynamique de la structure du pont..... | 11 |
| II.4. Principaux dommages observés sur les ponts..... | 11 |
| II.4.1 Introduction..... | 11 |
| II.4.2 Perte d'appuis..... | 12 |
| II.4.3 Flambement des armatures longitudinales des piles..... | 13 |
| II.4.4 Rupture fragile des piles par cisaillement..... | 13 |

Table des matières

| | |
|--|----|
| II.4.5 Dommages observés dans les fondations profondes | 14 |
| II.4.6 Glissement des culées..... | 15 |
| II.4.7 Effets de site | 15 |
| II.5. Conclusion | 16 |

Chapitre III: Interaction Sol-structure

| | |
|--|-----|
| III.1. Introduction..... | 177 |
| III.2. Les composantes de l'interaction..... | 18 |
| III.2.1 Interaction cinématique..... | 18 |
| III.2.2 Interaction inertielle..... | 18 |
| III.3. Les différentes méthodes pour la prise en compte de l'ISS | 18 |
| III.3.1 Méthode directe (éléments finis)..... | 18 |
| III.3.2 Méthode Indirecte- des sous-structures-(ressorts) : | 19 |
| III.3.3 Méthodes hybrides..... | 21 |
| III.4. Modélisation du comportement du sol par éléments ressort..... | 22 |
| III.4.1 Fondation circulaire | 22 |
| III.4.2 Fondation rectangulaire | 25 |
| III.5. Conclusion | 28 |

Chapitre IV: Analyse sismique selon le règlement RPOA 2008

| | |
|---|----|
| IV.1. Introduction : | 29 |
| IV.2. La structure du code parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008)..... | 29 |
| IV.3. Objectifs : | 30 |
| IV.4. Domaine et condition d'application..... | 30 |
| IV.4.1 Domaine d'application..... | 30 |
| IV.4.2 Conditions d'application..... | 31 |
| IV.5. Exigences fondamentales et règles générales de conception..... | 31 |
| IV.5.1 Objectifs..... | 31 |
| IV.5.2 Classification des ponts..... | 32 |
| IV.5.3 Exigence de non effondrement (ELU) | 32 |
| IV.5.4 Minimisation des dommages (ELS)..... | 33 |
| IV.5.5 Règles générales de conception..... | 33 |
| IV.6. Actions sismiques..... | 33 |
| IV.6.1 Critères de classification | 33 |
| IV.6.2 Détermination des actions sismiques | 36 |
| IV.7. Analyse..... | 39 |
| IV.7.1 Principes généraux et hypothèses..... | 39 |

Table des matières

| | |
|---|------------|
| IV.7.2 Modélisation..... | 39 |
| IV.7.3 Analyse..... | 41 |
| IV.8. Conclusion | 43 |
| Chapitre V: Modélisation numérique d'ISS | |
| V.1. Introduction :..... | 44 |
| V.2. Hypothèses de calcul..... | 44 |
| V.3. Présentation et caractéristiques de Modèle du pont | 44 |
| V.3.1 Cas de référence : Base encastree | 44 |
| V.3.2 Cas 1 : Base flexible | 45 |
| V.4. Etude des charges et surcharges appliquées sur le pont..... | 46 |
| V.4.1 Calcul des charges permanentes | 46 |
| V.4.2 Calcul des surcharges | 46 |
| V.5. Modélisation du pont : | 54 |
| V.5.1 Création d'un nouveau modèle | 55 |
| V.5.2 Définition de la Géométrie du Modèle | 55 |
| V.5.3 Spécification des Propriétés des Eléments..... | 56 |
| V.5.4 visualisation du modèle : | 61 |
| V.6. Résultats des analyses | 62 |
| V.6.1 Effet du sol support sur la réponse Modale du pont | 62 |
| V.6.2 Effet du sol support sur le dimensionnement des poutres..... | 73 |
| V.6.3 Effet du sol support sur le dimensionnement de l'hourdis | 77 |
| V.6.4 Effet du sol support sur le dimensionnement des futs de pile..... | 87 |
| V.6.5 Effet sur le repos d'appui minimal | 93 |
| Conclusions générales et perspectives | 97 |
| Références bibliographiques | 99 |
| Annexe..... | 101 |

Introduction générale

Introduction générale

Dans le calcul des structures, on suppose souvent que les ouvrages sont encastrés dans le sol chose qui est loin d'être acceptée dans certain cas. En effet pendant les dernières décennies, il a bien été reconnu que le sol sur lequel une structure est construite peut réagir réciproquement avec la structure sous sollicitations sismique. Ce genre d'interaction dynamique entre le sol et la structure peut modifier quelque fois considérablement la réponse du système structurel entier par rapport aux valeurs qui auraient pu être développées si la structure avait été construite sur une fondation rigide.

Les études de dimensionnement de grands ouvrages, tel que ponts, barrage, les centrales nucléaires, ou les installations industrielles n'échappent pas à ce problème. Pour des structures de tailles importantes, les concepteurs sont conduits à considérer, pour le dimensionnement sous sollicitations sismiques en particulier, des aspects ignorés par soucis de simplification, la négligence de certains facteurs qui rentrent en jeu d'une manière ou autre dans le comportement globale d'un édifice de grande importance engendre des problèmes au niveau de l'interprétation des résultats.

L'augmentation des performances des calculateurs ne cesse d'ouvrir de nouvelles perspectives au calcul scientifique en général, et à la simulation numérique de phénomènes physiques complexes en particulier. Parmi ceux-ci les phénomènes d'interaction sol/structure. Les avancées réalisées dans le domaine de la simulation numérique des systèmes mécaniques complexes permettent de traiter des modèles très détaillés de leurs comportements sous sollicitations extrêmes, statique et dynamiques. La difficulté majeure est alors de caractériser ces sollicitations ainsi que les nombreux paramètres qui interviennent dans ces modèles. En effet les incertitudes relatives aux chargements, aux propriétés mécaniques et physiques des matériaux, à la géométrie ou encore aux conditions aux limites, sont des caractéristiques intrinsèques de ces systèmes.

L'objectif de ce travail est d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique l'influence de l'interaction sol-fondation sur le dimensionnement des ponts à poutres en béton précontraint.

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres, une introduction générale et des conclusions et recommandations futures :

- Le premier chapitre de cette étude est un rappel des phénomènes sismiques, il comprend quelques généralités sur les séismes, zonage du risque sismique (aléas sismiques) et la classification des catégories de sites adaptée par les règlements parasismiques algériennes RPOA2008.
- Le deuxième Chapitre présente une recherche bibliographique sur le comportement sismique des ponts, Les dommages subis par les ponts sont cités et leurs causes probables identifiées.
- L'interaction sol-fondation fait l'objet du troisième chapitre ; dans ce chapitre on montre l'importance de l'interaction sol-fondation, les composantes de l'interaction, la formulation et la modélisation d'un problème d'interaction tout on expose d'une façon sommaire les méthodes de prise en compte de ce phénomène.

Introduction générale

- Le quatrième chapitre comporte une présentation détaillée de la structure du projet de règlement parasismique des ouvrages d'art algérien, et explique la procédure à suivre pour le dimensionnement d'un ouvrage multi travée.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'étude de l'influence de l'interaction sol fondation en considérant deux hypothèses. La première concerne l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base du pont sans ISS, la deuxième prend en compte l'effet de l'interaction sols-fondation où le sol est modélisé par des ressorts discrets, moyennant le logiciel de calcul Csi Bridge 2016 qui nous permet de déterminer les efforts internes dans les éléments porteurs du pont.
- Enfin le travail se termine par une conclusion générale résumant tous les résultats obtenus

Chapitre I

Généralités sur les séismes

I.1. Introduction :

Le séisme est une catastrophe naturelle causé par une rupture des roches provoquant de nombreuses secousses. Il s'agit de secousses qui se produisent dans le sol après un mouvement des plaques tectoniques. Les pressions qui causent le mouvement des plaques s'accumulent et les roches se déforment. Au moment de la rupture, les plaques vibrent et les roches sont ramenées à leur forme initiale. L'énergie stockée est alors libérée sous formes d'ondes sismiques Un séisme est caractérisé par sa magnitude et son intensité. Il occasionne de nombreuses conséquences d'un point de vue humain, économique et environnemental. Nous pouvons aujourd'hui calculer le risque sismique dans un lieu donné ce qui permet de construire dans des endroits où le risque sera moins élevé. (Frank)

I.2. Origine des séismes.

La surface de la terre est recouverte de plaques qui s'encastrent les unes dans les autres (plaques tectoniques). Ces plaques sont constamment en mouvement. Ce mouvement est dû à la chaleur stockée à l'intérieur de la terre qui remonte à la surface en créant des courants de convection. Sous l'effet de ces courants, les roches magmatiques remontent et entraînent les plaques se situant au-dessus. Certaines plaques s'écartent, d'autres se rapprochent et glissent l'une sous l'autre ou entrent en collision. Les séismes se produisent à l'endroit où les plaques subissent des mouvements de convergence (plaques se rapprochant) en bordure de ces plaques au niveau des failles. Les séismes sont donc le résultat de la libération d'accumulation d'énergie due à la collision des plaques. Ces séismes possèdent un foyer sismique (ou hypocentre) et un épïcentre. Le foyer sismique se situe en profondeur à l'endroit où l'énergie accumulée a été libéré. L'épïcentre est tout simplement le point en surface à la verticale exacte du foyer sismique. (Frank) Les séismes provoquent des ondes qui se propagent dans la roche et remontent jusqu'en surface. Ces ondes font onduler le sol et provoquent un tremblement de terre.



Figure I.1: Carte des plaques tectonique.

Il existe plusieurs types de mouvements entre les plaques (Figure I.2) :

- Les zones de divergence : remontée de magma qui durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale : c'est la divergence.
- Les zones de convergence : c'est la cause majeure des séismes.
- Zone de subduction : convergence entre une plaque océanique et une plaque continentale, ou océanique qui conduit à l'enfoncement de la plaque la plus dense sous l'autre.
- Zone de collision : convergence entre deux plaques continentales qui se traduit par le plissement de la plaque la plus faible.
- Les zones de coulissage : lors des mouvements de divergence et de convergence, les mouvements sont sensiblement perpendiculaires à la frontière des plaques. Lorsque le phénomène devient parallèle à cette frontière, il s'agit de coulissage. Cela se traduit par une forte sismicité.

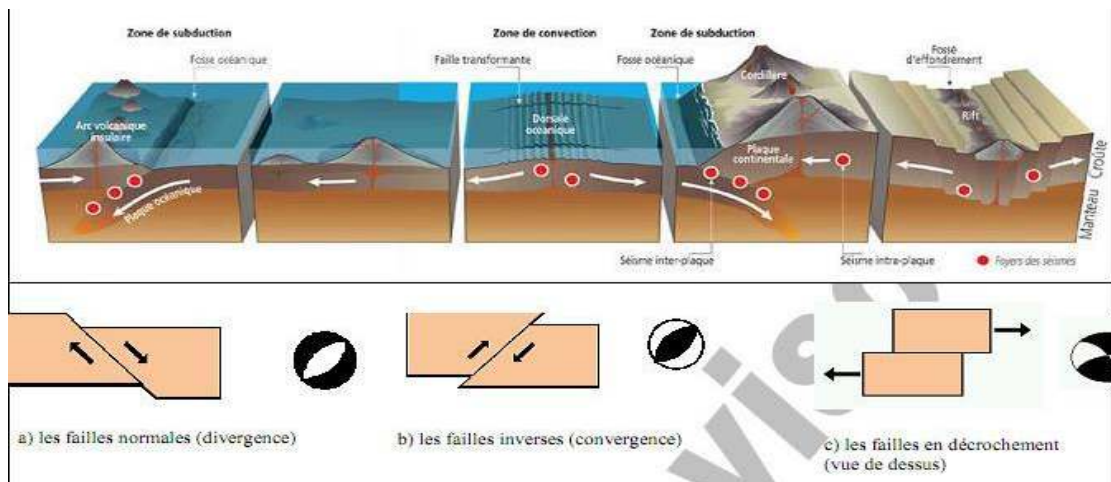


Figure I.2: Principe de mouvements des plaques.

I.3. Foyer et épicentre.

Les ondes sismiques semblent provenir d'une région déterminée appelée **foyer** ou **hypocentre** du séisme. Le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer est son **épicentre**. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épacentrale (Figure I.3).

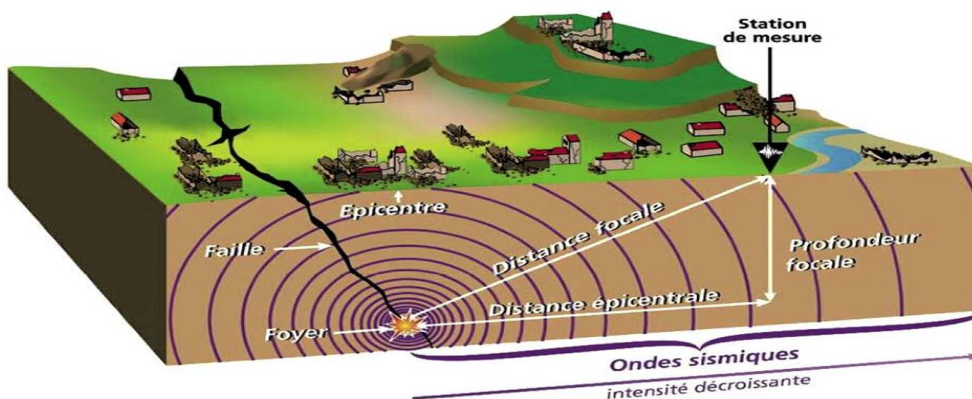


Figure I.3: Principe de propagation des ondes.

I.4. Propagation des ondes sismiques

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques. On distingue les ondes de volumes qui traversent la terre et les ondes de surfaces qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et superposent sur les enregistrements des sismomètres.

I.4.1 Ondes de volume :

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes :

- **Les ondes longitudinales ou primaires (P)** : ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices.
- **Les ondes transversales ou secondaires (S)** : ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation. Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2 suivant le coefficient de Poisson.

I.4.2 Les ondes de surface.

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface qui sont de deux types :

- **Les Ondes de Love (L)** : Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.
- **Les ondes de Rayleigh (R)** : Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

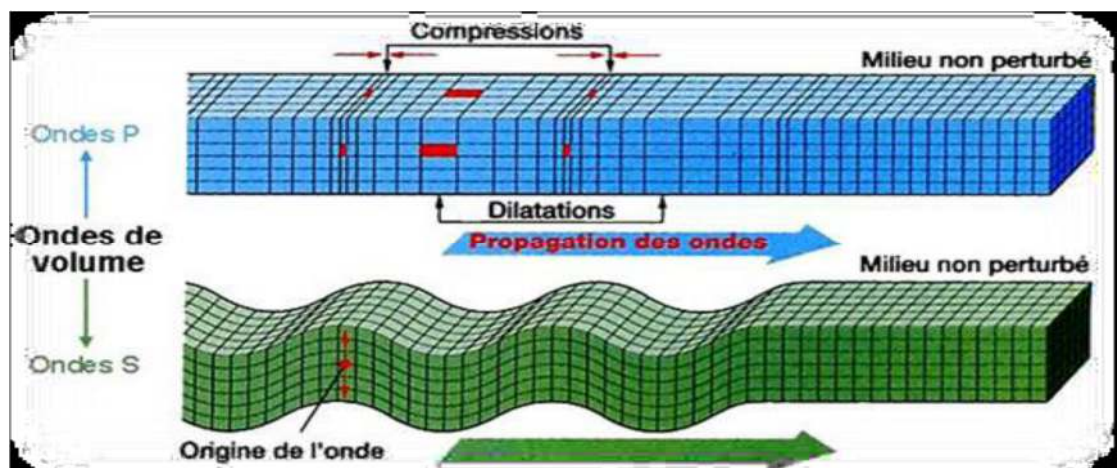


Figure I. 4: Représentation schématique du mouvement des ondes sismique de volume.

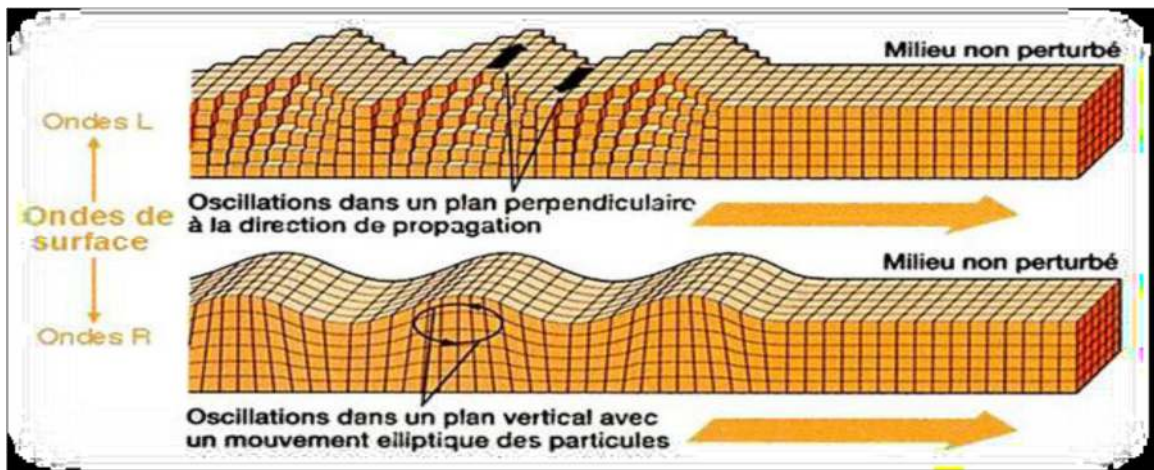


Figure I.5: Représentation schématique du mouvement des ondes sismique de surface

I.5. Mesure des ondes sismiques

I.5.1 Sismographes

Le sismographe est un appareil très sensible. Lors d'un séisme, le mouvement enregistré est très simplifié par rapport au mouvement réel du sol. Pour connaître le mouvement sismique il faut enregistrer ses deux composantes horizontales et sa composante verticale.

Pour cela on utilise des sismographes à inertie dits « horizontaux » et des sismographes à inertie dits « verticaux » (figure I.5) :

- Le sismographe horizontal est construit de telle sorte qu'il ne peut enregistrer le mouvement du sol que dans une seule direction horizontale.
- Le sismographe vertical est conçu de telle sorte qu'il ne peut enregistrer le mouvement que dans la direction verticale.

Dans des stations d'observation sismographiques, il faut au minimum, trois sismographes : 2 horizontaux et 1 vertical.

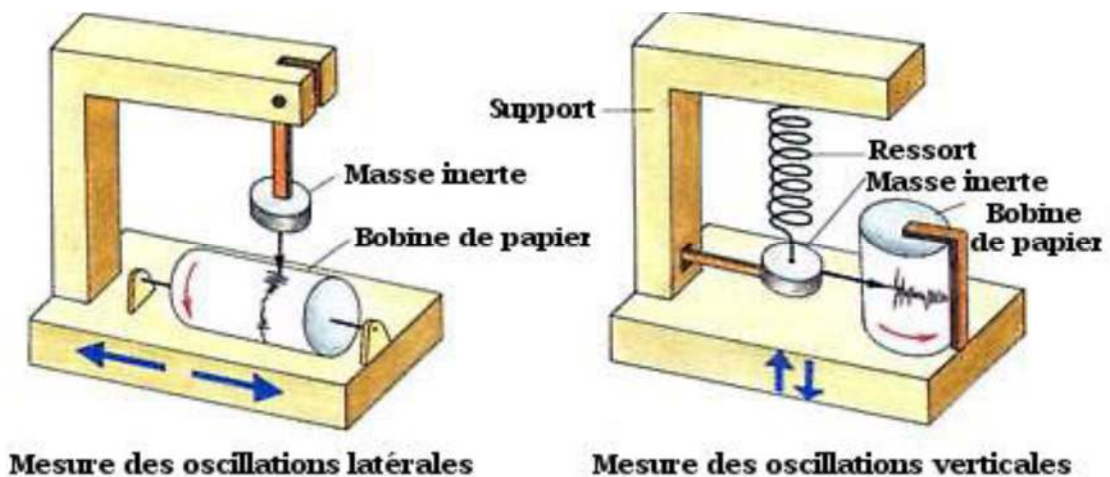


Figure I.6: Fonctionnement d'un sismographe.

I.5.2 Sismogramme

Un sismogramme est l'enregistrement obtenu à partir des sismographes. C'est une courbe qui varie en fonction de l'énergie libérée au foyer sous la forme d'ondes sismiques, de la distance foyer station sismographique, de la nature et la structure du milieu traversé par les ondes et enfin, du type de sismographe utilisé. Le fait que les ondes sismiques arrivent aux stations d'enregistrement comprend non seulement les ondes qui ont suivi le chemin le plus direct entre le foyer et la station mais aussi des ondes qui n'y sont parvenues qu'après une série [4].

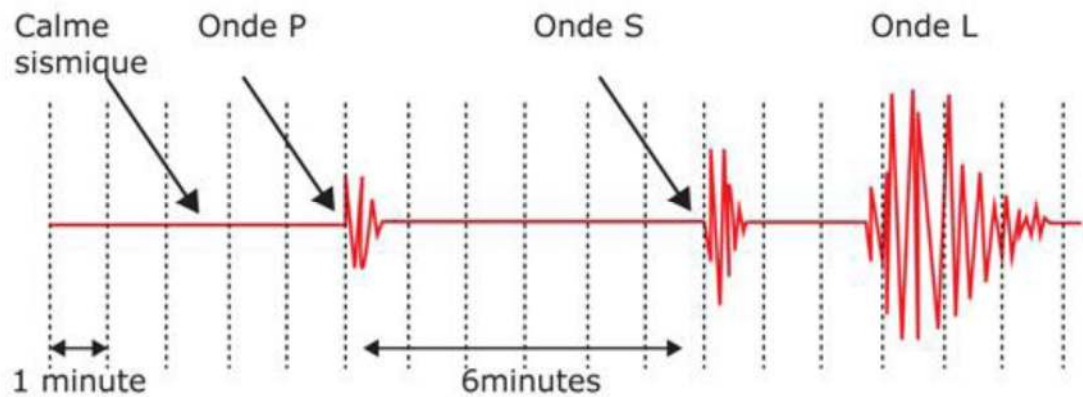


Figure I. 7: Enregistrement sismographique

I.6. Caractéristiques d'un séisme

L'intensité, la magnitude ou les accélérations maximales du sol, ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure en béton par exemple. En effet, l'estimation de la réponse d'une structure nécessite une connaissance plus précise du mouvement du sol en ce qui concerne la durée et le contenu fréquentiel.

Deux méthodes permettent de caractériser le mouvement du sol :

I.6.1 L'accélérogramme:

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogrammes. Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps ; nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol. [8].

I.6.2 Le spectre de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes.

L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adaptée pour : couvrir -synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de plusieurs accélérogramme aux contenus très différents ;

- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction ;
- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance de l'ouvrage étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique. [14]

I.7. Echelles d'évaluation d'un séisme

Nous disposons de deux échelles pour évaluer les tremblements de terre :

I.7.1 Echelle de Mercalli

A été développée en 1902 et modifiée en 1931. Elle indique l'intensité d'un séisme sur une échelle de I à XII. Cette intensité est déterminée par deux choses : l'ampleur des dégâts causés par un séisme et la perception qu'a eue la population du séisme. Il s'agit d'une évaluation qui fait appel à une bonne dose de subjectivité. De plus, la perception de la population et l'ampleur des dégâts vont varier en fonction de la distance à l'épicentre. On a donc avec cette échelle, une échelle variable géographiquement.

I.7.2 Echelle De Richter

A été instaurée en 1935. Elle nous fournit ce qu'on appelle la magnitude d'un séisme sur une échelle de 1 à 9 plus, calculée à partir de la quantité d'énergie dégagée au foyer. Elle se mesure sur une échelle logarithmique ouverte ; à ce jour, le plus fort séisme a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter (survenu le 22 mai 1960 au Chili) [4].

I.8. Classification des zones sismiques en Algérie

L'évaluation du risque sismique par zone, c'est à dire le découpage du territoire en «zones de sismicité» à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considéré comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions résistantes aux séismes. Le zonage sismique consiste à classer les régions. Le zonage sismique adopté en Algérie est donné par la représentation suivante :

Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone I : Sismicité faible.

Zone IIa: «a» et «b» : Sismicité moyenne.

Zone IIb : Sismicité élevée.

Zone III : Sismicité très élevée.

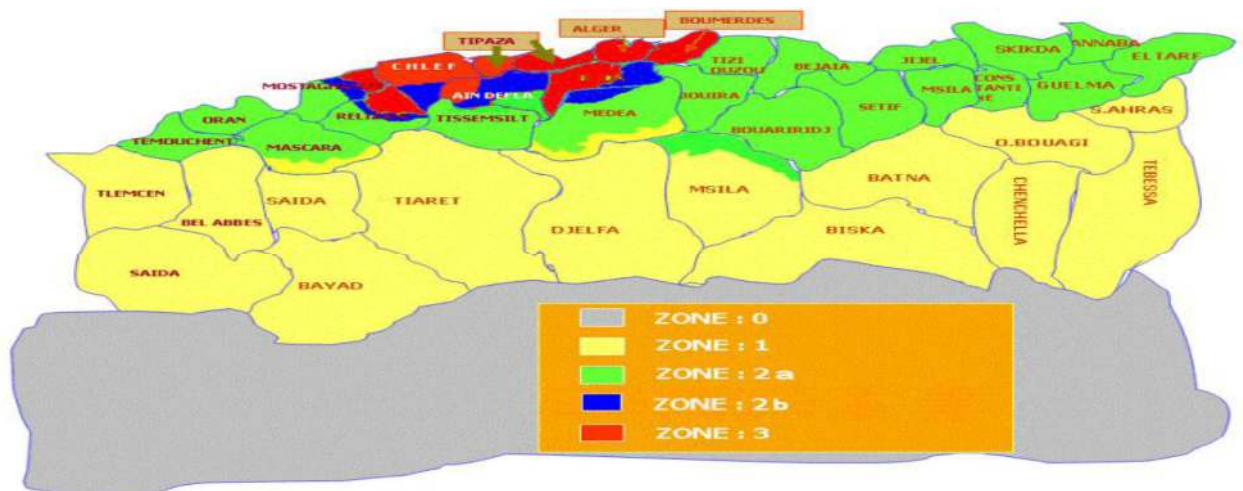


Figure I. 8: Zone sismique du territoire national

I.9. Quelques séismes historiques en Algérie

La connaissance de la sismicité historique permet de répéter et d'évaluer les zones et les régions à risque et l'effet des mouvements du sol sur les personnes et les biens. Cependant, ceci doit être affiné par l'étude des failles actives. En effet, à partir de ces données historiques, on peut déterminer la fréquence, la période des événements sismiques.

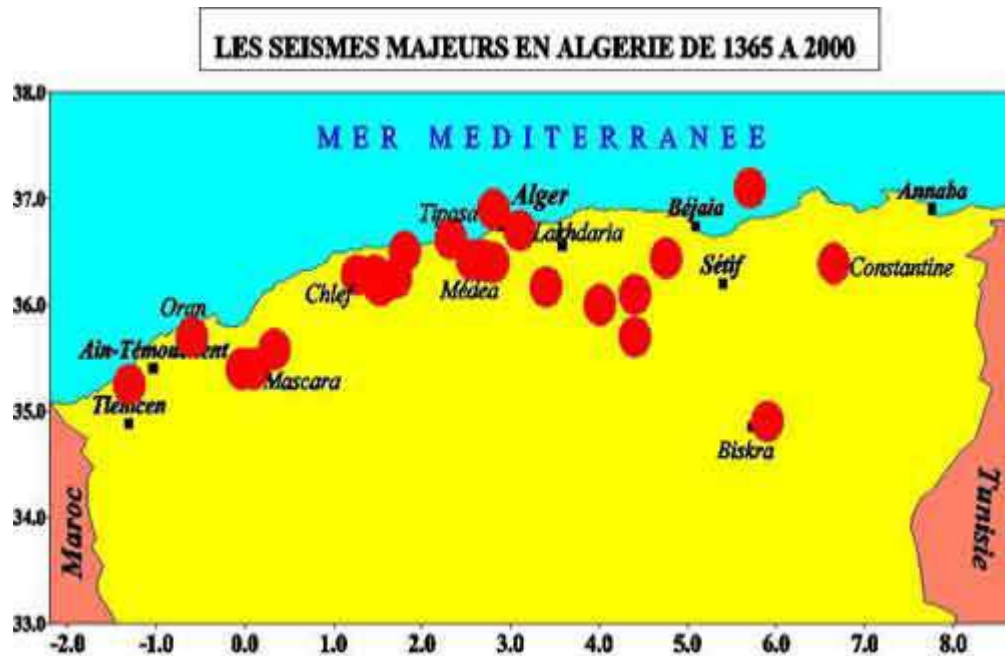


Figure I. 9: Les séismes majeurs en ALGERIE

I.10. Conclusion

Ce chapitre a pour but de clarifier au lecteur comment se produire un séisme, et l'importance de la micro-zonation des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception, le calcul et la réalisation de ouvrages parasismiques.

Chapitre II

Revue du comportement sismique des ponts

II.1. Définition du risque sismique :

Le risque sismique d'un site est défini par la conjonction de deux facteurs : l'aléa sismique et la vulnérabilité des biens socioéconomiques.

II.1.1 L'aléa sismique :

C'est la probabilité, pour un site, d'être exposé à un certain niveau de tremblement de terre au cours d'une période donnée. Pour l'Algérie, l'accélération sismique de référence se base sur le zonage du territoire.

II.1.2 La vulnérabilité des biens socioéconomiques :

L'étendue des dommages d'un ouvrage est liée à l'impact sur les biens socioéconomiques. Par exemple, cela dépend de la densité de population, de la résistance de la structure, de la fonction de l'ouvrage, etc.... Pour les ponts, ces aspects dépendent principalement de l'importance stratégique de l'ouvrage et des conséquences de son éventuel effondrement. Ils sont pris en compte par un coefficient d'importance qui pondère l'accélération issue de l'aléa sismique.

II.2. Vulnérabilité du sol

Selon les principes de la dynamique des structures, les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions et leur vitesse est caractéristique du type de sol traversé. Les ondes sont en effet plus rapides dans des sols rocheux, ayant une vitesse moyenne en cisaillement supérieure à 800m/s (sol de type S1) (Voir tableau II.1). Le RPOA 2008 classe les sites en quatre catégories selon les propriétés mécaniques des couches de sol qui les constituent tel que décrit au tableau (II.1).

Tableau II. 1 : Classification des sites selon le RPOA

| Catégories | critères de classification |
|--------------------------------|---|
| S1 :(site rocheux) | Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_S \geq 800\text{m/s}$ |
| S2 : (site ferme) | Dépôts de sables et graviers denses a très denses, marnes ou argiles raides très sûr consolidées sur 10 a 20m d' épaisseur avec $V_s \geq 400\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur. |
| S3 : (site meuble) | Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 20m de profondeur. |
| S4 : (site très meuble) | Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres. |

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, préssiomètre.) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau (II.2) suivant :

Tableau II. 2 : Caractéristiques géotechniques des sites

| Cat | Description | | \bar{q}_c (MPa) (c) | \bar{N} (d) | \bar{p}_l (MPa) (e) | \bar{E}_p (MPa) (e) | \bar{q}_u (MPa) (f) | \bar{V}_s (m/s) (g) |
|-----|-----------------------|-------------------|--------------------------|------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| S1 | Rocheux (a) | | -- | -- | >5 | >100 | >10 | $V_s \geq 800$ |
| S2 | Ferme | Sable/ gravier | >15 | >50 | >2 | >20 | -- | $400 \leq V_s < 800$ |
| | | Argile | >5 | -- | >2 | >25 | >0,4 | |
| S3 | Meuble | Sable/ gravier | 5-15 | 10-50 | 1-2 | 5-20 | -- | $200 \leq V_s < 400$ |
| | | Argile | 1,5-5 | -- | 0,5-2 | 5-25 | 0,1-0,4 | |
| S4 | Très meuble (b) | Sable/ gravier | <5 | <10 | <1 | <5 | -- | $100 \leq V_s < 200$ |
| | | Argile | <1,5 | -- | <0,5 | <5 | <0,1 | |

Avec

- q_c : résistance au pénétromètre statique
- N_{spt} : résistance SPT
- p_l : pression limite pressiomètre
- E_p : module pressiomètre
- q_u : résistance en compression simple
- V_s : vitesse d'onde de cisaillement

II.3. Réponse dynamique de la structure du pont

Selon les principes de la mécanique, un pont peut être sollicité directement par les mouvements sismiques du sol ou indirectement par le glissement de terrain, la liquéfaction et le tassement différentiel (Tinawi et coll., 1993a).

Les ondes sismiques injectent une quantité d'énergie à l'occasion de chaque cycle de mouvements. Une partie de cette énergie est absorbée par la structure sous forme d'énergie cinétique des masses en mouvement et d'énergie stockée dans la structure sous forme d'énergie de déformation (Davidovici, 1999).

La structure du pont présente peu de redondance pour résister à des charges latérales, et son mouvement dynamique est gouverné par l'équilibre des forces dépendantes du temps. Il s'agit de forces internes qui sont fonction de la rigidité des piles de la structure (selon une direction particulière), de forces d'amortissement qui peuvent être matérielles ou structurales et de forces d'inertie qui dépendent de la masse et de l'accélération (Paultre, 2005). De ce fait, l'intégrité structurale d'un pont lors d'un événement sismique repose essentiellement sur sa masse et sa rigidité.

II.4. Principaux dommages observés sur les ponts

II.4.1 Introduction

Les dommages observés sur des ponts lors d'événements sismiques dépendent de façon générale du système structural, de la sismicité du site et des conditions spécifiques du sol.

En général, ces dommages sont reliés au degré de vulnérabilité du pont et à l'ampleur des secousses.

L'analyse des événements sismiques passés montre que les structures des ponts peuvent être sollicitées par deux chargements séismiques. Le premier chargement étant sous forme d'une sollicitation directe provenant des mouvements du sol (accélération, vitesse, amplitude des déplacements, amplification, durée d'événement, etc), tandis que le deuxième chargement se manifeste comme étant une sollicitation indirecte (glissement de terrain, liquéfaction de sol, etc).

En tenant compte de ces événements, nous détaillons dans les sections suivantes certains modes de défaillance observées sur des ponts. Ces modes de défaillance sont :

- a. Le déplacement important des appareils d'appui causant une perte d'appuis ;
- b. le flambement des armatures longitudinales des piles ;
- c. la rupture fragile des piles par cisaillement ;
- d. les dommages observés dans les fondations sur pieux (CTOA, 1999) ;
- e. les dommages causés par le glissement des culées et par les effets de site.

II.4.2 Perte d'appuis

Les tremblements de terre nous ont montré aussi que l'estimation des déplacements sismiques basée sur la théorie élastique et la rigidité a tendance à sous-estimer le mouvement longitudinal et latéral de la structure. Ces sous-estimations causent des dommages significatifs aux appareils d'appuis (CTOA, 1999).

Les appareils d'appuis ont pour rôle de transmettre aux éléments porteurs de la structure les forces d'inertie provenant du tablier. Dans le cas d'une structure isostatique à travées multiples, le mouvement longitudinal du tablier peut engendrer une perte d'appuis ; parfois, cela entraîne la rupture subséquente de la pile sous l'impact occasionné par la chute du tablier. Comme il est illustré à la figure (II.3), la perte d'appuis peut causer un effondrement partiel voire total du tablier. La perte des appareils d'appuis est donc tributaire des caractéristiques suivantes : (i) la masse du tablier, (ii) les discontinuités structurales du tablier et (iii) la rigidité de la pile.



Figure II. 1 : Perte d'appuis. (Tirée de CTOA (1999))

II.4.3 Flambement des armatures longitudinales des piles

La rigidité flexionnelle des piles est influencée par le fonctionnement mécanique du tablier selon qu'il est simplement appuyé ou en connexion rigide (encastrement). Les armatures longitudinales des piles font partie intégrante de leur résistance en flexion.

Lorsqu'une pile de pont est soumise à une secousse sismique élevée, son mouvement en plan transversal provoque des fissures profondes et des allongements dans les armatures longitudinales et transversales à la partie inférieure de la pile ; le flambement observé sur des aciers principaux est associé aux détails d'armatures longitudinales et transversales inappropriés sur des piles à colonne unique

(Voir figure II.4.b). Sur la figure II.4.a, on remarque un exemple de fissuration par cisaillement d'une pile à colonne unique (Priestley et coll., 1996).

On peut conclure donc que le flambement des armatures des piles est tributaires des caractéristiques suivantes :

(i) armature longitudinale inadéquate, (ii) espacement des barres transversales (étriers) insuffisant et (iii) manque de confinement du béton

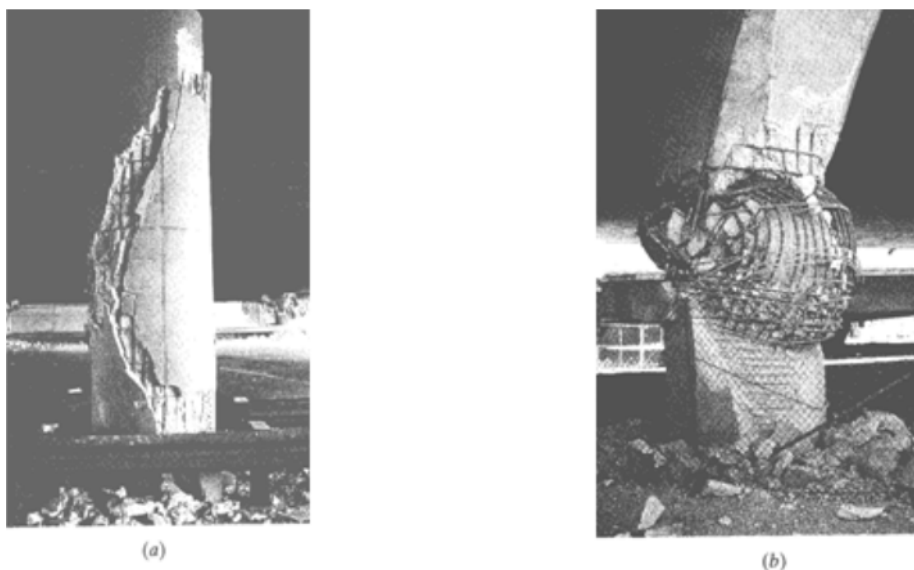


Figure II. 2 : Les défaillances possibles des piles. (Tirée de Priestley et coll. (1996))

II.4.4 Rupture fragile des piles par cisaillement

Dans la plupart des ruptures en cisaillement observées (Voir figure II.5), on a remarqué un manque de confinement du béton causé par des étriers dont l'espacement est trop grand. Ce comportement fragile résulte d'un excès de la capacité en flexion sur la résistance en cisaillement (Priestley et coll., 1996).

Pendant un séisme majeur, la structure subit des mouvements cycliques très importants, diminuant ainsi la résistance du béton en compression, et entraînant la formation d'une rotule plastique de sorte que la rupture par cisaillement peut survenir.

De plus, l'auscultation des ponts qui se sont effondrés à la suite d'un séisme a montré une défaillance des armatures à la base des piles. Cette zone est affectée par un chevauchement des armatures inadéquat ; cette défaillance a tendance à ne pas fournir une ductilité suffisante puisqu'elle ne permet pas la plastification des armatures (Priestley et coll., 1996).



Figure II. 3 : Rupture des piles par cisaillement. (Tirée de Tiré de CTOA (1999))

II.4.5 Dommages observés dans les fondations profondes

Les fondations profondes sont considérées comme des éléments porteurs apparentés à des colonnes et des semelles. Elles permettent de transmettre les charges d'un ouvrage en profondeur lorsque les couches superficielles du sol n'offrent pas une capacité portante suffisante.

Lors d'un événement sismique majeur, les fondations profondes absorbent presque toute l'énergie causée par les mouvements sismiques ; ces éléments structuraux peuvent avoir une augmentation des sollicitations dues à la réduction de la capacité portante du sol. Cela met en évidence l'intérêt pour ces éléments structuraux capables de supporter plusieurs cycles de déformations.

La figure(II.6) montre une tête de pieux endommagée suite à des efforts sismiques très importants. Ce type de rupture peut être dû à une insuffisance de résistance en cisaillement, ou à un ancrage inadéquat, entraînant une diminution de la capacité en traction des pieux (Priestley et coll., 1996).



Figure II. 4 : Dommages observés sur une tête de pieux. (Tirée de STOA (STOA et coll., 1999))

II.4.6 Glissement des culées

Les culées sont des composantes structurales qui assurent la liaison entre le tablier et les remblais. Elles sont sensibles aux mouvements latéraux extrêmes du sol. Pendant un séisme, le glissement des culées se produit généralement dans les zones où le sol est mal consolidé.

Les observations effectuées sur les ponts endommagés ont montré que le glissement des culées est causé par des efforts en rotation et en translation (Priestley et coll., 1996). La figure (II.7) montre le glissement d'une culée du pont RIO Banano à la suite du tremblement de terre de Costa Rica en 1990.



Figure II. 5 : Glissement des culées. (Tirée de Priestley et coll. (1996))

II.4.7 Effets de site

Lorsqu'un pont est construit sur un sol meuble ou liquéfiable, le risque sismique augmente. Si un pont est construit sur un sol saturé de type sable silteux ou silt sableux ou un sol susceptible d'affaissement en raison de charges dues aux séismes, la liquéfaction du sol peut se produire, entraînant une perte d'appui et un déplacement excessif indépendamment de la réponse de vibration (Priestley et coll., 1996). (Figure II.9).



Figure II. 6 : La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Niigata (Japon) 1964

II.5. Conclusion

L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'en tirer des enseignements importants pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre. Ce chapitre présente dans les paragraphes précédents des illustrations typiques de dommages.

A cet effet, la prise en compte de risque sismique parait primordiale dans l'évaluation de la sécurité structurelle des ouvrages d'arts

Chapitre III

Interaction Sol-structure

III.1. Introduction

Sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la superstructure interagissent mutuellement. La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse. Le phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol) s'appelle interaction sol-structure.

Dans ce chapitre, on va présenter les différents types de l'interaction sol structure et les méthodes existantes pour la prise en compte de ce phénomène.

Dans le domaine de génie parasismique l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol-structure est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique l'or d'un séisme.

Si on considère deux structures, identiques implantées dans deux massifs différents, souple et l'autre rocheux, les deux structures se comportent de manière différente lors d'un chargement sismique tel que la structure encastree dans un rocher ne présente aucune influence sur le comportement du sol en champ libre grâce à sa rigidité élevée qui rassemble à celle-ci de l'ensemble sol-structure par contre que la structure qui repose sur un massif de sol souple, la rigidité et les fréquences propre sont moins importantes qui engendrent un déplacement plus amplifiés.

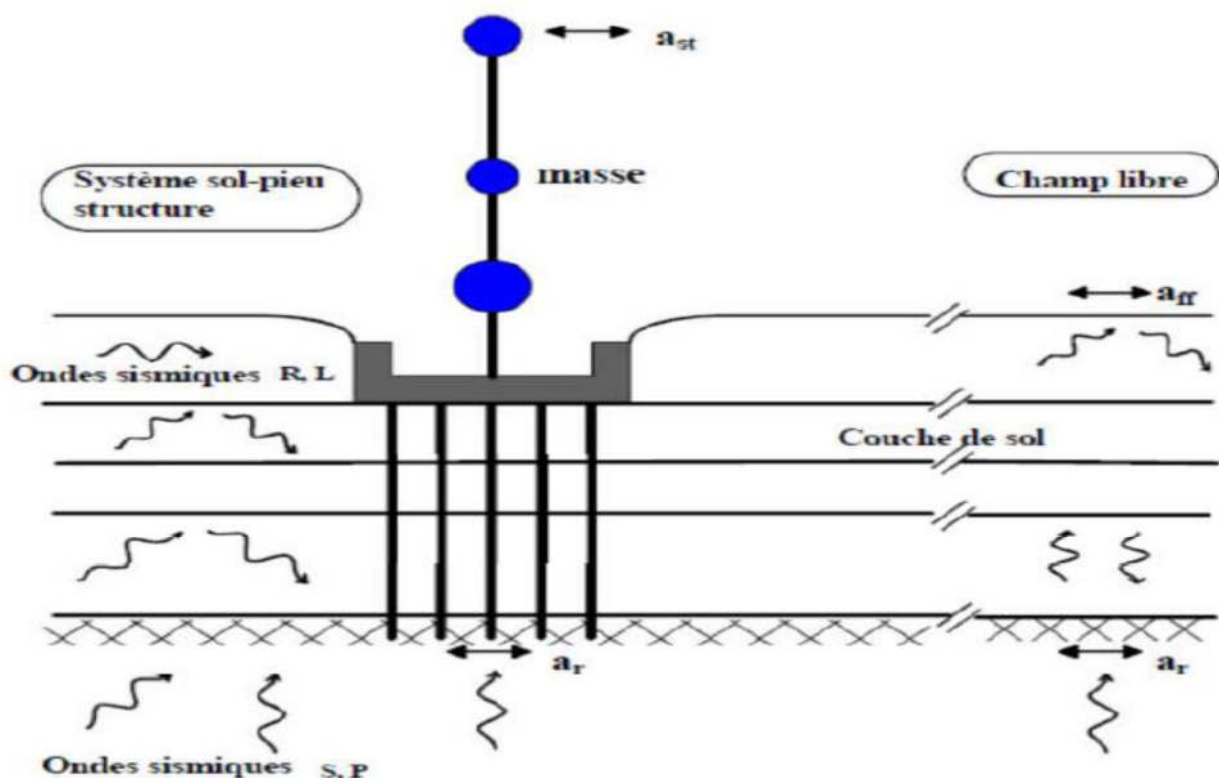


Figure III. 1 : Illustration de l'ISS [A. Pecker, 2007]

III.2. Les composantes de l'interaction

Il existe 2 types d'interactions cinématique et inertiel dont on doit tenir compte pour la prise en compte de l'interaction sol-structure

III.2.1 Interaction cinématique

Se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ où les caractéristiques du sol sont changées par l'excavation et l'inclusion de la fondation. Cette différence de mouvement est due à la différence de rigidité entre le sol et la fondation.

III.2.2 Interaction inertielle

L'inclusion de la structure engendre des efforts d'inertie supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol ce qui modifie une autre fois le champ de déplacement.

III.3. Les différentes méthodes pour la prise en compte de l'ISS

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides. Ces méthodes sont décrites et détaillées dans de nombreux ouvrages (Pecker 1984), (Wolf 1988), (Cremer 2001 et (Grange 2008). Nous présentons brièvement succinctement, par la suite, chacune de ces trois types de méthodes.

III.3.1 Méthode directe (éléments finis)

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément.

Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol structure :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad \dots\dots(1.1)$$

Où M, C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, U représente le vecteur de déplacement du système, et F est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

Cette méthode présente plusieurs inconvénients et difficultés d'application qui sont cités ci-dessous :

- 1. Connaissance des lois de comportement des matériaux (hétérogénéité matérielle du sol ou de la superstructure) et des frontières entre les différentes parties du système. Alors il faut prendre en compte les lois de contacts entre la fondation et le sol pour bien reproduire les différents non linéarités (non linéarité géométrique due au décollement et au glissement d'une fondation superficielle).

- 2. Un très grand nombre d'éléments (nœuds) est nécessaire pour prendre en compte l'ISS, ce qui engendre des temps de calculs contraignants.
- 3. Il est difficile de définir d'une manière précise la frontière extérieure du massif du sol. En effet une onde frappant la frontière fictive extérieure du sol peut numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure par contre en réalité cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie d'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif).

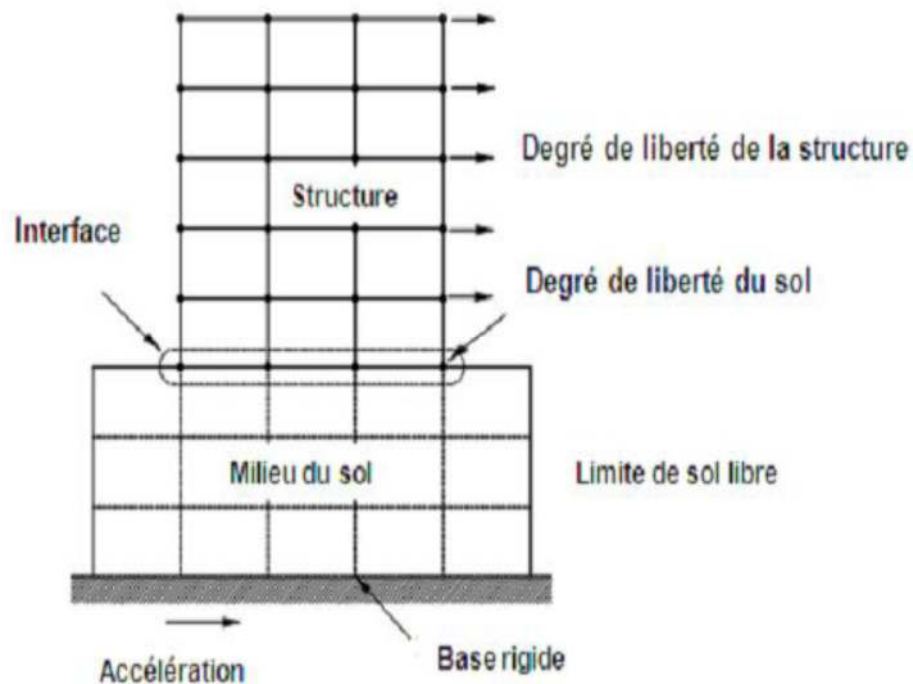


Figure III. 2 : Analyse de l'ISS par la méthode globale

III.3.2 Méthode Indirecte- des sous-structures-(ressorts) :

Cette catégorie de méthodes fait appel au principe de superposition. L'idée de base est d'analyser le problème d'interaction Sol-Structure en plusieurs étapes successives ; chacune de ces étapes est réputée plus facile à résoudre, du point de vue de la modélisation ou du traitement, que les méthodes globales. Dans la méthode des sous-structures, la fondation de support du sol est décrite par une matrice de rigidité équivalente, qui doit être attachée à la rigidité dynamique de la structure (Mahmoudpour et al. 2011) et (Chatzigogos et al. 2007). Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous-modèles du modèle global. Le principe de superposition de Kausel et al. (1978). Elle peut se décomposer selon les étapes suivantes :

- **Etape 1** : Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique (Figure III.3b).
- **Etape 2** : Détermination de la matrice d'impédance de la fondation (Figure III.3c).
- **Etape 3** : Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et soumise à son support au mouvement d'interaction cinématique (Figure III.3d).

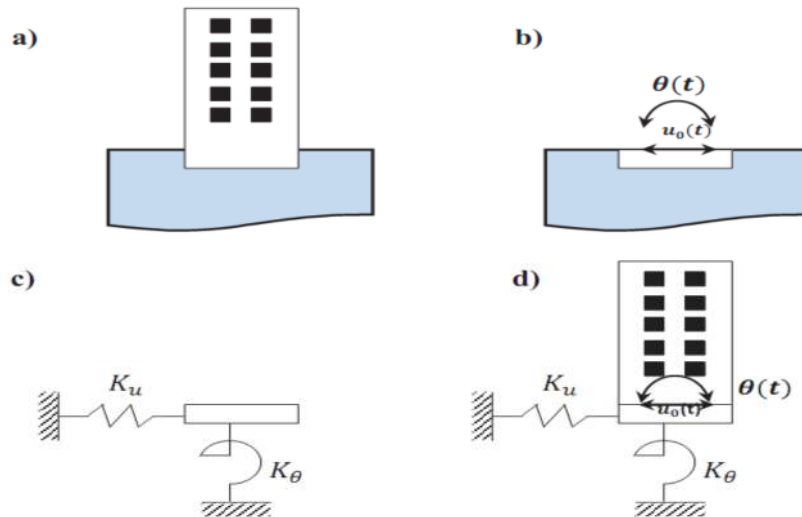


Figure III. 3 : Principe de la méthode de sous structuration : a) Modèle pour l'étude de l'ISS. b) Evaluation du mouvement de la fondation en absence de structure, c) Evaluation de fonction d'impédance et d) Calcul de la réponse dynamique de la structure supportée par une base remplacée par des ressorts d'impédances trouvés en c) et soumise à la sollicitation calculée en a).

On distingue deux méthodes :

III.3.2.1. Les méthodes de frontières

Le modèle global Sol-Structure est divisé en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (voir figure 2.3) ; la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures. Pour ces méthodes, les solutions numériques sont obtenues par intégration dans le domaine des fréquences. L'amortissement matériel est alors incorporé au système en formant les matrices de raideur à partir des modules complexes.

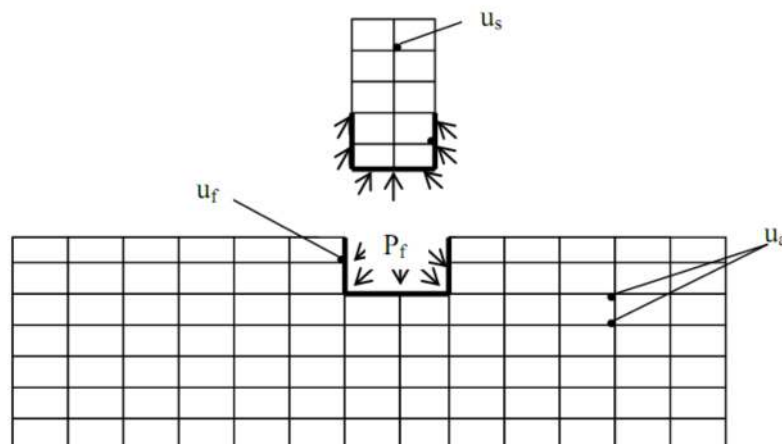


Figure III. 4 : Méthode des sous-structures : méthode de frontière

III.3.2.2. Les méthodes de volume

La méthode de volume permet d'éviter la résolution du problème de diffraction. L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface Sol-Structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol, comme cela apparaît par la division en sous structures est à noter que ces méthodes ne sont pratiquement utilisables que pour une intégration dans le domaine fréquentiel

III.3.3 Méthodes hybrides

Dans la méthode de sous-structuration, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse, à l'exception du cas où une solution analytique existe.

Pour éviter ce problème, Gupta et al. (1980), ont développé une méthode hybride. Cette méthode est intermédiaire entre la méthode directe et la méthode de sous-structuration. L'idée principale consiste à séparer le sol en deux domaines distincts.

- Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique.
- Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du Système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis.

Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain. Ainsi, le champ lointain peut être traité par les techniques adaptées pour les problèmes linéaires (exemple : impédances dynamiques), alors que le champ proche est incorporé dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe. Le point délicat des méthodes hybrides est la définition de la frontière entre le champ proche et le champ lointain, élément qui doit être déterminé indépendamment selon les particularités du problème traité.

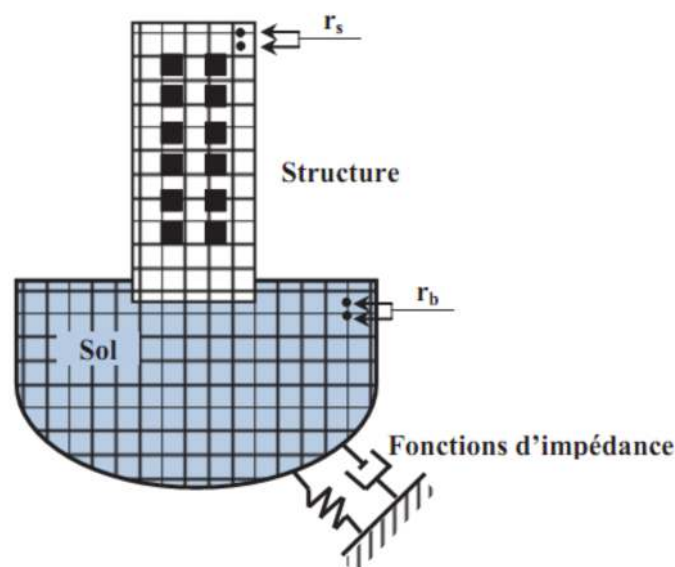


Figure III. 5 : Méthode hybride

III.4. Modélisation du comportement du sol par éléments ressort

Le comportement du sol est souvent modélisé par des ressorts horizontaux, des ressorts verticaux et des rotations concentrés. C’est une approche simple pour l’analyse dynamique de l’ensemble sol-structure. Cette technique permet de définir les réactions élastiques du sol à l’égard des composantes de déplacement et de rotation de la fondation. Pour déterminer les raideurs des ressorts du sol plusieurs formulations sont proposés, parmi celle-ci les formulations de (NEWMARK-RESNLUFETH, 1971).

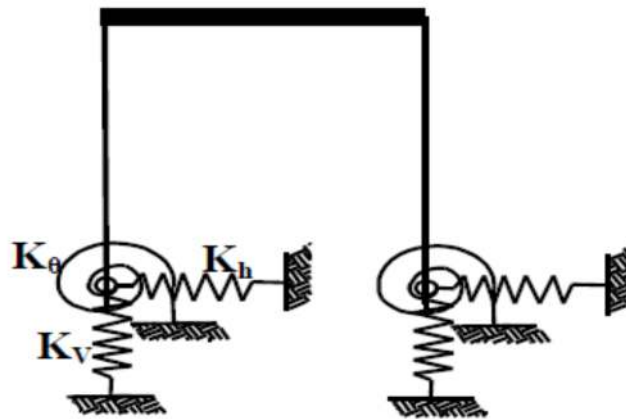


Figure III. 6 : Modèle tenant en compte l’ISS

III.4.1 Fondation circulaire

III.4.1.1. Formules de Newmark-Rosenblueth

Les raideurs statiques d’une fondation circulaire surfacique sur un sol homogène sont données par Newmark-Rosenblueth comme le suivant :

Tableau III. 1 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d’une fondation circulaire surfacique. (Buchi, 2013)

| Degré de liberté | Raideurs K |
|------------------------------------|--|
| Translation verticale | $K_v = \frac{4 G r_0}{1 - \nu}$ |
| Translation horizontale | $K_h = \frac{32 (1 - \nu) G r_0}{3 (1 - \nu)}$ |
| Balancement | $K_\theta = \frac{8 G r_0^3}{1 - \nu}$ |
| Rotation autour de l’axe verticale | $K_R = \frac{16 G r_0^3}{3}$ |

Avec :

r_0 : Rayon de la fondation

ν : coefficient de poisson

$G = E / 2(1+\nu)$: module de cisaillement dynamique du sol

III.4.1.2. Guide de SETRA pour les ponts en zones sismique

Buchi (2013) affirme que, pour des semelles superficielles, le guide de SETRA (Eurocode 8-5) donne des raideurs qui sont utilisables dans le cas des structures simples à peu de degrés de liberté et des sols de stratigraphie régulière. Ces raideurs sont calculées pour une fondation circulaire reposant sur un demi-espace homogène. Le tableau suivant donne ces raideurs :

Tableau III. 2 : Formules issues du guide de SETRA pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique. (Buchi, 2013)

| Degré de liberté | Raideurs K |
|-----------------------------------|---|
| Translation verticale | $K_v = \frac{4}{1 - \nu} GR$ |
| Translation horizontale | $K_h = \frac{8}{2 - \nu} GR$ |
| Balancement | $K_\theta = \frac{8}{3(1 - \nu)} G R^3$ |
| Rotation autour de l'axe vertical | $K_R = \frac{16}{3} G R^3$ |

R : rayon de la fondation

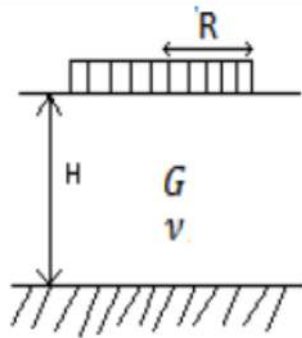
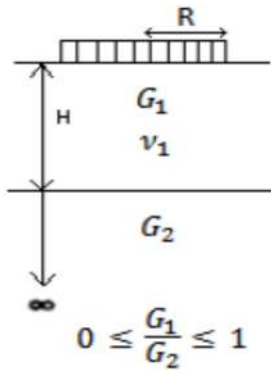
ν : coefficient de poisson

$G = E / 2(1+\nu)$: module de cisaillement dynamique du sol

III.4.1.3. Formules de Gazetas

Ces formules sont données par Gazetas (1983) pour une fondation circulaire sur une couche de sol reposant sur une base rigide, ainsi que pour une couche qui repose elle-même sur une couche plus raide ($G_2 \geq G_1$). Le tableau (III.4) suivant résume ces formules

Tableau III. 3 : Formules de Gazetas pour les raideurs statiques d’une fondation circulaire reposant sur une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide. (Buchi, 2013)

| | Couche reposant sur un lit rocheux | Couche reposant sur une couche plus raide |
|-----------------------------------|--|--|
| |  |  |
| Degré de liberté | Raideur statique | Raideur statique |
| Translation verticale | $K_v = \frac{4 GR}{1 - \nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H} \right)$ $\frac{H}{R} > 2$ | $K_v = \frac{4 G_1 R}{1 - \nu_1} \frac{\left(1 + 1.28 \frac{R}{H} \right)}{\left(1 + 1.28 \frac{R G_1}{H G_2} \right)}$ $1 \leq \frac{H}{R} < 5$ |
| Translation horizontale | $K_v = \frac{8 GR}{2 - \nu} \left(1 + \frac{R}{2H} \right)$ $\frac{H}{R} > 1$ | $K_v = \frac{8 G_1 R}{2 - \nu_1} \frac{\left(1 + 1.28 \frac{R}{2H} \right)}{\left(1 + 1.28 \frac{R G_1}{2H G_2} \right)}$ $1 \leq \frac{H}{R} < 4$ |
| Balancement | $K_v = \frac{8 GR^3}{3(1 - \nu)} \left(1 + \frac{R}{6H} \right)$ $4 \geq \frac{H}{R} > 1$ | $K_v = \frac{8 G_1 R^3}{3(1 - \nu)} \frac{\left(1 + 1.28 \frac{R}{6H} \right)}{\left(1 + 1.28 \frac{R G_1}{6H G_2} \right)}$ $0.75 \leq \frac{H}{R} < 2$ |
| Rotation autour de l'axe vertical | $K_R = \frac{16 G R^3}{3}$ $\frac{H}{R} > 1.25$ | / |

III.4.1.4. Comparaison des méthodes

Selon les études faites par Buchi (2013), les formules de guide de SETRA et celles de Newmark- Rosenblueth donnent les mêmes résultats des raideurs pour une fondation superficielle circulaire reposant sur une monocouche homogène.

Par comparaison des résultats des formules des raideurs pour une monocouche (guide de SETRA et Newmark-Rosenblueth) et celles pour bicouche (Gazetas), Buchi (2013) a constaté que les raideurs calculées pour le cas d'une couche reposant sur un lit rocheux sont les plus élevées. Il a aussi constaté que plus est élevé, plus les résultats des deux type des formules de Gazetas (sur un lit rocheux et sur une couche plus raide) sont proches. Cela provient du fait que plus le module de cisaillement est élevé plus le sol est rigide et ses caractéristiques se rapprochent d'un sol rocheux. De plus, Buchi a remarqué que les formules de type bicouche de Gazetas sont cohérentes avec celles données pour une monocouche (guide de SETRA et Newmark-Rosenblueth), en effet il a trouvé que si est proche de, les raideurs obtenues sont les même que celles pour un sol de type monocouche.

III.4.2 Fondation rectangulaire

III.4.2.1. Formules de Newmark-Rosenblueth

Les raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique sur un sol homogène sont données par Newmark et Rosenblueth comme le suivant :

Tableau III. 4 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique. (Buchi, 2013)

| Degré de liberté | Raideurs K |
|------------------------------------|--|
| Translation verticale | $K_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_x \sqrt{A}$ |
| 0Translation horizontale | $K_h = 2(1 + \nu) G \beta_x \sqrt{A}$ |
| Balancement | $K_\theta = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\theta a^2 b$ |
| Rotation autour de l'axe verticale | $K_R = \frac{1 + \nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$ |

Avec :

A : aire de la fondation

a : dimension parallèle à la direction du séisme

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme

ν : coefficient de poisson

$G = E / 2(1+\nu)$: module de cisaillement dynamique du sol

β_z , β_x et β_Φ sont donnés par des abaques(Figure III.7)

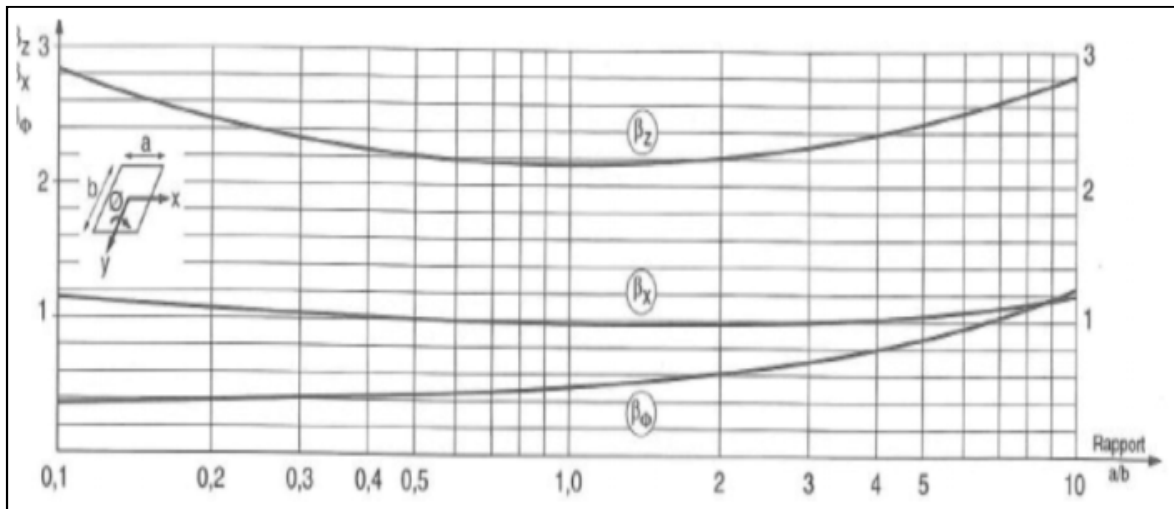
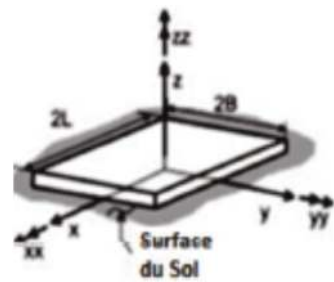


Figure III. 7 : Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et β_Φ [1].

III.4.2.2. Formule de Pais et Kausel

Le tableau (2.5) présente les expressions données par Pais et Kausel (1988), des raideurs statiques pour les trois degrés de libertés de translation et de rotation d'une fondation rectangulaire rigide reposant sur la surface d'un sol homogène.

Tableau III. 5 : Formule de Pais et Kausel (1988) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique

| Degré de liberté | Raideur statique |
|--|---|
| Translation suivant l'axe Z | $K_z = \frac{G B}{1 - \nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 1.6 \right]$ |
| Translation suivant l'axe Y | $K_y = \frac{G B}{2 - \nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B}\right) + 1.6 \right]$ |
| Translation suivant l'axe X | $K_x = \frac{G B}{2 - \nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4 \right]$ |
| Torsion autour de l'axe Z | $K_{zz} = G B^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 4.06 \right]$ |
| Balancement autour de l'axe Y | $K_{yy} = \frac{G B^3}{1 - \nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27 \right]$ |
| Balancement autour de l'axe X | $K_{xx} = \frac{G B^3}{1 - \nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.80 \right]$ |
| <p>Notes :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Les axes doivent être orientés tel que : $L \geq B$ • L : Demi-longueur • B : Demi-largeur • G : module de cisaillement dynamique du sol • ν : coefficient de poisson |  |

III.4.2.3. Formules de Gazetas, Mylonakis et al :

Le tableau (III.7), présente les expressions des raideurs statiques donnés par Gazetas (1991) ; Mylonakis et al (2006) pour trois degrés de libertés de translation et de rotation d'une fondation rectangulaire rigide reposant sur la surface d'un demi espace homogène

Tableau III. 6 : Formules de Gazetas(1991) et Mylonakis et al (2006) des raideurs statiques d’une fondation rectangulaire surfacique.

| Degré de liberté | Raideur statique |
|---|---|
| Translation suivant l’axe Z | $K_z = \frac{2 G L}{1 - \nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} \right]$ |
| Translation suivant l’axe Y | $K_y = \frac{2 G L}{2 - \nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.85} \right]$ |
| Translation suivant l’axe X | $K_x = K_y - \frac{0.20}{0.75 - \nu} G L \left(1 - \frac{B}{L} \right)$ |
| Torsion autour de l’axe Z | $K_{zz} = G J_t^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$ |
| Balancement autour de l’axe Y | $K_{yy} = \frac{G}{1 - \nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$ |
| Balancement autour de l’axe X | $K_{xx} = \frac{G}{1 - \nu} (I_y)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$ |
| <p>Notes :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Les axes doivent être orientés tel que : $L \geq B$ • L : Demi-longueur • B : Demi-largeur • G : module de cisaillement dynamique du sol • ν : coefficient de poisson • I_y, I_x: Les moments d’inertie du radier autour des axes x et y respectivement • $J_t = I_y + I_x$: Moments d’inertie polaire | |

Note :

D’après NEHPR (2012), Formules de Gazetas (1991) et Mylonakis et al (2006) des raideurs statiques d’une fondation rectangulaire surfacique sont similaires à celle de Paris et Kausel (1988).

III.5. Conclusion

L’interaction sol structure reste un problème complexe malgré les grandes recherches opérées dans ce domaine. Dans ce chapitre nous avons exposé de façon sommaire le problème de l’interaction sol-structure ainsi les différentes grandes familles des méthodes pour l’analyse de l’interaction sol structure.

Chapitre IV

Analyse sismique selon le règlement RPOA 2008

IV.1. Introduction :

Les ponts sont des ouvrages d'une importance capitale pour le système de transport routier et ferroviaire d'un pays. Comme toutes structures de génie civil, les ponts sont sujets aux secousses sismiques et pendant longtemps, la réalisation de ces ouvrages en Algérie n'a pas été soumise à un règlement parasismique permettant aux concepteurs de dimensionner ces ouvrages à leurs justes valeurs face à une action sismique.

D'ailleurs les experts ont tiré la sonnette d'alarme sur les dangers qui en découlaient vu le nombre important de cas de dommages et de ruines observés en Algérie et dans le monde.

C'est dans ce contexte que le secteur des travaux publics a engagé une action pour l'élaboration d'un référentiel pour l'application parasismique afin d'assurer la vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul, de sorte que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

IV.2. La structure du code parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008)

Le code parasismique RPOA2008 est structuré d'une façon simple où nous pouvons distinguer trois (03) parties principales, à savoir : Les ponts neufs, les tunnels et les ponts existants. Dans le cadre de ce travail on se limitera à l'étude de la première partie du code à savoir "les ponts neufs" qui est structurée comme suit :

Des règles générales de conception sont données afin de guider l'ingénieur pour la prise en compte du risque sismique dès le stade de la conception du projet, et une classification des ponts selon leurs importances avec des exigences fondamentales le non effondrement et la minimisation des dommages à satisfaire.

La deuxième partie traite les critères de classification des zones sismiques qui déterminent les facteurs d'accélération de zone selon le groupe de pont. Les sites d'implantation sont classés en quatre catégories selon leurs caractéristiques géotechniques.

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontale valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Des spectres de réponses élastiques ou de dimensionnement y sont définis et dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient de zone A et du taux d'amortissement (ξ).

Les déplacements absolus horizontaux et verticaux sont définis en fonction du site, et un déplacement différentiel maximal est fixé en fonction du coefficient d'accélération de zone A.

La troisième partie concerne la méthode d'analyse des ouvrages qui sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse. Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique, et les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières, il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts à l'aide d'une approche linéaire équivalente en utilisant le spectre de dimensionnement. Dans la quatrième partie les résultats de l'analyse sismique sont alors employés pour vérifier la résistance et la stabilité des différents éléments qui constituent les ponts (piles-appuis fondations).

Enfin, le dernier chapitre fournit les dispositions constructives de ferrailage particulières au dimensionnement parasismique qui doivent être adoptées pour les différents éléments en béton et s'ajoutent aux principes de base définis dans les règles de béton armé en vigueur.

IV.3. Objectifs :

Le présent règlement contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques.

Les règles de conception et de calcul ont pour objectif :

- Éviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- De limiter les dommages sur des éléments non structurels sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à C). Cet objectif vise en particulier les ponts rails pour lesquels la tenue de la voie doit être assurée à l'état limite de service.
- Pour atteindre cet objectif, il est important de choisir le type de la structure et le système de fondations en prenant en compte les conditions géotechniques et topographiques, tout en gardant à l'esprit que la réponse de l'ouvrage dépend du type de structure et de son interaction avec le sol environnant.

IV.4. Domaine et condition d'application

IV.4.1 Domaine d'application

- Ce règlement couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, c'est-à-dire les ponts composés d'un système de piles sensiblement verticales, supportant le tablier.
- Il peut être appliqué également pour le dimensionnement sismique d'autres types de ponts, comme les ponts en arc, les ponts portiques, les ponts à béquilles, et les ponts haubanés (ponts spéciaux).
- Les ponts cadres et portiques et les ouvrages enterrés sont traités.
- Les ponts suspendus, les ponts mobiles, ou les cas de ponts de configuration extrême (par exemple les ponts fortement biais ou les ponts avec une courbure horizontale importante) ne sont pas complètement couverts par les dispositions contenues dans ce règlement.

- Pour ces cas extrêmes de ponts, des approches conservatrices adéquates, basées surtout sur les principes en capacité, doivent être adoptées, afin de couvrir les risques issus des particularités de chaque cas et d'éviter l'apparition de modes de rupture fragile.

IV.4.2 Conditions d'application

Les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- les structures sont conçues et dimensionnées par un personnel ayant une qualification et une expérience appropriées ;
- un contrôle et un système de suivi de la qualité adéquats sont assurés pendant la réalisation de l'ouvrage, c'est à dire en bureau d'études, dans les usines et sur chantier ;
- la mise en œuvre est réalisée par un personnel ayant la qualification et l'expérience appropriées ;
- les matériaux et produits de construction sont utilisés comme prescrit dans les règles en vigueur ou dans d'autres spécifications sur les matériaux et les produits ;
- la structure doit être entretenue de façon satisfaisante ;
- la structure doit être utilisée conformément aux hypothèses prises en compte lors de la conception et du dimensionnement ;
- Les constructions auxquelles s'appliquent les présentes règles doivent satisfaire concomitamment aux règles de conception, de calcul et d'exécution applicables.
- Par ailleurs, au cas où les sollicitations issues d'un calcul aux effets du vent sont plus défavorables, ce sont ces dernières qu'il y a lieu de prendre en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage, mais, en même temps, les dispositions constructives du présent règlement.

IV.5. Exigences fondamentales et règles générales de conception

IV.5.1 Objectifs

- La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.
- La démarche de dimensionnement de ce règlement est basée, en ce qui concerne la résistance sismique des ponts, sur l'exigence générale d'après laquelle les communications d'urgence doivent être maintenues, avec une fiabilité appropriée, après l'événement sismique de calcul et sur l'exigence que les dommages que pourraient provoquer leur défaillance sur les constructions et installations environnantes soient maîtrisés.
- Il n'y a pas de protection absolue et de risque « nul », mais une protection relative et un risque « acceptable », aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux.

IV.5.2 Classification des ponts

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes.

Tableau IV. 1 : Classification des ponts

| Groupe de pont | Importance |
|----------------|---------------------------|
| Groupe 1 | Pont stratégique |
| Groupe 2 | Pont important |
| Groupe 3 | Pont d'importance moyenne |

IV.5.2.1. Groupe 1 : Pont stratégique

Ce groupe recouvre les ponts stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire :

- Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public ;
- Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aéroports ;
- Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (Groupe 1A du RPA 99/2003).
- Liaisons ferroviaires.

IV.5.2.2. Groupe 2 : Pont important

Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ;
- Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;
- Grandes liaisons d'aménagement du territoire ;
- les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ;
- les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003).

IV.5.2.3. Groupe 3 : Pont d'importance moyenne

- Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

Les ouvrages classés dans les groupes 2 ou 3 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

IV.5.3 Exigence de non effondrement (ELU)

Après l'occurrence de l'événement sismique de calcul, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate.

Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, en certaines parties par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement.

La plastification en flexion de certaines sections (formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables.

Le tablier doit cependant se trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes.

IV.5.4 Minimisation des dommages (ELS)

En cas de séisme modéré (moins intense mais plus fréquent), la structure doit rester dans le domaine élastique (ELS) permettant la reprise des circulations après une courte inspection.

Pour les ponts routiers, les critères ELS sont couverts par les critères ELU.

IV.5.5 Règles générales de conception

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

Lors de l'étude du site de l'ouvrage, une attention particulière doit être portée aux conditions défavorables ou pénalisantes telles que la présence de failles tectoniques potentiellement actives et/ou de zones liquéfiables.

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier.

Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis.

Deux approches pour la conception des appuis :

- Concevoir des appuis élastiques (piles et culées) sous réserve d'un choix judicieux d'appareils d'appui au niveau de l'interface tablier/appuis.
- Concevoir des appuis ductiles (piles) sous réserve d'une conception détaillée des rotules plastiques dont la formation doit être confirmée par calcul.

Dans le cas d'appuis ductiles, l'emplacement des points de dissipation de l'énergie (rotules plastiques) doit être choisi de manière à assurer leur accessibilité pour le contrôle et les réparations.

Le comportement sous séisme des tabliers de ponts courants demeure généralement, dans le domaine élastique.

Les critères de choix du type d'ouvrage porte essentiellement sur les points suivants :

- Un tablier léger pour minimiser les actions sismiques sur les appuis,
- Eviter autant que possible et notamment en zone de forte sismicité, les travées isostatiques.
- Etudier le mode de liaison tablier/appuis.

Un équilibre doit en général être maintenu entre les prescriptions de résistance et de déformabilité pour les supports horizontaux. Une grande déformabilité réduit le niveau de l'action sismique de calcul, mais augmente le mouvement aux joints et aux appuis mobiles et peut conduire à des effets du second ordre importants.

Pour la maîtrise des déplacements, deux systèmes de butées existent :

- Les butées de sécurité, destinées à empêcher le tablier de quitter ses appuis sous séisme ultime,
- Les butées de blocage, destinées à limiter fortement le déplacement relatif du tablier par rapport à ses appuis sous séisme sont utilisées en complément à des appareils d'appui en élastomère fretté ou à des appareils d'appui spéciaux glissants.

IV.6. Actions sismiques

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

IV.6.1 Critères de classification

Le présent chapitre expose un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

IV.6.1.1. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : négligeable.
- **Zone I** : faible.
- **Zone IIa** : moyenne.
- **Zone IIb** : élevée.
- **Zone III** : très élevée.

La Figure (I-8) du chapitre I présente la classification des zones sismiques de l'Algérie par Wilaya et par Commune.

Tout pont qui a des fondations dans deux zones de sismicité différentes est considéré comme étant situé tout entier dans la zone de sismicité supérieure.

IV.6.1.2. Coefficient d'accélération de Zone ' A '

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est indiqué dans le tableau II.2ci-dessous :

Tableau IV. 2 : Coefficient d'accélération de Zone A

| Groupe de 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 |

IV.6.1.3. Classification des sites

IV.6.1.3.1 Catégories et critères de classification

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- **Catégorie S₁ : (site rocheux)**

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s.

- **Catégorie S₂ : (site ferme)**

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très sûr consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

- **Catégorie S₃ : (site meuble)**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 20 m de profondeur.

- **Catégorie S₄ : (site très meuble)**

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Tableau IV. 3 : Caractéristiques géotechniques des sites

| Cat | Description | | \bar{q}_c (MPa) (c) | \bar{N} (d) | \bar{p}_l (MPa) (e) | \bar{E}_p (MPa) (e) | \bar{q}_u (MPa) (f) | \bar{V}_s (m/s) (g) |
|-----|-----------------------|-------------------|--------------------------|------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| S1 | Rocheux (a) | | -- | -- | >5 | >100 | >10 | $V_s \geq 800$ |
| S2 | Ferre | Sable/ gravier | >15 | >50 | >2 | >20 | -- | $400 \leq V_s < 800$ |
| | | Argile | >5 | -- | >2 | >25 | >0,4 | |
| S3 | Meuble | Sable/ gravier | 5-15 | 10-50 | 1-2 | 5-20 | -- | $200 \leq V_s < 400$ |
| | | Argile | 1,5-5 | -- | 0,5-2 | 5-25 | 0,1-0,4 | |
| S4 | Très meuble (b) | Sable/ gravier | <5 | <10 | <1 | <5 | -- | $100 \leq V_s < 200$ |
| | | Argile | <1,5 | -- | <0,5 | <5 | <0,1 | |

a) La valeur de V_s doit être mesurée sur site. Les roches tendres ou altérées sont à classer en S2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut pas être classé en S1 s'il existe plus de 3m de sol meuble entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations.

b) Le site est classé en S4 s'il y a présence d'au moins 3m d'argile molle caractérisée par un indice de plasticité $IP > 20$, une teneur en eau naturelle $w_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ kPa et une vitesse de cisaillement $V_s < 150$ m/s.

c) La moyenne harmonique d'un paramètre quelconque p est donnée par

$$\bar{p} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{p_i} \right)} \quad \text{avec} \quad H = \sum_{i=1}^n h_i \quad (= \text{hauteur de la colonne de sol } 30\text{m}).$$

h_i : épaisseur de la couche i caractérisée par une valeur p_i

n : nombre de couches constituant la colonne de sol

p : représente un des paramètres suivants :

- q_c : résistance au pénétromètre statique
- N_{spt} : résistance SPT
- p_l : pression limite plessimètre
- E_p : module plessimètre
- q_u : résistance en compression simple
- V_s : vitesse d'onde de cisaillement

IV.6.1.3.2 Classement du site selon les différents types d'essais

Selon la fiabilité des résultats des différents types d'essais, le site sera classé dans la catégorie la plus appropriée. En cas de doute entre deux catégories, classer le site dans la catégorie la plus défavorable.

IV.6.1.3.3 Conditions de site nécessitant des investigations approfondies

Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :

- présence de terrains instables sous séisme : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
- présence de sols vaseux ou d'argile molle avec une forte teneur en matières organiques.
- présence d'argile très plastique ($IP > 75$) sur une épaisseur de plus de 6m.

- présence sur une épaisseur de plus de 30m d'une couche d'argile molle a moyennement raide ($q_c < 5\text{MPa}$, $p_l < 2\text{MPa}$, $E_p < 25\text{MPa}$, $q_u < 04\text{MPa}$).

IV.6.2 Détermination des actions sismiques

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace.
- un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace.

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

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A et les spécifications de l'article 3.4.2.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$) quand ce taux est différent de 5%.

IV.6.2.1. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

IV.6.2.1.1 Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

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

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

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

S : coefficient de site

A : est donnée dans le tableau IV.1

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$).

ξ: taux d'amortissement

Tableau IV. 4 : valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|------|------|------|------|------|
| T1 | 0.15 | 0.15 | 0.20 | 0.20 |
| T2 | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.70 |
| S | 1 | 1.1 | 1.2 | 1.3 |

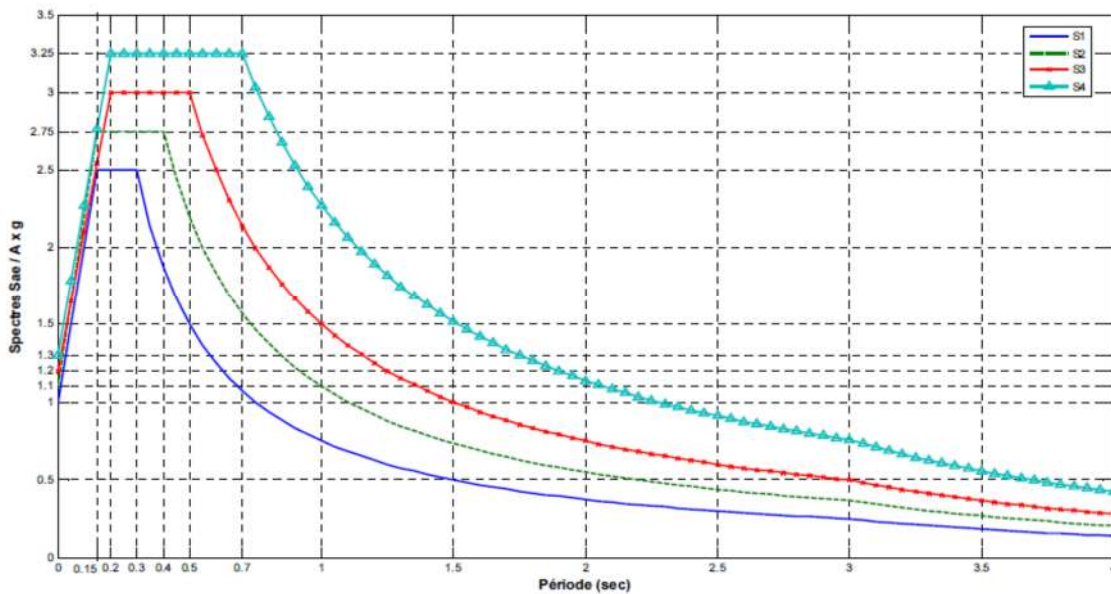


Figure IV. 1 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- (5% d'amortissement)

IV.6.2.1.2 Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

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

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

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb et 1,0 pour la zone sismique III.

A : est donnée dans le tableau IV.1

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$).

ξ : taux d'amortissement défini dans le tableau IV.2

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci-après.

Tableau IV. 5 : valeurs de T1, T2 pour la composante verticale

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|-----------|------|------|------|------|
| T1 | 0.15 | 0.15 | 0.20 | 0.20 |
| T2 | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.70 |

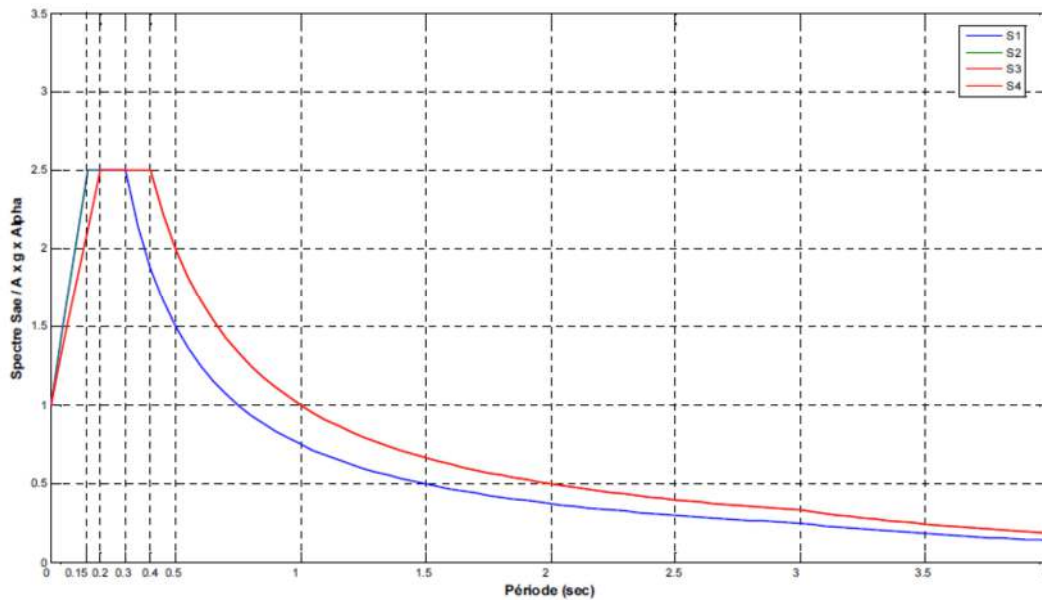


Figure IV. 2 : spectre de réponse élastique- composante vertical- (5% d'amortissement):

IV.6.2.1.3 Spectre de dimensionnement

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$S_{ad}(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot S \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T2 : période caractéristique donnée dans le tableau 3.3 de l'RPOA.

Le coefficient de comportement q est introduit Pour la composante verticale est pris égal à 1.

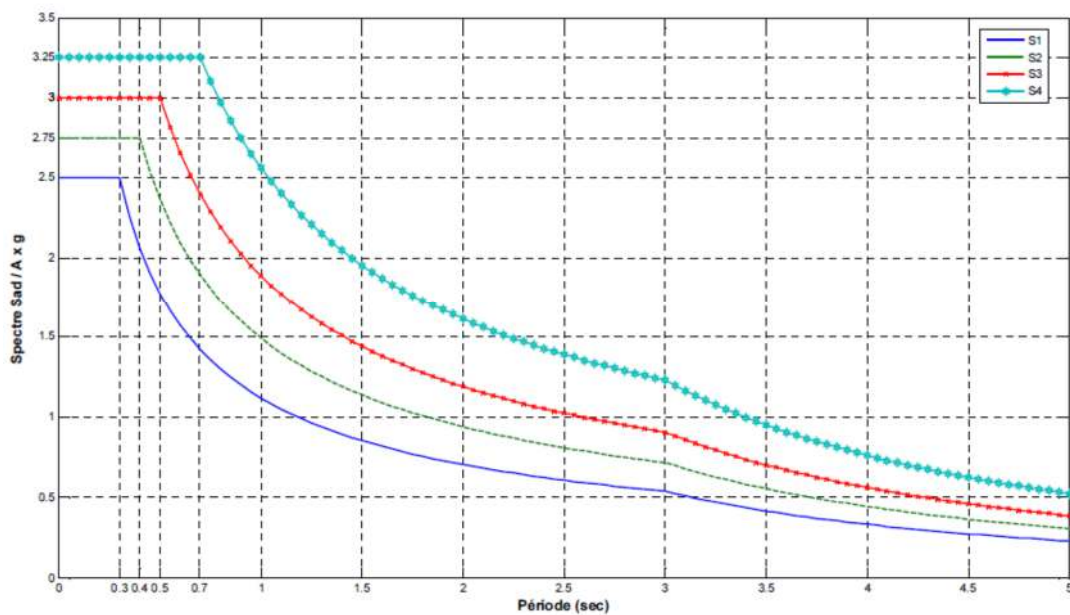


Figure IV. 3 : spectre de dimensionnement - (5% d'amortissement)

IV.7. Analyse

IV.7.1 Principes généraux et hypothèses

IV.7.1.1. Principes

Les ouvrages, objets du présent règlement, sont calculés à l'aide d'un spectre de réponse.

Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique. Les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections.

Pour certains systèmes d'appui et sous réserve d'adopter des dispositions constructives particulières, il est possible de procéder à un calcul inélastique qui réduit forfaitairement les efforts, à l'aide d'une approche linéaire équivalente, en utilisant le spectre de dimensionnement.

Pour déterminer les sollicitations, on commence par effectuer un calcul élastique, quelle que soit la méthode de dimensionnement utilisée par la suite.

Dans tous les cas, le tablier est dimensionné de façon à ce qu'il reste élastique.

IV.7.1.2. Hypothèses de base

On distingue les trois directions du séisme, longitudinal, transversal et vertical que l'on traite de façon indépendante.

La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon la direction longitudinale et la direction transversale du pont.

Pour les ponts courbes, on définit l'axe longitudinal par la corde joignant les appuis extrêmes intervenant dans la reprise des efforts horizontaux.

IV.7.2 Modélisation

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut définir sa masse, sa raideur, éventuellement la raideur du système de fondation (ou les conditions d'encastrement de la structure dans le sol) et l'amortissement provenant du comportement viscoélastique des matériaux et de la structure.

Pour schématiser, on pourra considérer que la masse de l'ouvrage est concentrée dans le tablier, et la raideur dans le système d'appui (fondations, appuis et appareils d'appui).

IV.7.2.1. Degrés de liberté dynamiques

Le modèle du pont et le choix des degrés de liberté dynamiques doivent représenter, de manière appropriée, la distribution de la raideur et de la masse, afin que tous les modes de déformation et toutes les forces d'inertie significatifs soient convenablement mobilisés sous l'excitation sismique de calcul.

Dans la majorité des cas, il suffit d'utiliser pour l'analyse deux modèles séparés, un pour la modélisation du comportement en direction longitudinale, et l'autre pour la direction transversale.

IV.7.2.2. Masses

Pour le calcul des masses, on doit prendre en compte les valeurs moyennes des charges permanentes de la structure. Pour les ponts supportant un trafic intense, on peut considérer une part des charges d'exploitation :

- 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains,
- 30% des charges d'exploitations ferroviaires,
- 0% pour les autres cas.

Les masses distribuées peuvent être concentrées aux nœuds conformément aux degrés de liberté choisis.

Lorsque les piles sont immergées dans l'eau, faute d'une approche rigoureuse de l'interaction hydrodynamique, cet effet peut être estimé en prenant en compte une masse additionnelle d'eau entraînée par unité de longueur des piles immergées.

IV.7.2.3. Raideurs des éléments

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- fondations et sol environnant,
- appuis,
- appareils d'appuis.

Pour l'estimation de la raideur des éléments en béton armé, on utilise la section non fissurée.

IV.7.2.4. Amortissement

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) pour les matériaux courants est :

- Acier soudé : 2.
- Acier boulonné : 4.
- Béton précontraint : 2.
- Béton non armé : 3.
- Béton armé : 5.
- Élastomère fretté : 7.

Le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier.

Pour les ouvrages dont les modes principaux mettent en jeu la déformation simultanée d'éléments constitués de matériaux différents, on retient l'amortissement le plus faible.

Ces valeurs ne concernent que les ouvrages massifs, sans remplissage, ni segmentation.

Quand un pont est muni de dispositifs amortisseurs, on doit savoir que :

- ces dispositifs se comportent souvent comme un système ressort et amortisseur agissant en parallèle.

Il faut en déterminer la raideur et l'incorporer au modèle de calcul :

- le coefficient d'amortissement qu'on leur associe est souvent d'une valeur très élevée, de sorte que la matrice d'amortissement du système peut s'écarter beaucoup du cas diagonalisable sur la base des modes propres non amortis

IV.7.2.5. Modélisation du sol

De manière générale, on négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis. Les appuis peuvent être considérés fixés au sol. Néanmoins, il est recommandé de prendre en compte les effets d'interaction sol-structure lorsque le déplacement du sol est supérieur à 30% du déplacement total du centre de masse du tablier.

Les effets d'interaction sol-structure peuvent être pris en compte par toute méthode scientifiquement validée.

IV.7.3 Analyse

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

IV.7.3.1. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

IV.7.3.1.1 Domaine d'application

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage), ponts cantilever.

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).
- Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 degrés et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 degrés et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- La symétrie transversale c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

IV.7.3.2. Analyse dynamique linéaire (méthode du spectre de réponse)

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

IV.7.3.2.1 Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

Le critère ci-dessus est considéré comme satisfait si la somme des «masses modales effectives», atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

Le critère ci-dessus est également considéré comme satisfait si cette somme atteint pour les modes considérés au moins 70 % de la masse totale du pont, à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés.

IV.7.3.2.2 Combinaison de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y , E_z , et dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

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

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Où :

E_x , E_y et E_z : effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

IV.7.3.3. Autres méthodes linéaires

IV.7.3.3.1 Analyse par le spectre de puissance

Une analyse linéaire stochastique de la structure doit être effectuée, soit en appliquant l'analyse modale, soit par des matrices de réponse dépendant de la fréquence, à partir du spectre de densité de puissance en accélération.

Les effets élastiques de l'action doivent être définis comme la valeur moyenne de la distribution statistique de la valeur extrême maximale de la réponse pendant la durée considérée dans le modèle sismique.

Les valeurs de calcul doivent être déterminées en divisant les effets élastiques par le coefficient de comportement q approprié.

La méthode a le même domaine d'application que l'analyse par le spectre de réponse.

IV.7.3.3.2 Analyse temporelle

Dans une analyse temporelle, les effets de l'action sismique sont obtenus en faisant la moyenne des échantillons de la réponse extrême, calculée pour chaque accélérogramme.

L'action sismique peut être décrite par un ensemble d'accélérogrammes construits artificiellement ou réels. Cet ensemble doit contenir un nombre suffisant d'accélérogrammes construits pour obtenir une estimation fiable des effets de l'action sismique.

IV.7.3.4. Analyse temporelle non linéaire

Cette analyse temporelle non linéaire est donnée à titre indicatif. Son utilisation doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

La réponse de la structure au cours du temps peut être obtenue par intégration numérique directe de ses équations différentielles non linéaires du mouvement. La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels.

Sauf précision différente dans cette partie, cette méthode ne peut être utilisée que conjointement avec une analyse standard par le spectre de réponse, pour donner un aperçu de la réponse poste élastique et une comparaison entre les ductilités locales exigées et disponibles.

IV.8. Conclusion

Ce chapitre comporte une présentation détaillée de la structure du projet de règlement parasismique des ouvrages d'art algérien, et explique la procédure à suivre pour le dimensionnement d'un ouvrage multi travée

Chapitre V

Modélisation numérique d'ISS

V.1. Introduction :

Ce chapitre présente une analyse détaillée de l'influence des caractéristiques sol-fondation sur la réponse dynamique et les effets de l'interaction sur le dimensionnement du pont. Dans un premier temps l'analyse dynamique de l'ouvrage étudié est évaluée en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base. Dans un deuxième temps, on considère le couplage sol-structure en modélisant le sol par des ressorts moyennant une approche numérique par la méthode des éléments finis (CSI bridge V2016).

Dans cette section nous proposons d'étudier le comportement dynamique d'un ouvrage d'art composé de 2 piles et d'un tablier en béton précontraint, ainsi que de l'influence de l'ISS sur celui-ci. Cette étude est détaillée en deux parties :

- **Dans la partie I**, une modélisation du pont avec des piles encastrees est présentée
- **Ensuite (Partie II)**, l'ISS est étudiée avec des ressorts élastiques à la base du pont.

Une comparaison entre ces deux approches est effectuée.

V.2. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont les suivants :

- L'analyse sismique concerne l'effet de l'interaction inertielle (les effets de l'interaction cinématique ne sont pas comptés).
- Le sol est assimilé à un milieu semi-infini élastique caractérisé par un module d'élasticité dynamique E et un coefficient de poisson ν . Le sol pris pour l'étude est horizontal et homogène.
- Le sol reste toujours dans le domaine élastique sous l'action sismique ; il n'y a pas d'excursion des grains dans le domaine anélastique, et le sol ne présente pas un risque de liquéfaction.
- Le sol est stable et on n'a pas de tassements du sol.
- Les raideurs de l'ensemble sol-fondations sont modélisées par des ressorts élastiques

V.3. Présentation et caractéristiques de Modèle du pont

V.3.1 Cas de référence : Base encastree

Il s'agit d'un pont d'une configuration de travées de (3×33.40) m, avec une largeur de 10.00 m. Le tablier est constitué de poutres en T précontraintes préfabriquées avec 7 poutres de 150 cm de hauteur espacées de 195cm. Ces poutres transmettent les efforts vers l'infrastructure au moyen des plaques d'appui néoprène fretté. On prévoit pour l'infrastructure des piles circulaire, et des culées semi-enterrées.

V.3.2 Cas 1 : Base flexible

Pour ce cas, nous modélisons le pont du cas de référence sur des sols avec des propriétés différentes. Les résultats de l'analyse modale obtenus pour le cas (1) sont comparés avec ceux du cas de référence afin de connaître l'effet du sol support sur la réponse dynamique (modal) du pont.

V.3.2.1. Sols utilisés dans l'étude

Les sols utilisés dans cette étude varient progressivement d'un sol rocheux (module de Young élevé) à un sol très meuble (module de Young faible). Les sols avec leurs caractéristiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 : Caractéristiques des sols utilisés dans l'étude

| Sites | S1 | S2 | S3 | S4 |
|--|---------|-------|--------|-------------|
| Type de sol | Rocheux | Ferme | Meuble | Très meuble |
| Module de Young E(Mpa) | 150 | 50 | 15 | 4 |
| Coefficient de poisson ν | 0.3 | 0.3 | 0.5 | 0.5 |
| Module de cisaillement dynamique G [Mpa] | 57.69 | 19.23 | 5.00 | 1.33 |

V.3.2.2. Calcul des Raideurs des ressorts

L'ensemble sol-fondation est modélisé à l'aide de 3 ressorts (Vertical, Horizontal et de Rotation). Pour calculer les raideurs, on utilise les formules de NEWMARK-RESENBLUETH (Chapitre III, Tableau : III.1) pour des fondations rectangulaires surfaciques rigides :

Les raideurs statiques calculées sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 : Raideurs statiques

| Type de sol | Raideur statique [MN/m] | | | |
|------------------|--------------------------------|----------------------------------|---------------------------|---|
| | Translation verticale K_v | Translation horizontale K_h | Balancement K_θ | Rotation autour de l'axe verticale K_R |
| S1(Rocheux) | 1404.49 | 1161.90 | 13351.65 | 19752.22 |
| S2(Ferme) | 468.16 | 387.30 | 4450.55 | 6584.07 |
| S3(Meuble) | 170.41 | 116.19 | 1620.00 | 1975.22 |
| S4 (Très meuble) | 45.44 | 37.18 | 432.00 | 632.07 |

V.4. Etude des charges et surcharges appliquées sur le pont

Il s'agit d'étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier car le pont à une fonction porteuse, elles sont classées en deux catégories :

- Les charges permanentes
- Les surcharges

V.4.1 Calcul des charges permanentes

Poutres, dalle, revêtement de la chaussée, corniche plus trottoirs, garde-corps.

Tableau V. 3 : Charges permanentes

| Eléments | Données | Formules | Résultats | Commentaire |
|--|--|-----------------------------------|--------------------|---|
| Poutre | Le Poids Propre des poutres et de la dalle est calculé automatiquement par le logiciel | | | |
| Dalle | | | | |
| Revêtement de la chaussée +Chape d'étanchéité | $e_r = 0.08\ m$ $L_r = 7.00\ m$ $\gamma_b = 2.2t/m^3$ | $g1 = e_r \times \gamma_b$ | $g1 = 0.176t/m^2$ | e_r : épaisseur du revêtement |
| Corniches | $S_c = 0.075\ m$ $\gamma_b = 2.2t/m^3$ | $g2 = S_c \times \gamma_b$ | $g2 = 0.19\ t/ml$ | S_c :Surface de la corniche |
| Garde-corps | $\gamma_g = 0.10t/m^3$ | $g3 = \gamma_g \times 1$ | $g3 = 0.10\ t/ml$ | - |
| Trottoir | $S_t = 0.205\ m$ $\gamma_b = 2.2t/m^3$ $L_{tr} = 1.25\ m$ | $g4 = S_c \times \gamma_b/L_{tr}$ | $g4 = 0.41\ t/m^2$ | S_t, L_{tr} :Surface, Largeur du trottoir |

V.4.2 Calcul des surcharges

Selon le fascicule 61 titre II, les charges d'exploitation prises en compte pour notre ouvrage sont les systèmes A(l), Bc, Bt, Br, Mc120 et Les charges sur les trottoirs.

Avant de procéder à l'étude de ces chargements, on définit tout d'abord certaines notions qui seront utiles par la suite. Toutes les parties du tablier ne sont pas forcément à charger par les charges de chaussée. Il faut donc définir une largeur chargeable qui se déduit elle-même de la largeur roulable. On donne ci-dessous les définitions correspondantes.

V.4.2.1. Définitions :

- **La largeur roulable, L_R :**

C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur-largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence, bandes dérasées, etc.

$$L_R = (\text{Plate-forme}) - (2 \times \text{Largeur d'un trottoir}).$$

La largeur roulable calculée est donc : $L_R = 10 - (2 \times 1.25) = 7.50m$

• **Classe des ponts :**

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable, L_R , et leur destination :

Tableau V. 4 : Classification des ponts

| La classe | La largeur roulable |
|-----------|---------------------|
| 1 | $L_r \geq 7m$ |
| 2 | $5.50 m < L_r < 7m$ |
| 3 | $L_r < 5.50 m$ |

Ainsi, notre pont sera de **1ère classe** puisque : $L_R = 7.50 \geq 7m$.

• **La largeur chargeable :**

Elle est définie par la formule suivante : $L_{ch} = L_R - n \times 0,5$.

Avec, L_{ch} : largeur chargeable en m.

n : nombre de dispositifs de retenue ; $n \leq 2$.

Dans notre ouvrage, on ne prévoit pas des dispositifs de retenue, donc : **$n = 0 \Rightarrow L_R = L_{ch} = 7.50m$**

• **Le nombre de voies :**

Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées N_v est tel que :

$$N_v = E(L_{ch}/3) = E(7.5/3) = 2$$

• **La largeur d'une voie :**

Par convention, la largeur d'une voie de circulation, V , est donnée par :

$$V = L_{ch} / N_v .$$

La largeur d'une voie est donc : **$V = 7.5/2 = 3.750m$** .

V.4.2.2. Système A(l) :

Employé pour la justification de la stabilité d'ensemble d'une structure

$$A(l) = 0,23 + 36 / (L + 12) \text{ en t/m}^2$$

Avec :

L : portée de la travée ($L = 33.4m$)

$$A(L) = 1.0229 \text{ t/m}^2$$

La valeur $A(L)$ est multiplié par les coefficients a_1 et a_2 .

- a. **Coefficient a_1** : coefficient de dégressivité transversal fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Les valeurs de (a_1) sont données par le tableau ci-dessous :

Tableau V. 5 : Les valeurs du coefficient a1

| Nombre de voies chargées | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|--------------------------|---|---|-----|-----|------|------|
| Classe du pont | 1 | 1 | 1 | 0.9 | 0.75 | 0.75 |
| | 2 | 1 | 0.9 | - | - | - |
| | 3 | 1 | 0.8 | - | - | - |

- Classe du pont : classe I
 - Nombre de voies chargées : 1 et 2
- Donc : a1=1

b. **Coefficient a2** : fonction du nombre et de la largeur des voies et de la classe du pont :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Tableau V. 6 : Les Valeur V0

| Classe du pont | V0(m) |
|----------------|-------|
| 1er classe | 3.50 |
| 2em classe | 3.00 |
| 3em classe | 2.75 |

Avec :

V0= 3.5 m : (pont de 1ère classe)

V : largeur de la voie (v = 3.75m)

$$a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3.5}{3.75} = 0.94 \text{ Donc : } a_2=1$$

- **Premier cas** : une travée chargées (L = 33.40 m)

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{12 + 33.40} = 10.23 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 7 : Les Valeurs de A (l) pour une travée chargé

| Voies chargées | a1 | a2 | A(L) [KN/m ²] | A2(L) = a1 × a2 × A(L) [KN/m ²] |
|----------------|----|------|------------------------------|--|
| 1 Voie | 1 | 0.94 | 10.23 | 09.62 |
| 2 Voies | 1 | 0.94 | 10.23 | 09.62 |

- **Deuxième cas :** deux travée chargées ($L = 66.80$ m)

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{12 + 66.80} = 06.87 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 8 : Les Valeurs de A (l) pour deux travées chargées

| Voies chargées | a_1 | a_2 | $A(L)$ [KN/m ²] | $A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$ [KN/m ²] |
|----------------|-------|-------|--------------------------------|---|
| 1 Voie | 1 | 0.94 | 06.87 | 06.46 |
| 2 Voies | 1 | 0.94 | 06.87 | 06.46 |

- **Troisième cas :** Trois travée chargées ($L = 100.20$ m)

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{12 + 100.20} = 05.52 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 9 : Les Valeurs de A (l) pour trois travées chargées

| Voies chargées | a_1 | a_2 | $A(L)$ [KN/m ²] | $A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$ [KN/m ²] |
|----------------|-------|-------|--------------------------------|---|
| 1 Voie | 1 | 0.94 | 05.52 | 05.19 |
| 2 Voies | 1 | 0.94 | 05.52 | 05.19 |

V.4.2.3. Surcharge B :

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts, leur charge est multipliée par le coefficient de majoration dynamique :

V.4.2.3.1 Système Bc :

Il se compose de camions type comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :

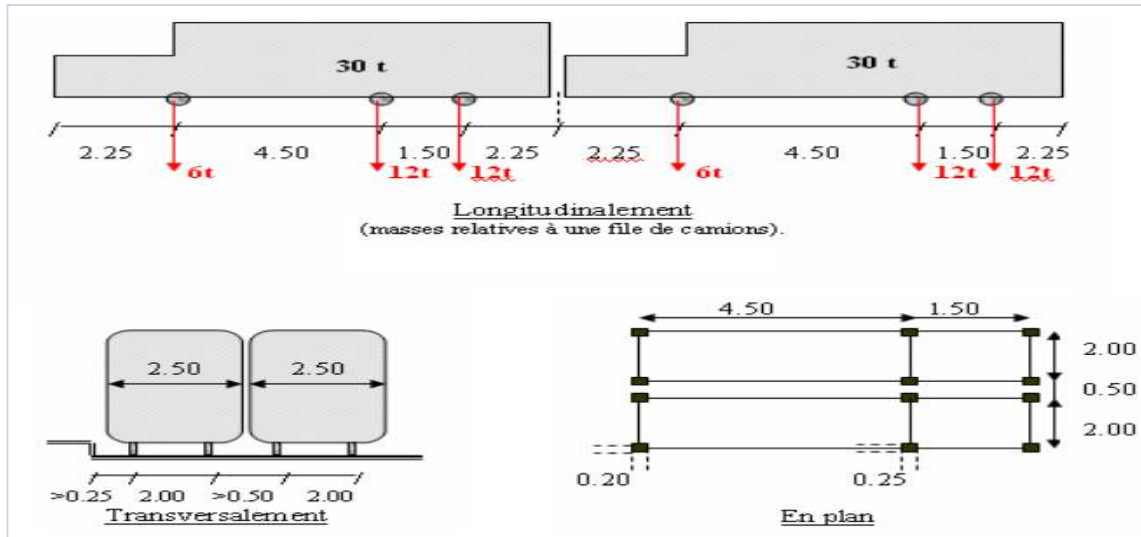


Figure V.1 : Le système de charge Bc

Suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système B_c à prendre en compte sont multipliées par un coefficient b_c dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau V. 10 : Les valeurs du coefficient b_c

| Nombre de files de camions | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|----------------------------|------|-----|-----|------|-----|-----|
| Classe du pont | 1ère | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |
| | 2ème | 1 | 1 | - | - | - |
| | 3ème | 1 | 0,8 | - | - | - |

Les charges du système B_c sont multipliées par Coefficient de majoration dynamique (δ).

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.60}{1 + 4 \times G/S}$$

Avec :

L : longueur de la travée (L=33.40m).

G : poids total d'une travée (G=6048.406 KN).

S : poids maximum de la surcharge du système majoré par le coefficient b_c.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V. 11 : Les Valeurs des coefficients de majoration dynamique

| Type de chargement | La valeur du coefficient Bc | La valeur de S [KN] | Valeur du coefficient majoration dynamique δ |
|--------------------|-----------------------------|---------------------|---|
| Bc une file | 1.20 | 720 | 01.054 |
| Bc deux files | 1.10 | 1320 | 01.067 |

V.4.2.3.2 Système Bt :

Un tandem du système B t comporte deux essieux, tous deux à roues simples répondent aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu : 16 t
- Distance entre les deux essieux : 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m

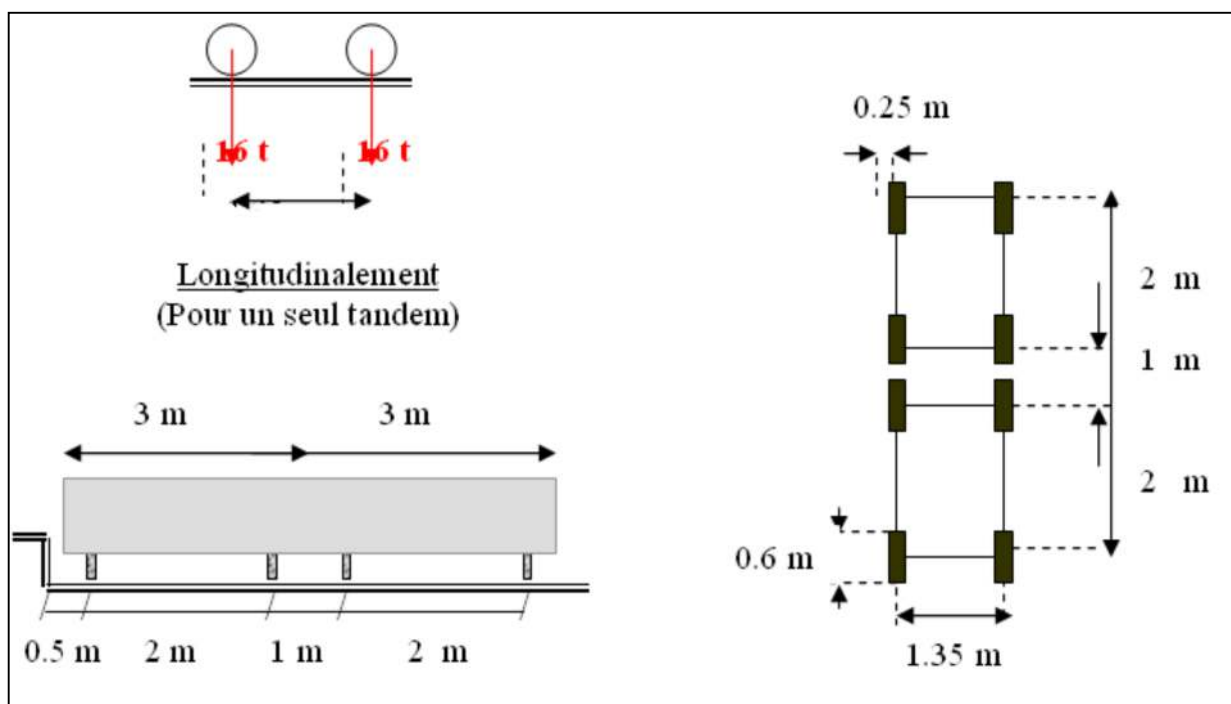


Figure V. 2: Système Bt

Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

Le système Bt doit être multiplié par un coefficient bt qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient bt sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 12 : Valeurs de Bt

| Classe du pont | 1ère | 2ème | 3ème |
|----------------|------|------|------|
| Coefficient Bt | 1.0 | 0.90 | - |

Les charges du système **Bt** sont multipliées par coefficient de majoration dynamique (δ).

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.60}{1 + 4 \times G/S}$$

Un tandem :

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times 33.40} + \frac{0.60}{1 + 4 \times (6048.406/320)} = 1.044$$

Deux tandems :

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times 33.40} + \frac{0.60}{1 + 4 \times (6048.406/640)} = 1.052$$

V.4.2.3.3 Système Br :

C'est une roue isolée disposée normalement {l'axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont présentées dans la figure ci-dessous :

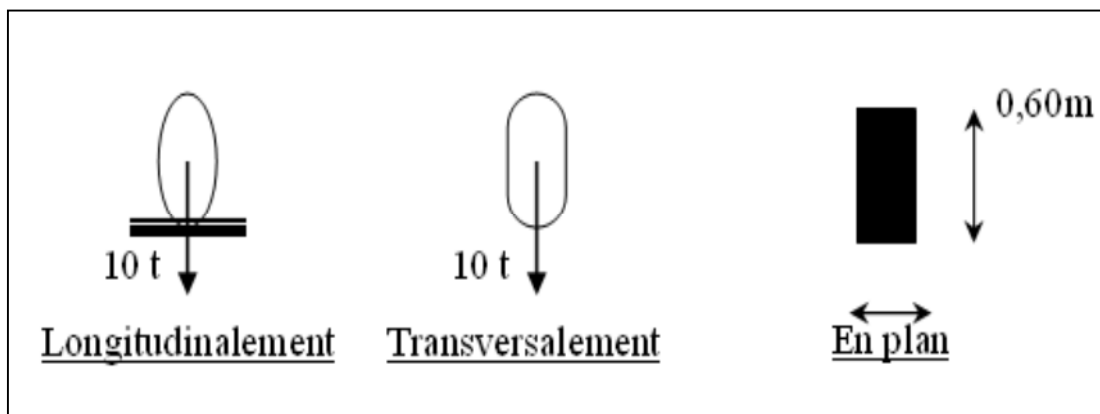


Figure V. 3 : Système Br

Le rectangle de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur roulable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

Les charges du système **Br** sont multipliées par Coefficient de majoration dynamique (δ).

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.60}{1 + 4 \times G/S}$$

Avec :

L : longueur de la travée (L=33.40m).

G: poids total d'une travée (G=6048.406 KN).

S=100 KN

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.60}{1 + 4 \times G/S}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times 33.40} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{6048.406}{100}}$$

$\delta = 1.039$

V.4.2.4. Système Mc120 :

Le système Mc120 se compose de véhicules type à chenilles. Il comporte deux chenilles et le rectangle d'impact de chacune d'elles est supposé uniformément chargé. La pression répartie au mètre linéaire, appliquée par le convoi est :

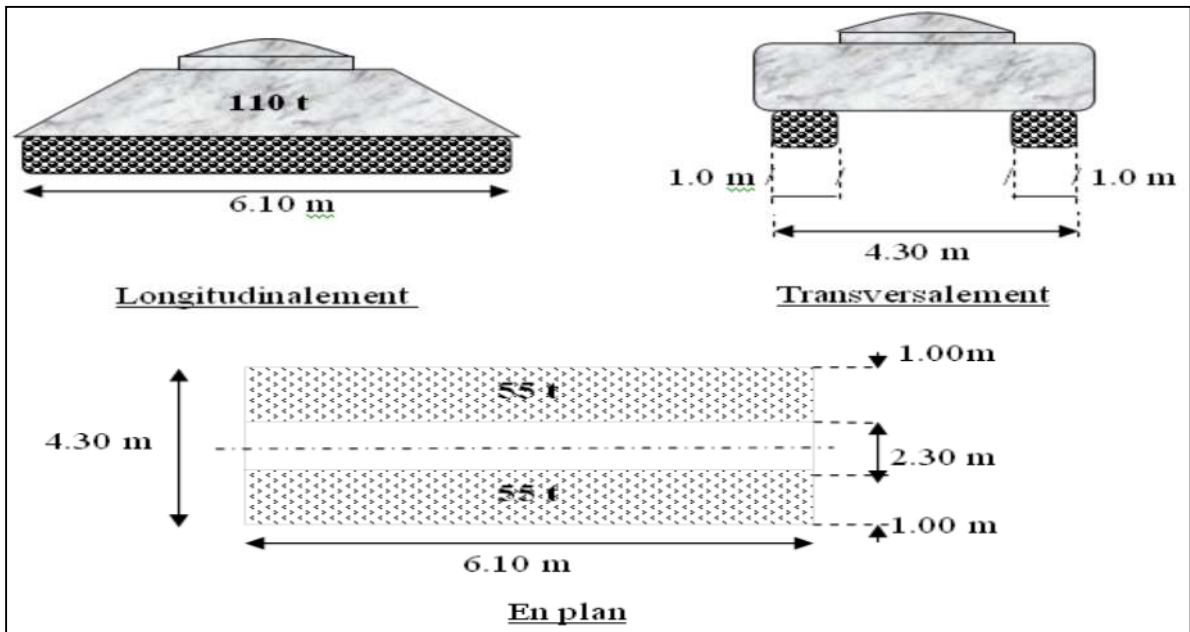


Figure V. 4 : Système Mc120

Les charges du système **Mc120** sont multipliées par Coefficient de majoration dynamique (δ).

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec :

L : longueur de la travée (L=33.40m).

G: poids total d'une travée (G=6048.406 KN).

S=1100 KN

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.40}{1 + 0.2 \times 33.40} + \frac{0.60}{1 + 4 \times \frac{6048.406}{1100}}$$

$\delta = 1.064$

V.4.2.5. Surcharge exceptionnelle (D240) :

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large sur 18,6m de long, comme le montre dans la figure suivante :

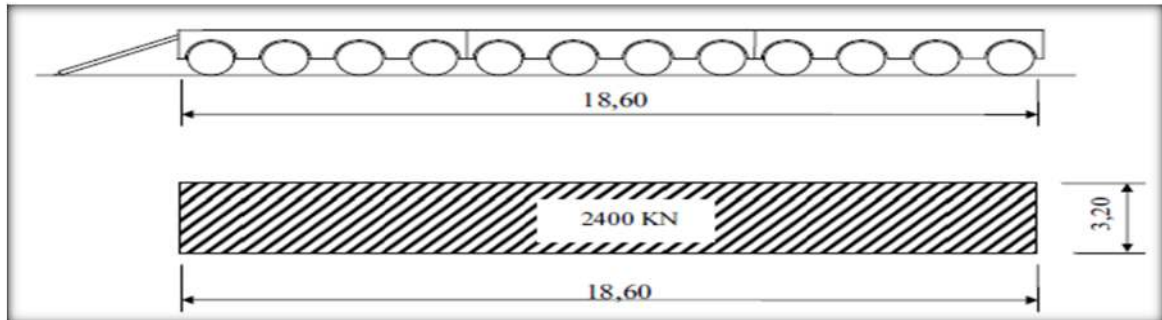


Figure V. 5 : Convoi D240

$$\text{Donc on : } D240 = \frac{2400}{18,6 \times 3,2} = 40,32 \left[\frac{KN}{m^2} \right]$$

V.4.2.6. Les charges sur les trottoirs :

Le règlement prévoit deux systèmes de charges : un système local destiné à la justification des éléments de couverture du tablier (hourdis, entretoises) et un système général pour le calcul des poutres principales. Les diverses charges de trottoir ne sont pas majorées pour les effets dynamiques.

▪ Les charges locales :

Le système local comprend une charge uniformément répartie d'intensité q_{tr} de valeur : $q_{tr}=450kg/m^2$ Cette charge est placée pour produire l'effet le plus défavorable. Ses effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux de B et des charges militaires.

De plus, le système local comprend une roue de 6 t dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté à disposer sur les trottoirs en bordure d'une chaussée.

▪ Les charges générales :

Le système général comprend une charge uniformément répartie d'intensité q_{tr} de valeur : $q_{tr}=150kg/m^2$ Cette charge est à disposer sur les trottoirs bordant une chaussée. Ce système répond aux règles d'application suivantes :

- Dans le sens longitudinal, on dispose cette charge pour qu'elle produise l'effet le plus défavorable ;
- Dans le sens transversal, toute la largeur du trottoir est chargée, mais on peut considérer soit qu'un seul trottoir est chargé, soit que les deux le sont, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable ;
- Cette charge est cumulable avec la charge A(1) et Bc si elle peut donner un effet plus défavorable.

De plus, le système général comprend une charge de densité uniforme mais qui ne concerne que les ouvrages ne supportant qu'une circulation de piétons ou de cyclistes (passerelles).

V.5. Modélisation du pont :

Pour la modélisation du pont on utilise le code de calcul en élément finis «**CSI Bridge version 2016**», c'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement les ouvrages de Génie . Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce

type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse Vis-à-Vis des efforts statiques ou dynamiques, avec des compléments de conception et de vérification.

Le logiciel « **CSI Bridge version 2016** » permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.). La modélisation se fait en plusieurs étapes, ces étapes sont détaillées ci-dessous.

Le tablier et les piles ont été modélisés par des éléments poutres «**Frames**», ainsi les appareils d'appui ont été modélisés par des éléments de liaison «**Link**».

V.5.1 Création d'un nouveau modèle

Pour commencer un nouveau Modèle, on doit sélectionner « l'Orb » puis « New ». Par la suite, on choisit le système d'unités « KN.m.C » et on sélectionne « **BlankTemplate** ».

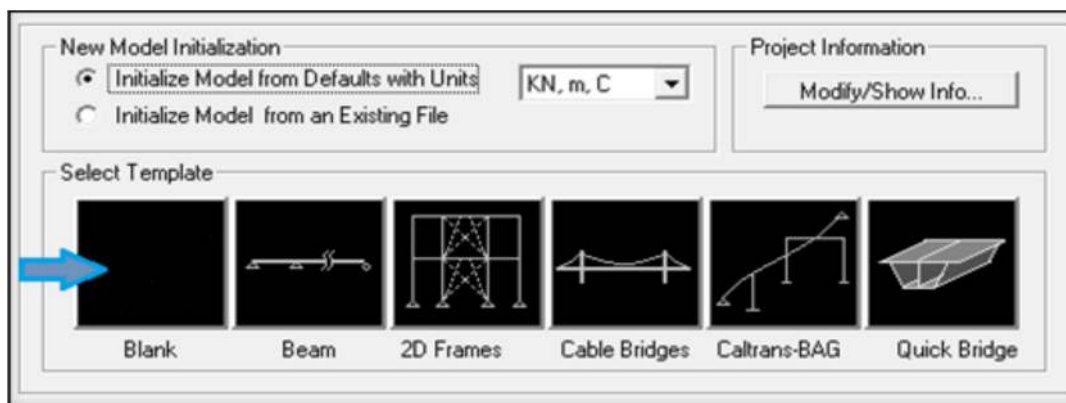


Figure V. 6: Création d'un nouveau modèle

V.5.2 Définition de la Géométrie du Modèle

On commence la procédure par la définition de la ligne de disposition « **Layout Ligne** » sous l'onglet « **Layout** ».



Figure V. 7 : Création d'une ligne de disposition

On sélectionne « **New** » puis on spécifie la station de démarrage à **0 m** et une station d'arrivée à **102.20 m** (longueur du pont).

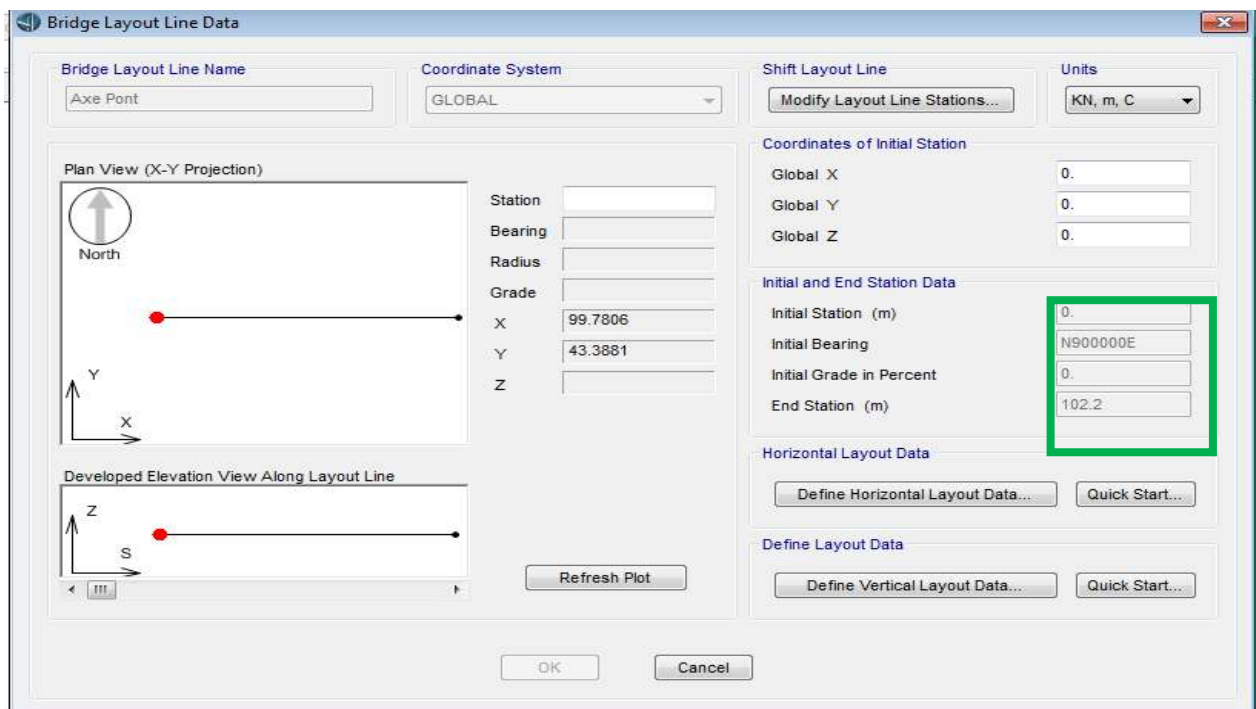


Figure V. 8 : Définition de la ligne de disposition

V.5.3 Spécification des Propriétés des Eléments

Après avoir défini la géométrie des éléments, on se dirige vers l'onglet « **Components** » qui est organisé en 3 sections : « **Properties, Superstructure et Substructure** ».



Figure V. 9 : Création d'un nouveau matériau

V.5.3.1. Panneau Properties

V.5.3.1.1 Propriétés des matériaux

Pour choisir le type de béton, il faut sélectionner « **Type** » puis « **Materials** » après « **New** » et choisir le type de béton **Béton35, Béton30**

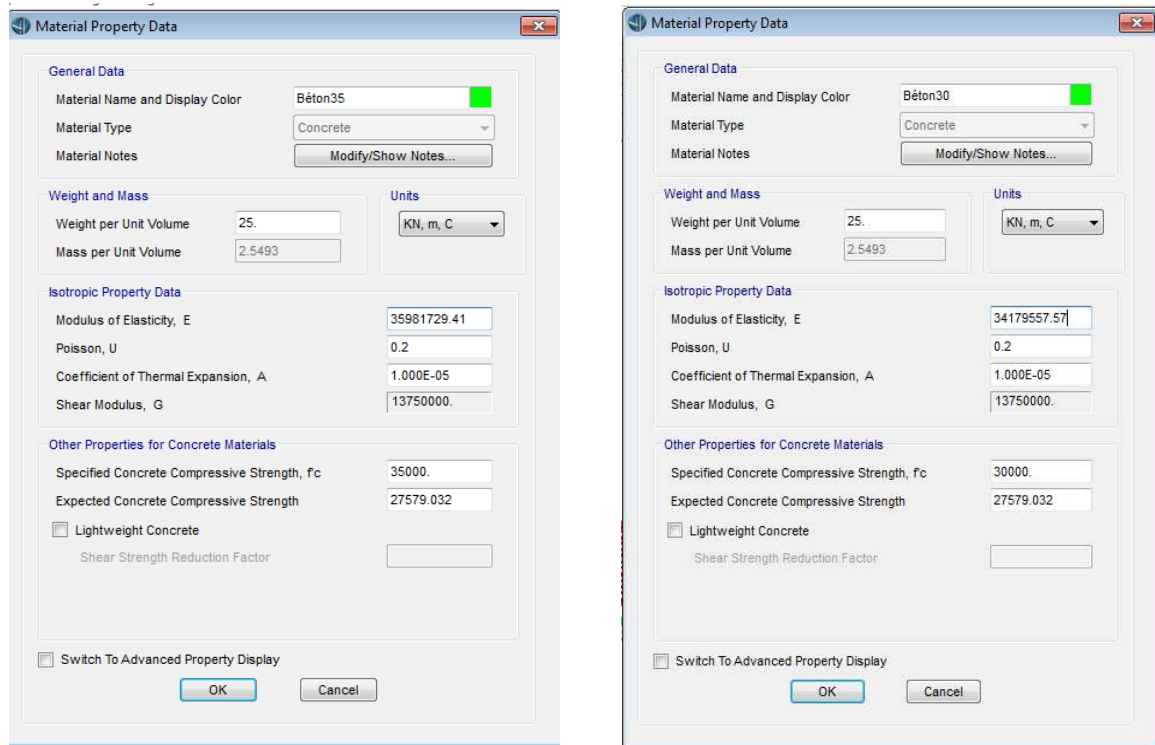


Figure V. 10 : Caractéristique du nouveau matériau

V.5.3.1.2 Propriétés des Sections

Pour créer des sections pour les culées et les piles (fût + chevêtre) on clique sur « **Type** » puis « **Frames** » puis « **New** ». Ensuite on choisit « **Concrete** » puis « **Rectangular** » (pour les culées) et « **Circular** » pour les fûts. Enfin, on choisit le type de matériaux à utiliser et la profondeur et la largeur pour les sections rectangulaires et les diamètres pour les sections circulaires.

La section rectangulaire : Culées 3.50×1 m² ; Chevêtre 1.40×2.10 m².

La section circulaire : Fûts des piles : 1.20m de diamètre.

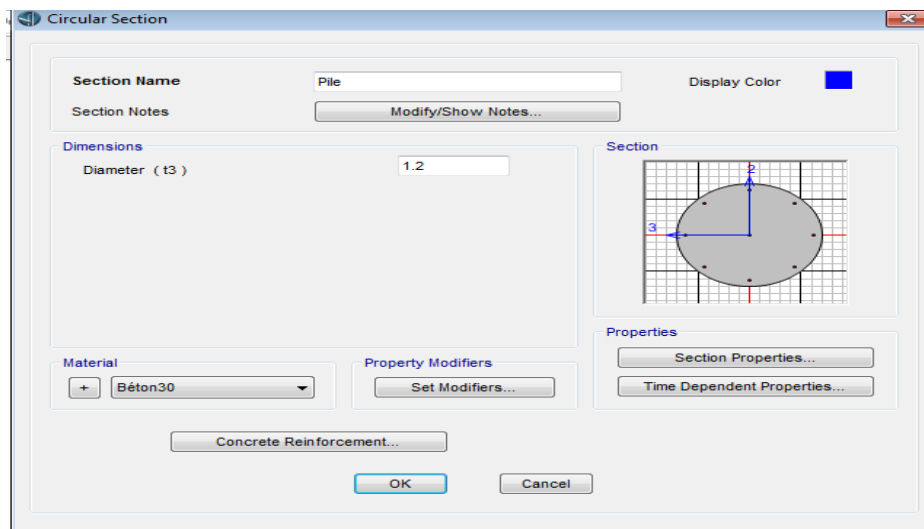


Figure V. 11 : Définition du fut du pont

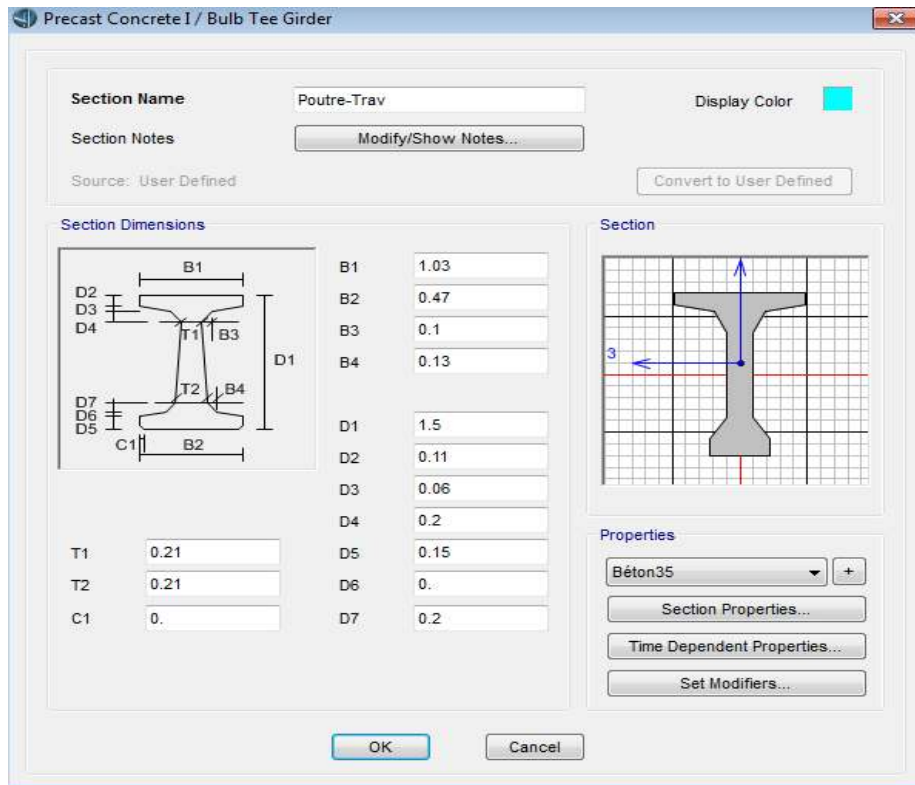


Figure V. 12 : Définition de la poutre du Tablier

V.5.3.1.3 Panneau Superstructure

On commence par la section du tablier (**Deck Section**).

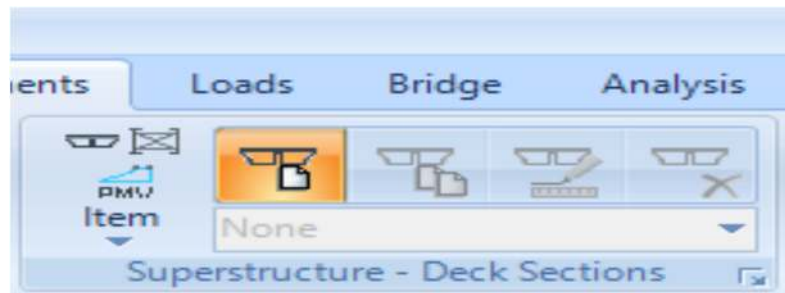


Figure V. 13 : Création d'un tablier

Section de tablier

On fait une succession de clic sur : Item ----Deck Section ----New Deck section ----Precast IGirders

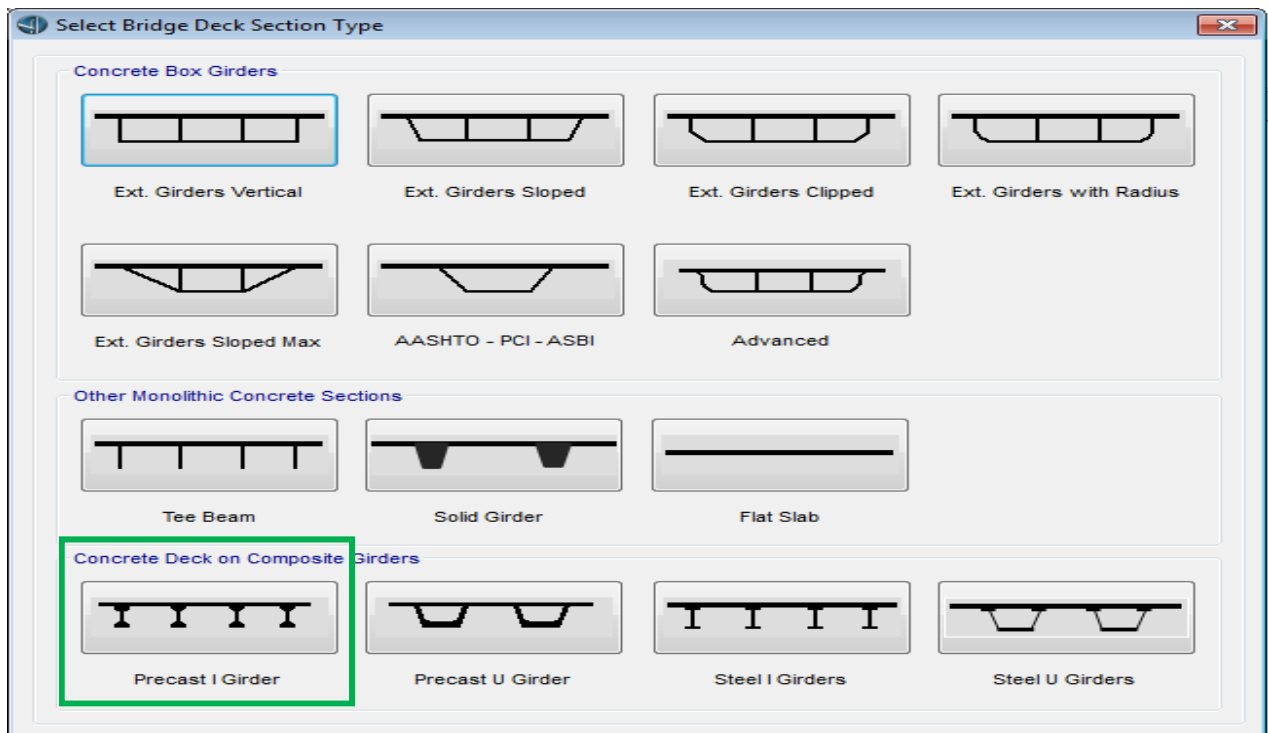


Figure V. 14 : Type de tablier

Ensuite on remplit le tableau des caractéristiques du tablier.

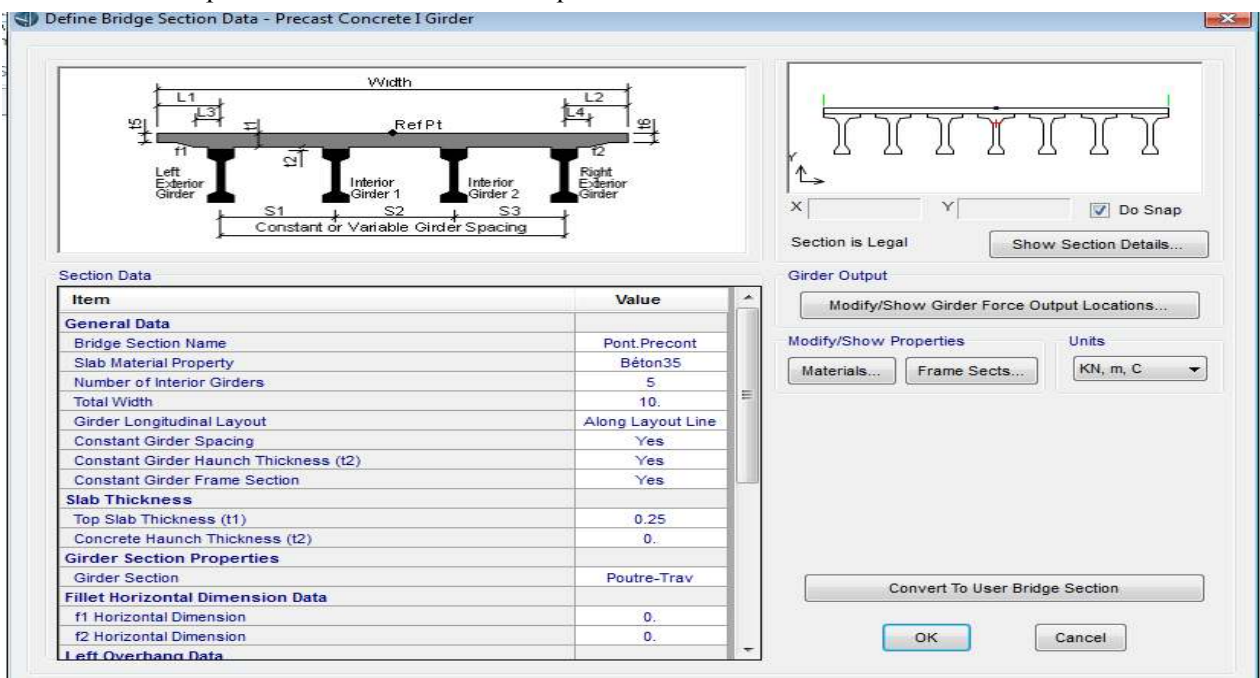


Figure V. 15 : Géométrie du tablier

V.5.3.2. Panneau Substructure

V.5.3.2.1 Appareil d'appuis

Au niveau des culées, les appareils d'appuis permettent uniquement la translation dans le sens de la ligne de disposition, la translation dans les deux autres directions étant bloquée.

Item -----Bearings -----New Bearing -----Release Type for U3 = Free

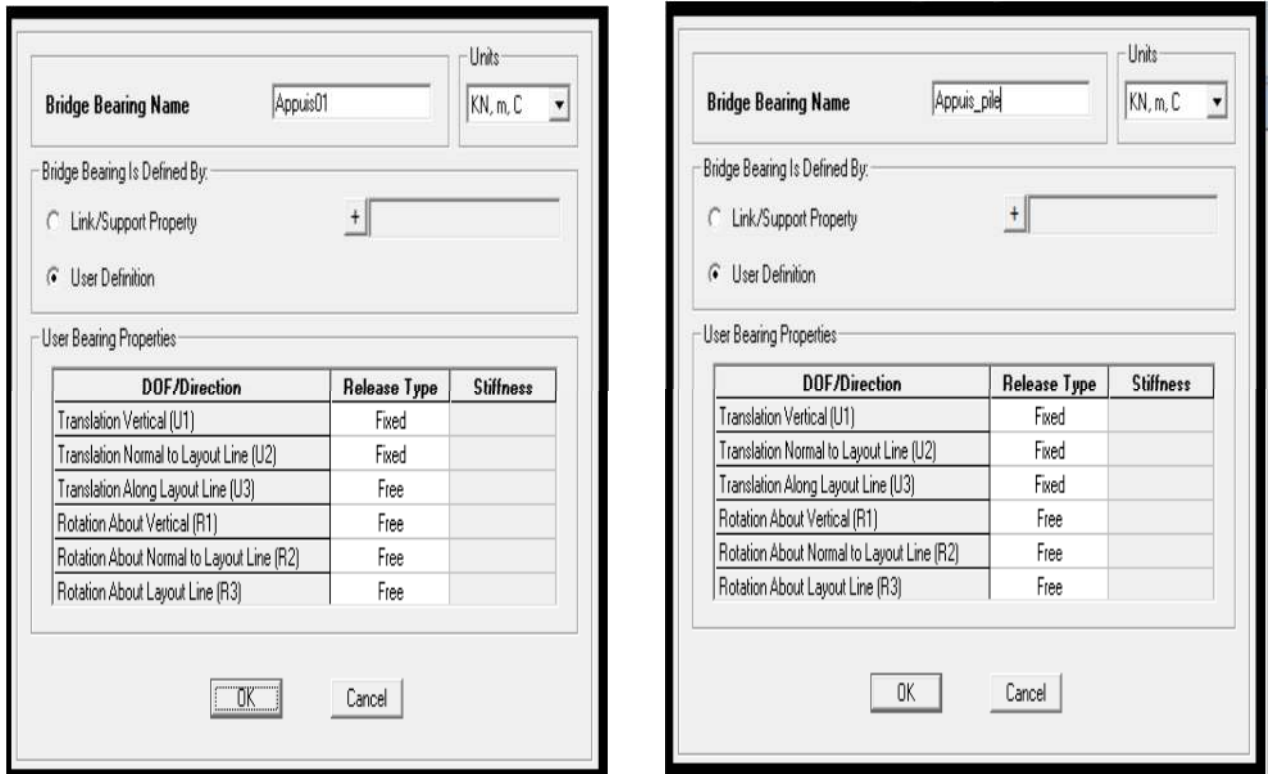


Figure V. 16 : Définition des appareils d'appuis

Au niveau des piles, les appareils d'appuis ne permettent pas la translation dans aucun sens.

V.5.3.3. Assemblage des éléments du Pont

Représentation de l'intégralité du pont en associant chaque élément sur le profil de l'ouvrage de manière à former des objets.

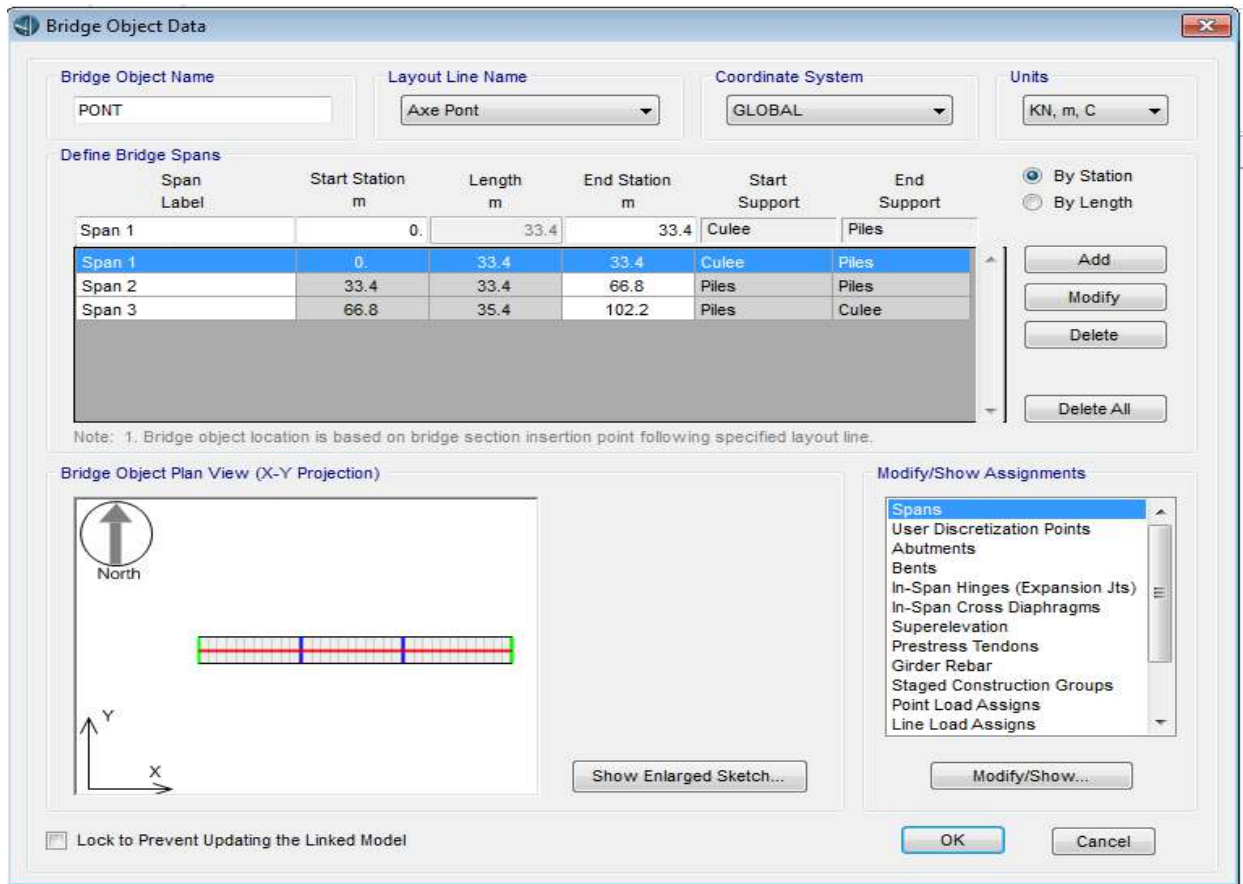


Figure V. 17 : Définition de l'intégralité du pont

V.5.4 visualisation du modèle :

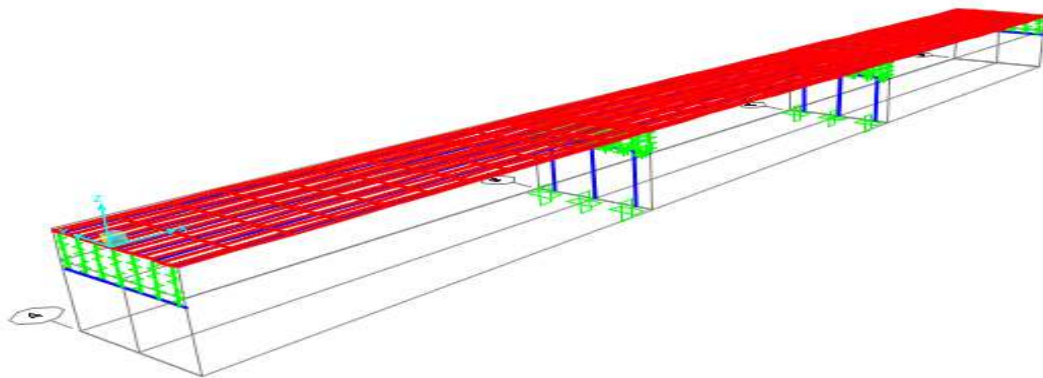


Figure V. 18 : Model du pont en 3D

V.6. Résultats des analyses

V.6.1 Effet du sol support sur la réponse Modale du pont

Les simulations numériques effectuées au moyen du logiciel Csi Bridge en tenant compte de la variation des paramètres de base relatifs au sol et au pont en vue de déterminer le rapport entre la période propre du mode fondamentale, Tfix, du modèle (considéré fixe à la base), et celle du même modèle (avec cette fois-ci prise en compte de l'ISS, Tiss). Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence l'influence de l'interaction sol-structure sur la période propre fondamentale du pont.

V.6.1.1. Base encastrée (sans ISS)

D'après le document technique des réglementaires RPOA on déduit que :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 90% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

Cette condition est vérifiée pour les modes figurées dans le tableau V.13

Tableau V. 13 : les facteurs de participations modales sans ISS (Base encastrée)

| Sites : S1, S2, S3, S4 | | |
|------------------------|-----------------|---------|
| Nombre de modes | La masse modale | |
| 1 | SumUX | 0.96551 |
| 10 | SumUY | 0.96186 |
| 73 | SumUZ | 0.90388 |

Les périodes fondamentales sans ISS sont données dans le tableau V.14

Tableau V. 14 : Périodes calculées sans ISS (Base encastrée)

| | | Base encastrée (sans ISS) | | | |
|----------------|------|---------------------------|-----------|------------|------------------|
| | | Période Tfix (S) | | | |
| | Mode | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| Période (S) | 1 | 0.6597 | 0.6597 | 0.6597 | 0.6597 |
| | 2 | 0.3714 | 0.3714 | 0.3714 | 0.3714 |
| | 3 | 0.3608 | 0.3608 | 0.3608 | 0.3608 |
| Fréquence (Hz) | 1 | 1.5158 | 1.5158 | 1.5158 | 1.5158 |
| | 2 | 2.6923 | 2.6923 | 2.6923 | 2.6923 |
| | 3 | 2.7716 | 2.7716 | 2.7716 | 2.7716 |

V.6.1.2. Base flexible (avec ISS)

Les facteurs de participations modales sont donnés dans le tableau V.15

Tableau V. 15 : Les facteurs de participations modales avec ISS (Base flexible)

| Site S1 | | | Site S2 | | | Site S3 | | | Site S4 | | |
|--------------|-----------------|---------|--------------|-----------------|---------|--------------|-----------------|---------|--------------|-----------------|---------|
| Nbr de modes | La masse modale | | Nbr de modes | La masse modale | | Nbr de modes | La masse modale | | Nbr de modes | La masse modale | |
| 1 | SumUX | 0.96113 | 1 | SumUX | 0.96791 | 1 | SumUX | 0.97664 | 1 | SumUX | 0.98229 |
| 10 | SumUY | 0.95095 | 10 | SumUY | 0.95341 | 10 | SumUY | 0.96786 | 8 | SumUY | 0.94215 |
| 29 | SumUZ | 0.93531 | 19 | SumUZ | 0.91439 | 12 | SumUZ | 0.90126 | 6 | SumUZ | 0.92059 |

Les périodes fondamentales avec ISS sont données dans le tableau V.16

Tableau V. 16 : Périodes calculées avec ISS (Base flexible)

| | | Base flexible (Avec ISS) | | | |
|----------------|------|--------------------------|-----------|------------|------------------|
| | | Période Tiss (S) | | | |
| Période (S) | Mode | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| | 1 | 0.7032 | 0.7833 | 0.9736 | 1.5124 |
| | 2 | 0.3753 | 0.4086 | 0.5648 | 0.8443 |
| | 3 | 0.3637 | 0.3840 | 0.4107 | 0.5391 |
| Fréquence (Hz) | 1 | 1.4220 | 1.2767 | 1.0271 | 0.6612 |
| | 2 | 2.6645 | 2.4473 | 1.7705 | 1.1845 |
| | 3 | 2.7495 | 2.6043 | 2.4347 | 1.8548 |

Tableau V. 17 : Pourcentage de variation de la 1ère période entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| T1fix (s) sans ISS | 0.6597 | 0.6597 | 0.6597 | 0.6597 |
| T1Iss(s) avec ISS | 0.7032 | 0.7833 | 0.9736 | 1.5124 |
| $\Delta T1(\%) = \left(\frac{T1iss - T1fix}{T1fix} \right) * 100$ | 6.59 | 18.74 | 47.58 | 129.26 |

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS (Base encadrée), la période fondamentale du pont est constante quel que soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, Figure V.19 ;
- Dans le cas avec ISS, on donne la variation de la période fondamentale en fonction des sites sous l'effet de l'interaction sol structure, figure (V.20). On observe un allongement de celle-ci, plus le sol est déformable plus la période augmente, cet allongement atteint 129.26% environ dans le cas du site S4 par rapport au modèle encadré à la base ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la période fondamentale augmente de 6.59% pour le site 1, 18.74% pour le site 2 et de 47.58% pour le site 3 par rapport au modèle encadré à la base.

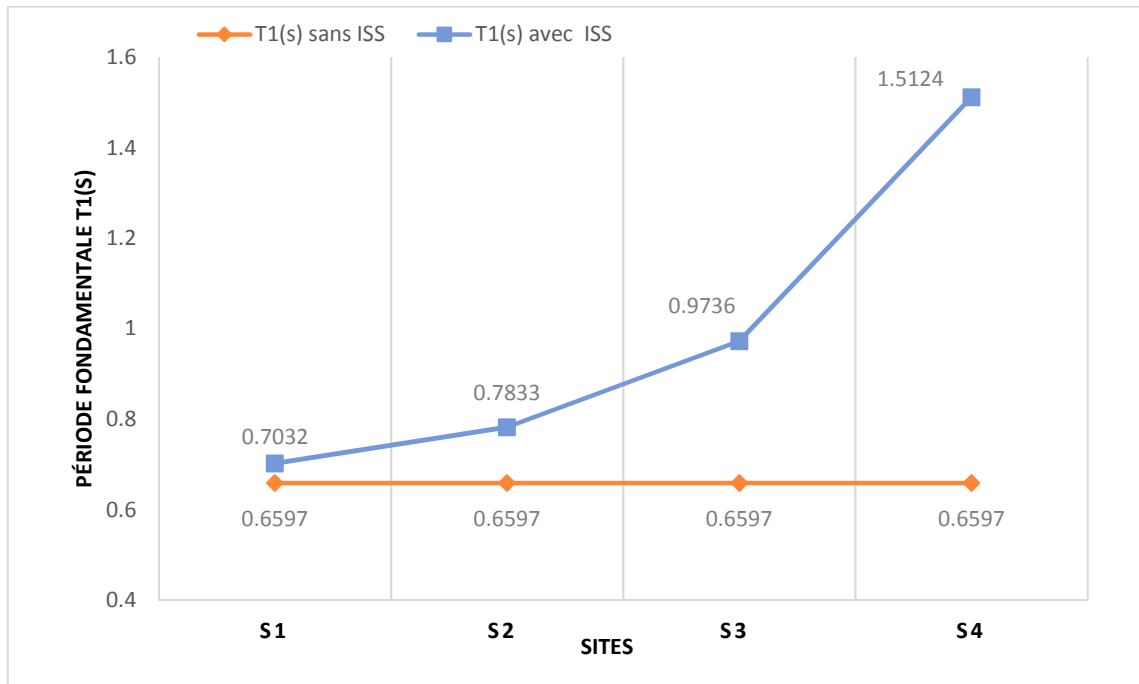


Figure V. 19 : Variation de la 1ère période (en seconde) en fonction de site (Avec et sans ISS)

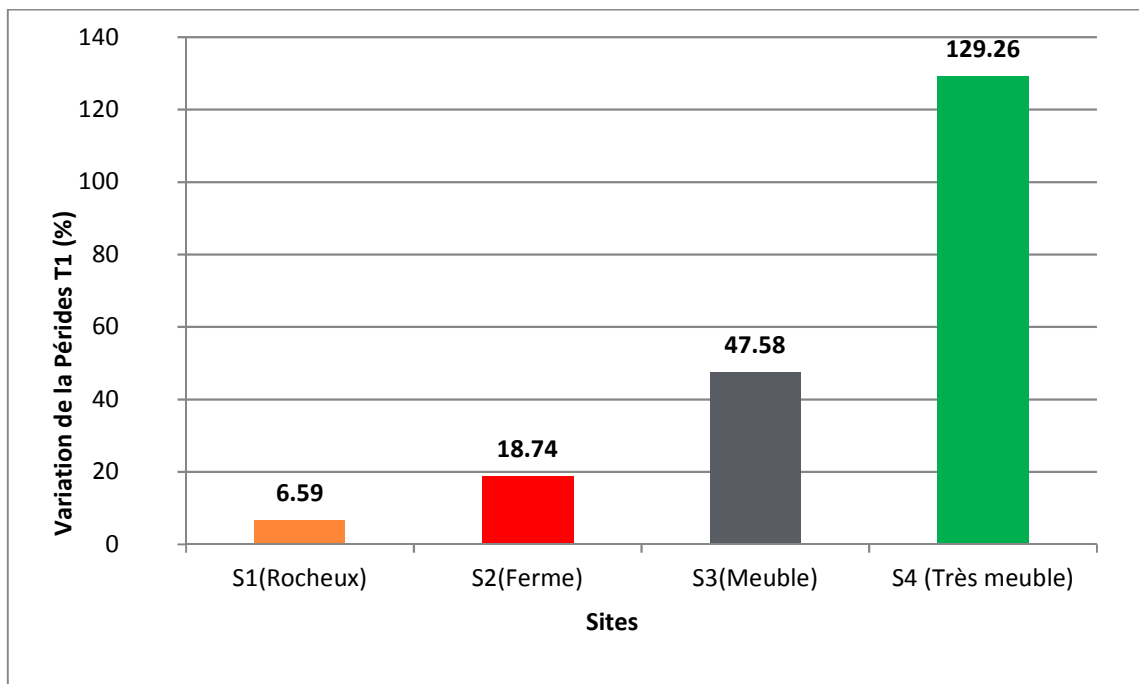


Figure V. 20 : Pourcentage de variation de la 1ère période entre les différents sites (Sans et avec ISS)

V.6.1.3. Le déplacement absolu dans le sens longitudinal

Les déplacements longitudinaux absolu avec et sans ISS sont donnés dans le tableau V.18

Tableau V. 18 : Déplacement absolu sens longitudinal avec et sans ISS sous la charge sismique Ex

| Déplacement absolu (en cm) Sous Séisme Longitudinal « Ex » | | | |
|--|--------------------------|--------------------------|-----------------|
| Les Sites | δx (cm) Sans ISS | δx (cm) Avec ISS | |
| S1(Rocheux) | 01.86 | 01.99 | |
| S2(Ferme) | 02.74 | 03.26 | |
| S3(Meuble) | 03.73 | 05.53 | |
| S4 (Très meuble) | 05.34 | 13.03 | |
| Comparaison | | | |
| S1 ISS / S1 Fix | S2 ISS / S2 Fix | S3 ISS / S3 Fix | S4 ISS / S4 Fix |
| 1.070 | 1.190 | 1.483 | 2.440 |

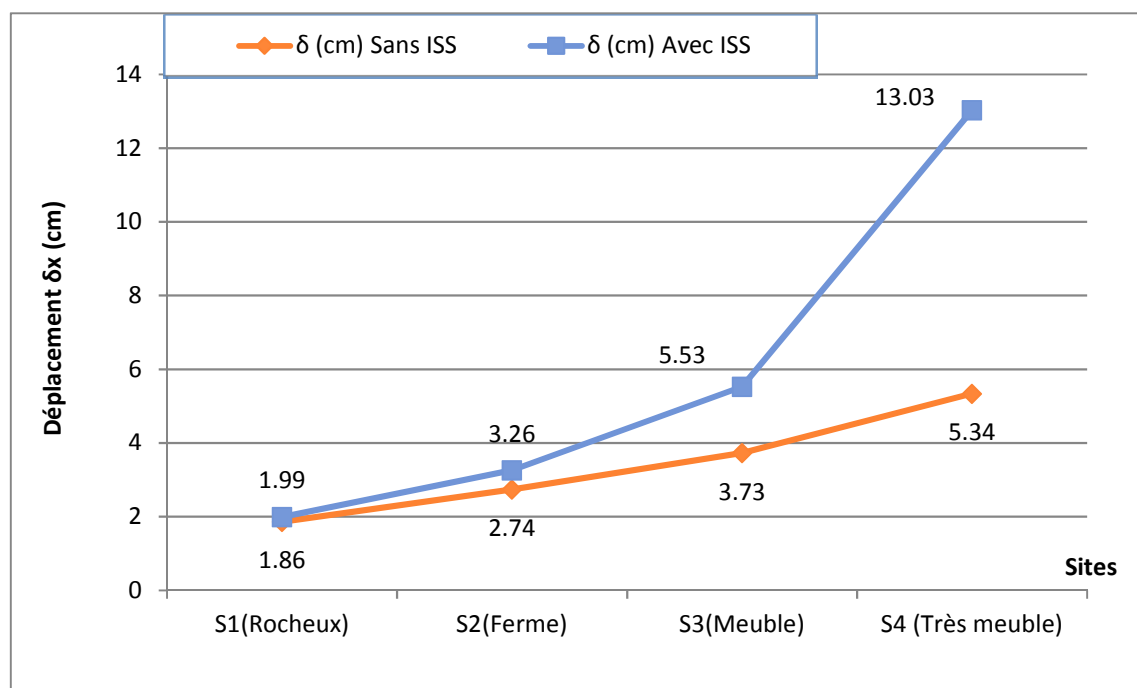


Figure V. 21 : Variation du déplacement absolu dans le sens longitudinal (en cm) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ex

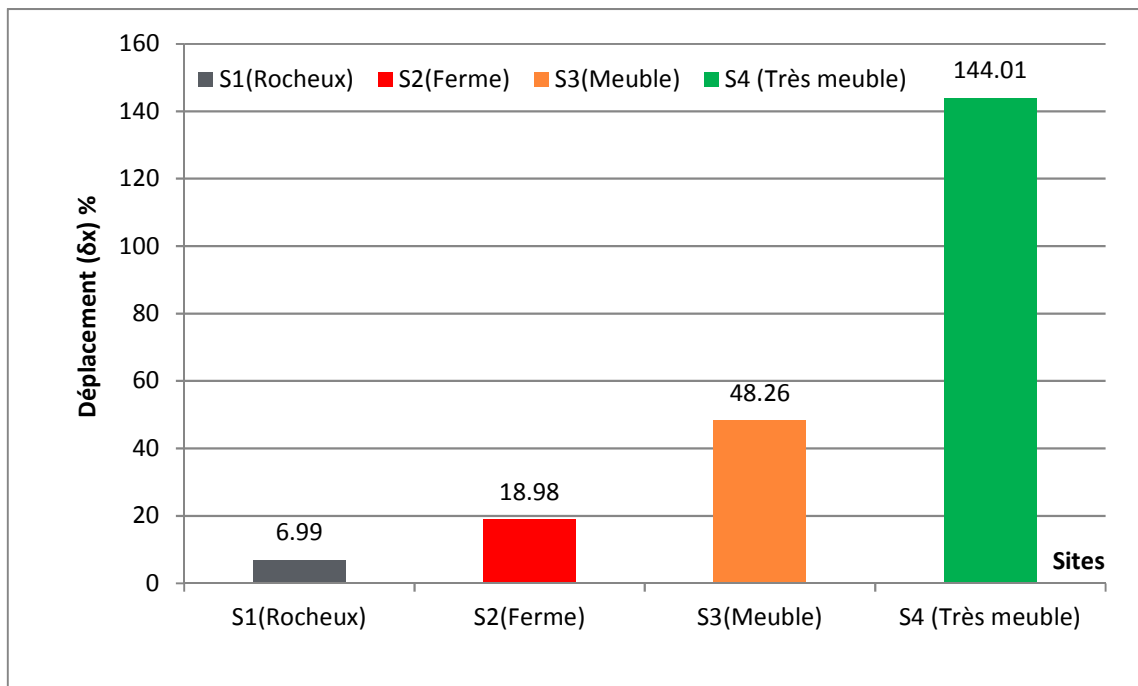


Figure V. 22 : Pourcentage de variation du déplacement absolu dans le sens longitudinal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS le déplacement absolu subit un allongement pour les quatre sites figure V.22.
- Dans le cas avec ISS le déplacement absolu du pont augmente en fonction des sites, figure V.22, le déplacement absolu subit une augmentation notable due à l'interaction pour les sites 3 et 4 ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement absolu augmente de 06.99% pour le site 1, 18.98% pour le site 2, 48.26% pour le site 3 et de 144.01% pour le site 4 par rapport au modèle encastré à la base.

V.6.1.4. Le déplacement absolu dans le sens transversal

Les déplacements absolus (sens transversal) avec et sans ISS sont donnés dans le tableau V.19.

Tableau V. 19 : Déplacement absolu sens Transversal avec et sans ISS sous la charge sismique Ey

| Déplacement absolu (en cm) Sous Séisme Transversal « Ey » | | | |
|---|--------------------------|--------------------------|-----------------|
| Les Sites | δy (cm) Sans ISS | δy (cm) Avec ISS | |
| S1(Rocheux) | 00.80 | 00.95 | |
| S2(Ferme) | 00.88 | 01.69 | |
| S3(Meuble) | 00.95 | 03.17 | |
| S4 (Très meuble) | 01.04 | 07.22 | |
| Comparaison | | | |
| S1 ISS / S1 Fix | S2 ISS / S2 Fix | S3 ISS / S3 Fix | S4 ISS / S4 Fix |
| 1.188 | 1.920 | 3.337 | 6.942 |

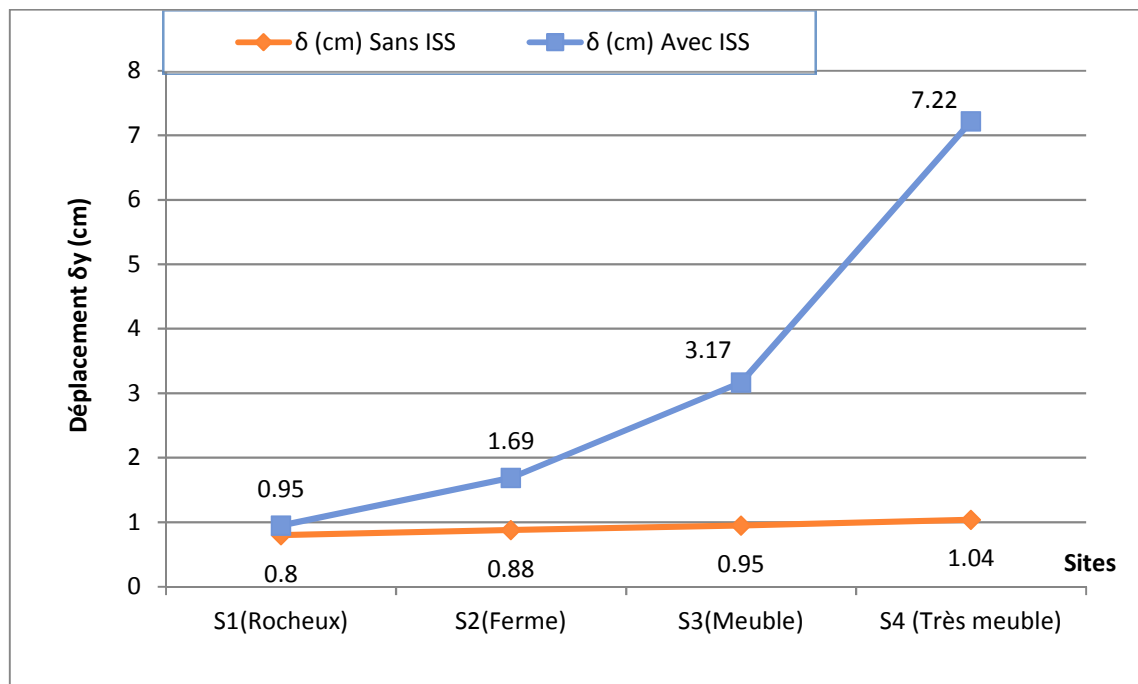


Figure V. 23 : Variation du déplacement absolu dans le sens longitudinal (en cm) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ey

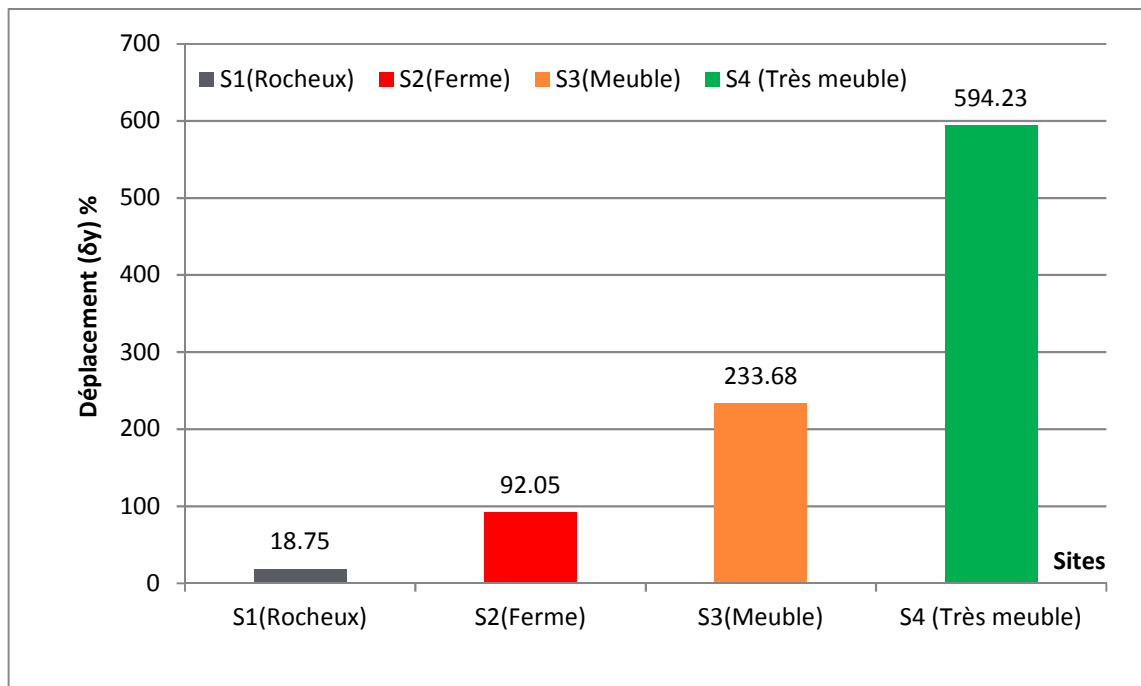


Figure V. 24 : Pourcentage de variation du déplacement absolu dans le sens transversal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS le déplacement absolu subit un allongement pour les quatre sites figure V.23.
- Dans le cas avec ISS le déplacement absolu du pont augmente en fonction des sites, figure V.23, le déplacement absolu subit une augmentation notable due à l'interaction pour les sites 3 et 4 ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement absolu augmente de 18.75% pour le site1, 92.05% pour le site 2, 233.68% pour le site 3 et de 594.23% pour le site 4.

V.6.1.5. Le déplacement absolu dans le sens vertical

Les déplacements absolus (sens vertical) avec et sans ISS sont donnés dans le tableau V.20.

Tableau V. 20 : Déplacement absolu sens vertical avec et sans ISS sous la charge sismique Ez

| Déplacement absolu (en cm) Sous Séisme Vertical « Ez » | | | |
|--|------------------|-----------------|------------------|
| Les Sites | δz (cm) Sans ISS | | δz (cm) Avec ISS |
| S1(Rocheux) | 00.93 | | 00.94 |
| S2(Ferme) | 01.16 | | 01.23 |
| S3(Meuble) | 01.16 | | 01.51 |
| S4 (Très meuble) | 01.16 | | 02.13 |
| Comparaison | | | |
| S1 ISS / S1 Fix | S2 ISS / S2 Fix | S3 ISS / S3 Fix | S4 ISS / S4 Fix |
| 1.011 | 1.060 | 1.302 | 1.836 |

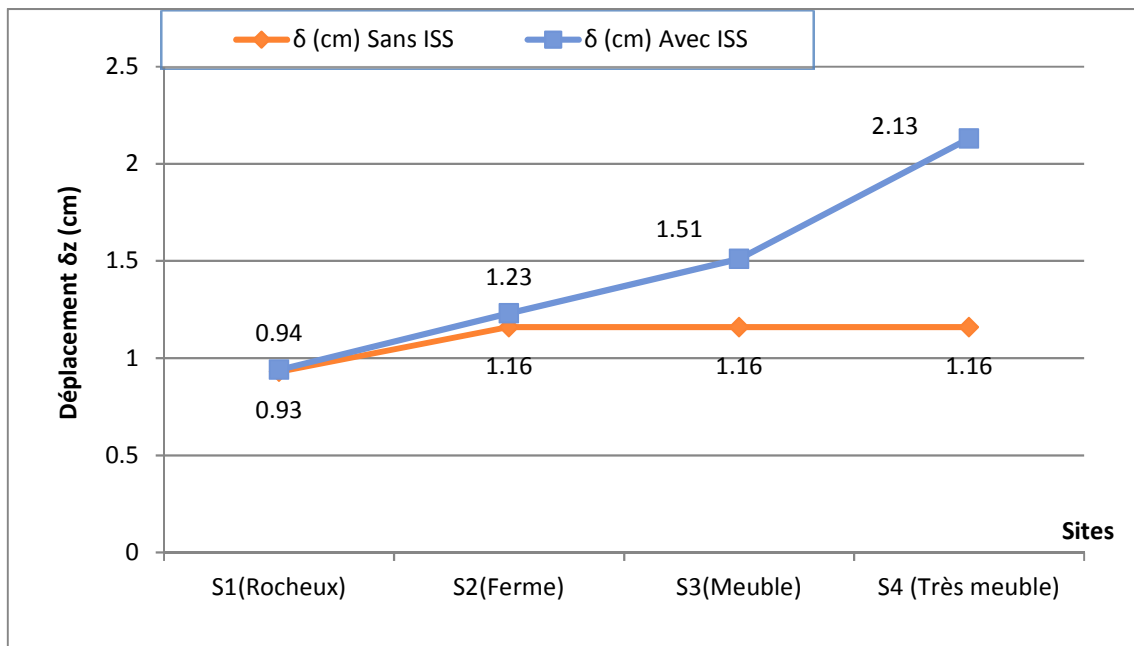


Figure V. 25 : Variation du déplacement absolu dans le sens vertical(en cm) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ez

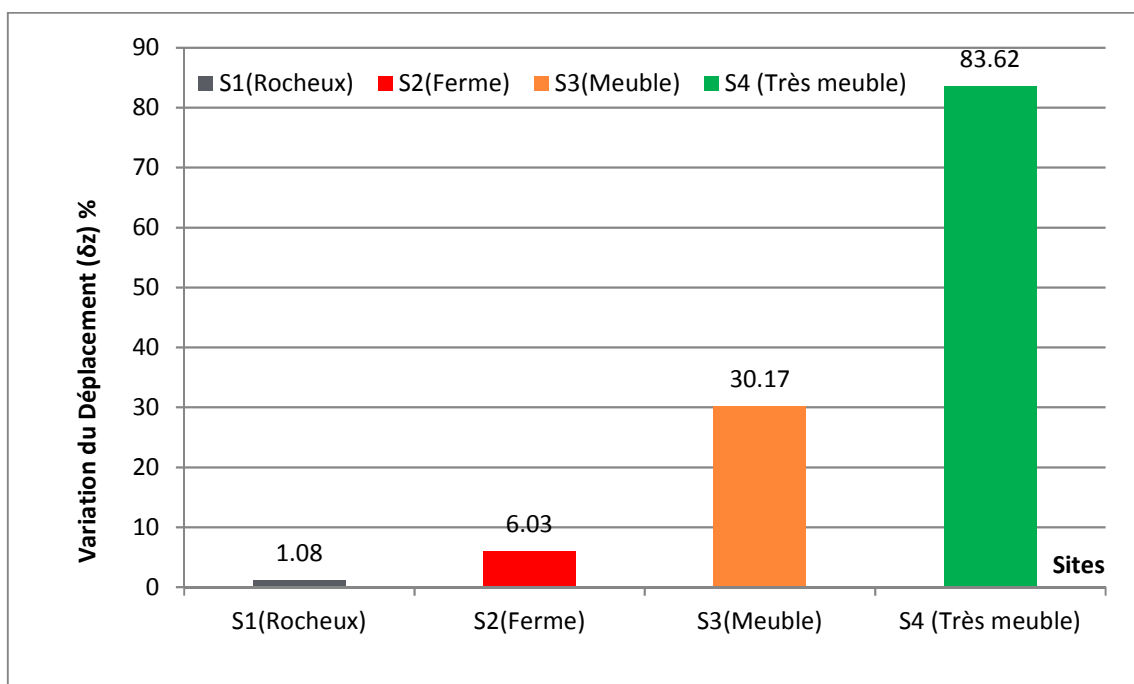


Figure V. 26 : Pourcentage de variation du déplacement absolu dans le sens vertical entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS le déplacement augmente pour le site S2 Puis il reste constant pour les trois autres sites figure V.25.
- Dans le cas avec ISS le déplacement absolu du pont augmente en fonction des sites, figure V.25, le déplacement absolu subit une augmentation notable due à l'interaction pour les sites 4 ;

- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le déplacement absolu augmente de 01.08% pour le site1, 06.03% pour le site2, 30.17% pour le site 3 et de 83.62% pour le site 4 par rapport au modèle encastré à la base.

V.6.1.6. L'effort tranchant à la base dans le sens longitudinal « Vx »

Les efforts tranchant à la base dans les sens longitudinal avec et sans ISS sont donnés dans le tableau V.21

Tableau V. 21 : Effort tranchant à la base dans le sens longitudinal avec et sans ISS sous la charge sismique Ex

| Effort tranchant (en KN) | | | |
|--------------------------|------------------|------------------|-----------------|
| Les Sites | Vx (Kn) Sans ISS | Vx (Kn) Avec ISS | |
| S1(Rocheux) | 3529.60 | 3339.90 | |
| S2(Ferme) | 5189.58 | 4433.81 | |
| S3(Meuble) | 7076.75 | 4901.81 | |
| S4 (Très meuble) | 10121.56 | 4812.34 | |
| Comparaison | | | |
| S1 ISS / S1 Fix | S2 ISS / S2 Fix | S3 ISS / S3 Fix | S4 ISS / S4 Fix |
| 0.9463 | 0.8544 | 0.6927 | 0.4755 |

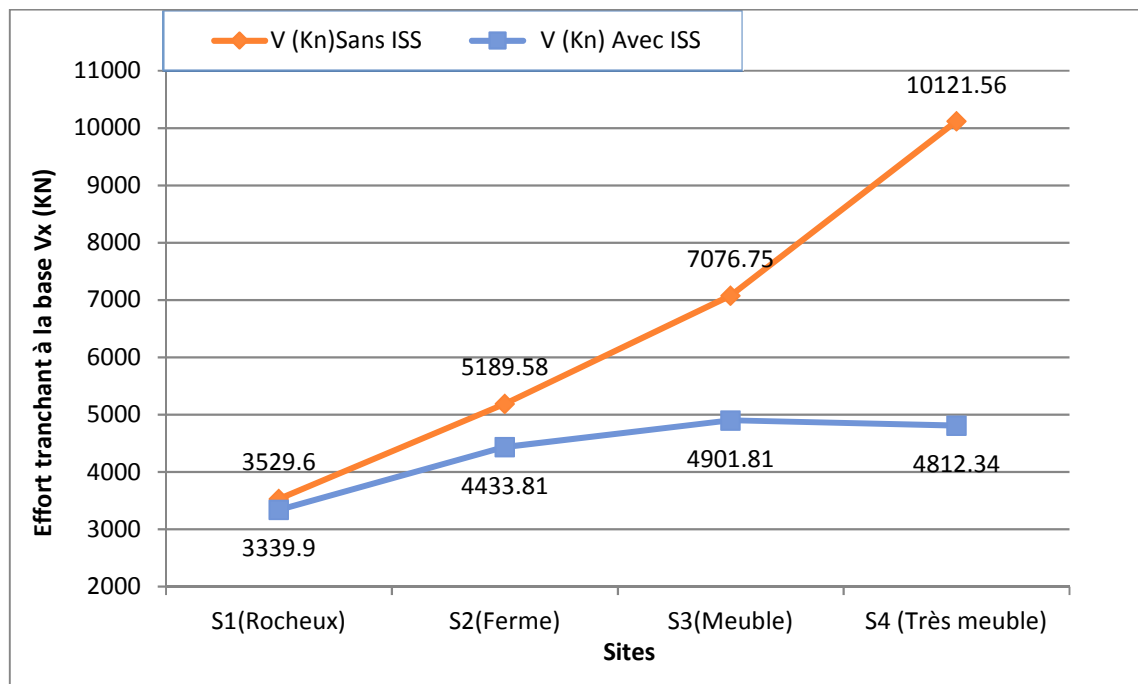


Figure V. 27 : Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens longitudinal avec et sans ISS sous la charge sismique Ex

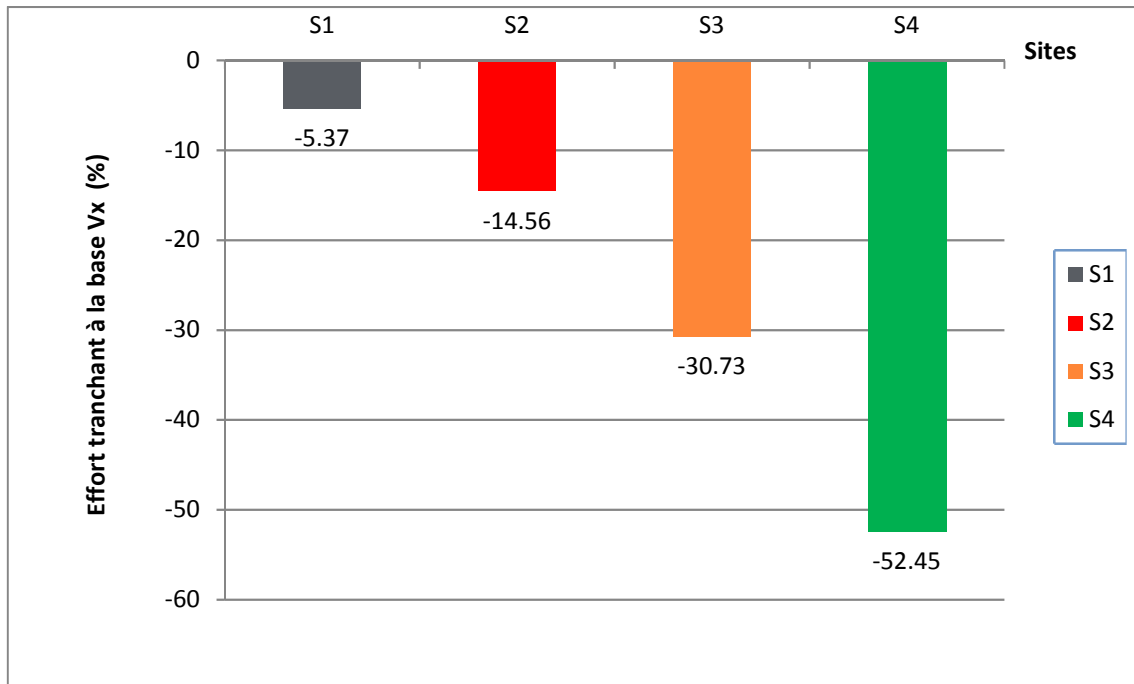


Figure V. 28 : Pourcentage de variation de l’effort tranchant à la base dans le sens longitudinal en(KN) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ex

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS l’effort tranchant à la base du pont augmente quel que soit le type de site, figures V.27.
- Dans le cas avec ISS l’effort tranchant à la base du pont augmente pour les sites S2, S3 et diminue pour le Site S4., figures V.27
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l’effort tranchant à la base diminue de 5.37% pour le site1, 14.56% pour le site 2, 30.73% pour le site 3 et de 52.45% pour le S4

V.6.1.7. L’effort tranchant à la base dans le sens transversal

Les efforts tranchant à la base avec et sans ISS sont donnés dans le tableau V.22.

Tableau V. 22 : Effort tranchant à la base dans le sens transversal avec et sans ISS sous la charge sismique Ey

| Effort tranchant (en KN) | | | |
|--------------------------|-----------------|------------------|-----------------|
| Les Sites | Vy(Kn) Sans ISS | Vy (Kn) Avec ISS | |
| S1(Rocheux) | 6996.73 | 5753.98 | |
| S2(Ferme) | 7705.70 | 6282.08 | |
| S3(Meuble) | 8380.67 | 6351.02 | |
| S4 (Très meuble) | 9088.14 | 6731.75 | |
| Comparaison | | | |
| S1 ISS / S1 Fix | S2 ISS / S2 Fix | S3 ISS / S3 Fix | S4 ISS / S4 Fix |
| 0.8224 | 0.8153 | 0.7578 | 0.7407 |

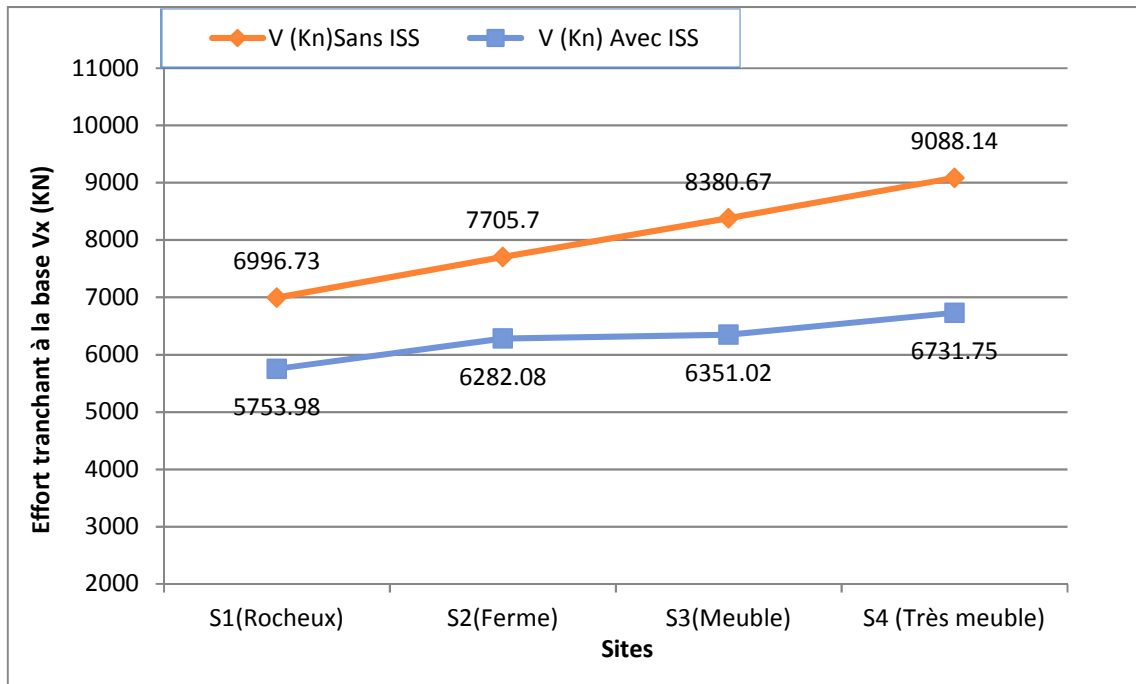


Figure V. 29 : Variation de l'effort tranchant à la base dans le sens transversal en(KN) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ey

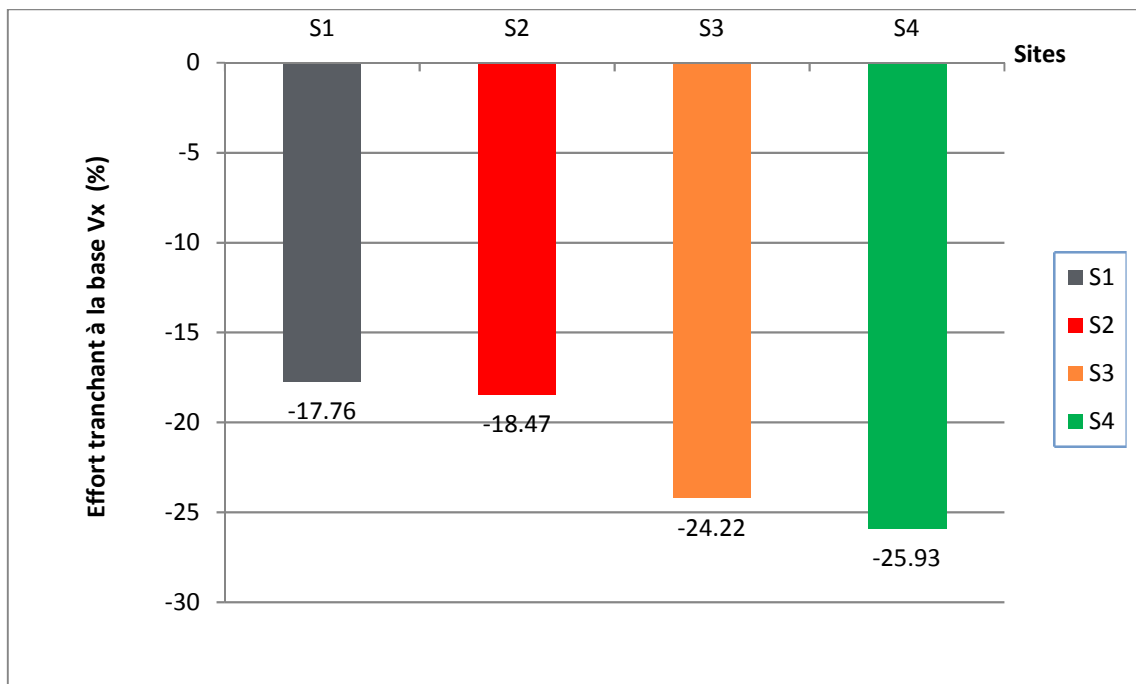


Figure V. 30 : Pourcentage de variation de l'effort tranchant à la base dans le sens longitudinal en(KN) en fonction du site avec et sans ISS Sous la charge sismique Ey

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et avec ISS l'effort tranchant à la base du pont augmente quel que soit le type de site, figures V.29.

- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l'effort tranchant à la base diminue de 17.76% pour le site1, 18.47% pour le site 2, 24.22% pour le site 3 et de 25.93% pour le S4 par rapport au modèle encastré à la base.

V.6.2 Effet du sol support sur le dimensionnement des poutres

V.6.2.1. Effet sur les moments fléchissant

V.6.2.1.1 Base encastrée (sans ISS)

Les moments Fléchissant Max dans les poutres sans ISS sont donnés dans le tableau V.23

Tableau V. 23 : Moments Fléchissant Max dans les poutres sans ISS (Base encastrée)

| Moments Fléchissant Max dans les poutres (KN.m) : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base encastrée (sans ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 7625.75 | 7625.75 | 7625.75 | 7625.75 |
| ELS | 5674.15 | 5674.15 | 5674.15 | 5674.15 |
| Accidentelle G+E | 4520.70 | 4757.73 | 4790.15 | 4842.56 |

V.6.2.1.2 Base flexible (avec ISS)

Les moments Fléchissant Max dans les poutres avec ISS sont donnés dans le tableau V.24

Tableau V. 24 : Moments Fléchissant Max dans les poutres avec ISS (Base flexible)

| Moments Fléchissant Max dans les poutres(KN.m) : | | | | |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base Flexible (avec ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 7638.77 | 7654.15 | 7673.24 | 7695.67 |
| ELS | 5683.94 | 5695.50 | 5709.86 | 5726.78 |
| Accidentelle G+E | 4579.50 | 4844.58 | 5053.56 | 5932.09 |

Tableau V. 25 : Pourcentage de variation des Moments Fléchissant Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation du Moments Fléchissant Max | | | | |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| dans les poutres : $\Delta M_P = \left(\frac{M_{iss} - M_{fix}}{M_{fix}} \right) * 100$ | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 0.17 | 0.47 | 0.62 | 0.92 |
| ELS | 0.17 | 0.48 | 0.63 | 0.93 |
| Accidentelle G+E | 1.31 | 1.46 | 5.50 | 22.50 |

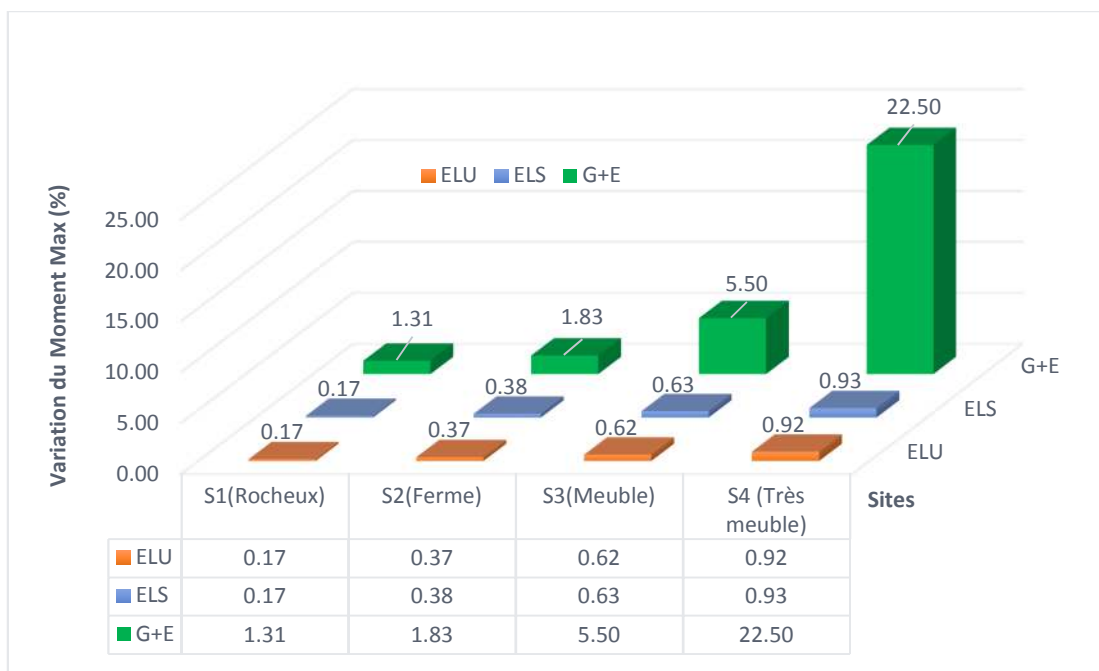


Figure V. 31 : Pourcentage de variation du moment Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) le moment Max dans les poutres reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) le moment fléchissant augmente en fonction des sites (figureV.31)
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) le moment fléchissant subit une diminution très légère (non significative) qui n'excède pas l'ordre de 1% .Par contre dans le cas sismique le moment Max augmente en fonction des sites (figure V.31), cet augmentation atteint 22.50% environ dans le cas du site S4 par rapport au modèle encastré à la base;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le moment fléchissant Max dans les poutres subit une augmentation très légère pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) et une augmentation notable dans le cas de la combinaison sismique (G+E) de 0.17% pour le site S1 jusqu'au 22.50% pour le site S4 (figure V.31) par rapport au modèle encastré à la base.

V.6.2.2. Effet sur l'effort tranchant

V.6.2.2.1 Base encastrée (sans ISS)

Les efforts tranchant Max dans les poutres sans ISS sont donnés dans le tableau V.26

Tableau V. 26 : Effort Tranchant Max dans les poutres sans ISS (Base encastrée)

| Effort Tranchant Max dans les poutres(KN) : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base encastrée (sans ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 1108.75 | 1108.75 | 1108.75 | 1108.75 |
| ELS | 825.98 | 825.98 | 825.98 | 825.98 |
| Accidentelle G+E | 587.92 | 609.65 | 611.13 | 620.96 |

V.6.2.2.2 Base flexible (avec ISS)

Les efforts tranchant Max dans les poutres avec ISS sont donnés dans le tableau V.27

Tableau V. 27 : Effort Tranchant Max dans les poutres avec ISS (Base flexible)

| Effort Tranchant Max dans les poutres(KN) : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base Flexible (avec ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 1105.28 | 1101.09 | 1096.18 | 1090.59 |
| ELS | 823.37 | 820.22 | 816.52 | 812.31 |
| Accidentelle G+E | 651.22 | 678.39 | 682.63 | 697.02 |

Tableau V. 28 : Pourcentage de variation des efforts tranchant Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation des efforts tranchant Max | | | | |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| dans les poutres : $\Delta T_p = \left(\frac{T_{iss} - T_{fix}}{T_{fix}} \right) * 100$ | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | -0.31 | -0.69 | -1.13 | -1.64 |
| ELS | -0.32 | -0.70 | -1.15 | -1.66 |
| Accidentelle G+E | 10.77 | 11.28 | 11.70 | 12.25 |

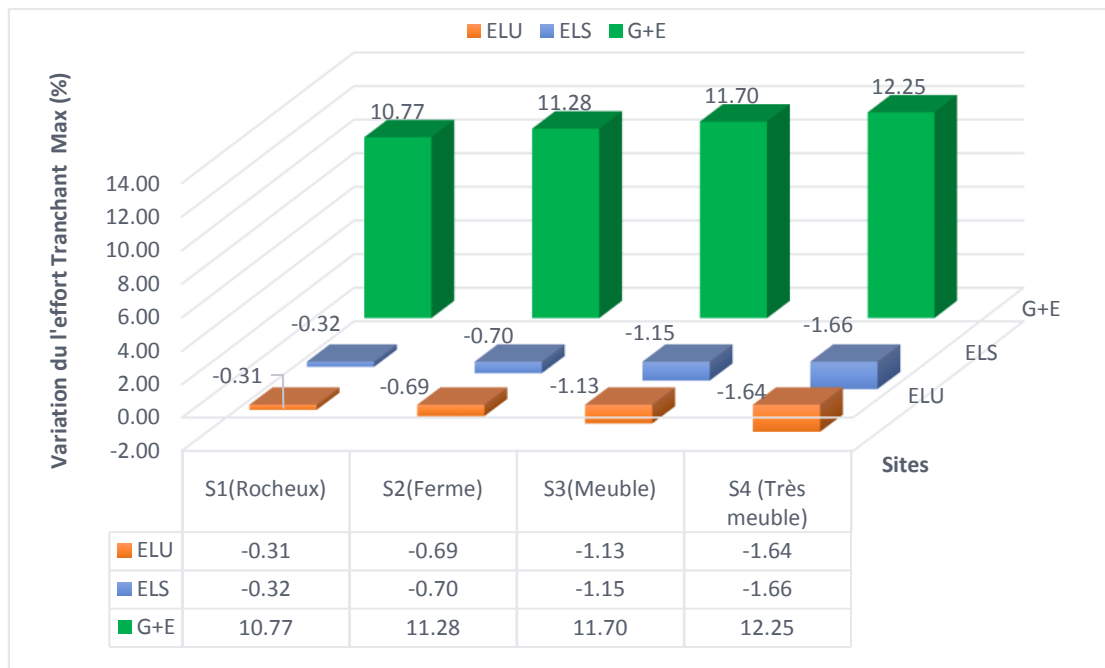


Figure V. 32 : Pourcentage de variation de l’effort tranchant Max dans les poutres entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) l’effort tranchant Max dans les poutres reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) l’effort tranchant augmente en fonction des sites figure (tableau V.26)
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) l’effort tranchant subit une diminution très légère (non significative) qui n’excède pas l’ordre de 2% .Par contre dans le cas sismique l’effort tranchant Max augmente en fonction des sites (figure V.32), cet augmentation atteint 12.25% environ dans le cas du site S4 par rapport au modèle encasté à la base;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l’effort tranchant Max dans les poutres diminue très légèrement pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) et augmente dans le cas de la combinaison sismique (G+E) de 10.77 % pour le site S1 jusqu’au 12.25% pour le site4 (figure V.32) par rapport au modèle encasté à la base

En conclusion et vue que l’étude statique donne des résultats (Moments fléchissant et efforts tranchants) plus défavorables par rapport à l’étude sismique, du fait que le pont est situé en zone de faible sismicité, **l’interaction n’a aucun effet sur le dimensionnement des poutres.**

V.6.3 Effet du sol support sur le dimensionnement de l'hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert comme couverture pour le pont, cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges est de les transmettre aux poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. On suppose que le pont soit rigidement entretoisé, ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restantes dans un même plan et les moments correspondants donnés par l'effort local (flexion locale).

V.6.3.1. Effet sur le moment fléchissant Longitudinal (M11)

V.6.3.1.1 Base encastrée (sans ISS)

Les moments Fléchissant Longitudinaux Max dans l'hourdis sans ISS sont donnés dans le tableau V.29

Les résultats de ferrailage (As) sont donnés après un calcul effectué avec le logiciel SOCOTEC :

Tableau V. 29 : Les Moments Fléchissant longitudinaux Max (M11) dans l'hourdis sans ISS (Base encastrée)

| Moment Fléchissant longitudinal (M11) Max dans l'hourdis(KN.m) : | | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Base encastrée (sans ISS) | | | | | | | | |
| Combinaison | S1 | | S2 | | S3 | | S4 | |
| | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| ELU | 105.80 | 160.15 | 105.80 | 160.15 | 105.80 | 160.15 | 105.80 | 160.15 |
| ELS | 79.09 | 119.84 | 79.09 | 119.84 | 79.09 | 119.84 | 79.09 | 119.84 |
| Accidentelle G+E | 38.66 | 77.03 | 42.55 | 82.10 | 46.12 | 84.62 | 50.00 | 89.33 |
| As [cm2] | 14.34 | 22.49 | 14.34 | 22.49 | 14.34 | 22.49 | 14.34 | 22.49 |

V.6.3.1.2 Base flexible (avec ISS)

Les moments Fléchissant Max dans les poutres avec ISS sont donnés dans le tableau V.30

Tableau V. 30 : Les Moments Fléchissant longitudinaux Max (M11) dans l'hourdis avec ISS (Base flexible)

| Moment Fléchissant longitudinal (M11) Max dans l'hourdis(KN.m) : | | | | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Base flexible (avec ISS) | | | | | | | | |
| Combinaison | S1 | | S2 | | S3 | | S4 | |
| | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| ELU | 105.86 | 159.62 | 105.92 | 160.02 | 106.00 | 160.03 | 106.07 | 157.77 |
| ELS | 79.13 | 119.44 | 79.18 | 119.72 | 79.24 | 119.73 | 79.29 | 118.06 |
| Accidentelle G+E | 35.89 | 72.66 | 42.19 | 83.36 | 48.71 | 98.54 | 102.28 | 149.97 |
| As [cm2] | 14.34 | 22.49 | 14.34 | 22.49 | 14.34 | 22.49 | 14.34 | 22.49 |

Tableau V. 31 : Pourcentage de variation des moments fléchissant longitudinaux Max (M11) dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Combinaison | Pourcentage de variation du Moments Fléchissant longitudinal (M11) Max dans l'hourdis : $\Delta M_{11}(\%) = \left(\frac{M_{11ss} - M_{11fix}}{M_{11fix}} \right) * 100$ | | | | | | | |
|-----------------------|---|---------|---------|---------|--------|---------|----------|---------|
| | S1 | | S2 | | S3 | | S4 | |
| | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| ELU | 0.0567 | -0.3309 | 0.1134 | -0.0812 | 0.1890 | -0.0749 | 0.2552 | -1.4861 |
| ELS | 0.0506 | -0.3338 | 0.1138 | -0.1001 | 0.1897 | -0.0918 | 0.2529 | -1.4853 |
| Accidentelle G+E | -7.1650 | -5.6731 | -0.8461 | 1.5347 | 5.6158 | 16.4500 | 104.5600 | 67.8831 |
| As [cm ²] | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |

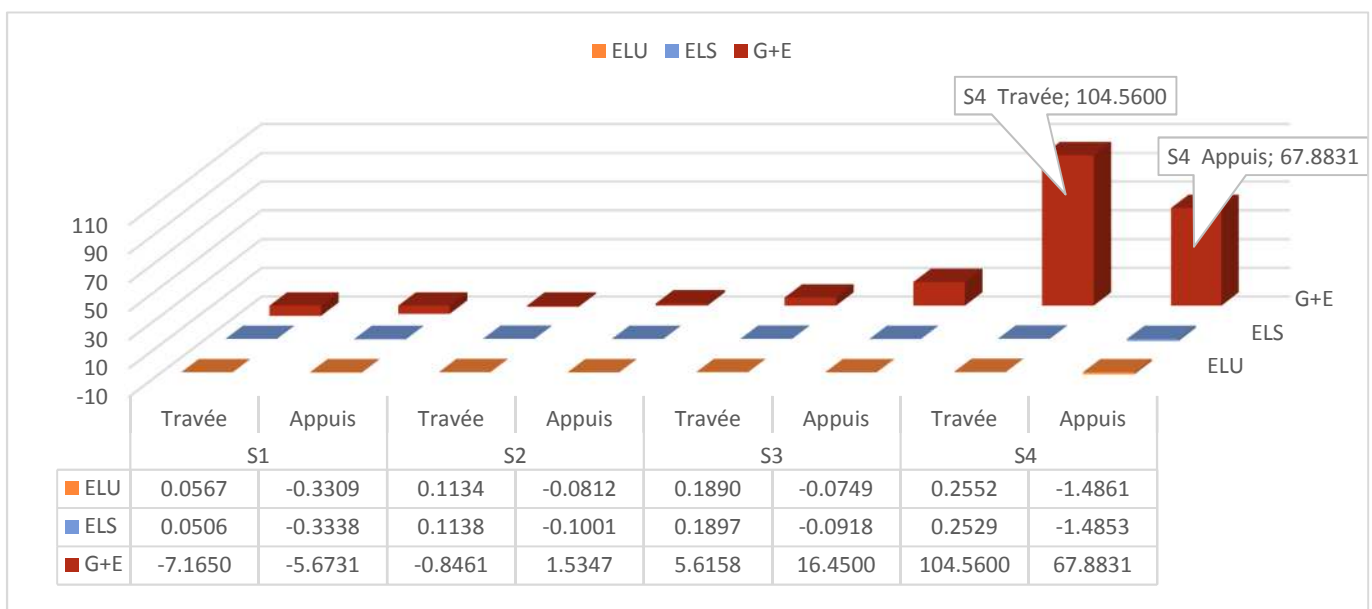


Figure V. 33 : Pourcentage de variation des moments fléchissant longitudinaux (M11) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) le moment fléchissant longitudinal (M11) Max dans l'hourdis reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) le moment fléchissant longitudinal augmente en fonction des sites (tableau V.29)
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) le moment fléchissant longitudinal (M11) Max subit une augmentation très légère (non significative) qui n'excède pas l'ordre de 0.3% en travée. et une diminution qui n'excède pas l'ordre de 1.5% en appuis. Par contre dans le cas sismique le moment fléchissant longitudinal (M11) Max augmente en fonction des sites (figure V.33), cet augmentation atteint une valeur de 104.25 % en travée et 67.88 % en appuis dans le cas du site S4 par rapport au modèle encastré à la base

En conclusion et vue que l'étude statique donne des résultats (Moments fléchissant longitudinal (M11)) plus défavorables par rapport à l'étude sismique, du fait que le pont est situé en zone de faible sismicité, **l'interaction n'a aucun effet sur le ferrailage longitudinal de l'hourdis ni en travée ni en appuis.**

V.6.3.2. Effet sur le moment fléchissant Transversal (M22)

V.6.3.2.1 Base encastrée (sans ISS)

Les moments Fléchissant transversaux Max (M22) dans l'hourdis sans ISS sont donnés dans le tableau V.32

Tableau V. 32 : Moments Fléchissant transversaux (M22) dans l'hourdis sans ISS (Base encastrée)

| Moment Fléchissant transversal (M22) Max dans l'hourdis(KN.m): Base encastrée (sans ISS) | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Combinaison | S1 | | S2 | | S3 | | S4 | |
| | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| ELU | 84.76 | 127.60 | 84.76 | 127.60 | 84.76 | 127.60 | 84.76 | 127.60 |
| ELS | 63.55 | 94.62 | 63.55 | 95.62 | 63.55 | 95.62 | 63.55 | 95.62 |
| Accidentelle G+E | 195.52 | 202.00 | 214.63 | 221.17 | 238.66 | 232.13 | 251.23 | 257.74 |
| As [cm2] | 23.71 | 24.58 | 26.28 | 27.19 | 29.62 | 28.70 | 31.24 | 32.33 |

V.6.3.2.2 Base flexible (avec ISS)

Les moments Fléchissant transversaux Max dans l'hourdis avec ISS sont donnés dans le tableau V.33

Tableau V. 33 : Les Moments Fléchissant transversaux (M22) dans l'hourdis avec ISS (Base flexible)

| Moment Fléchissant transversal (M22) Max dans l'hourdis(KN.m) : Base flexible (avec ISS) | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Combinaison | S1 | | S2 | | S3 | | S4 | |
| | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| ELU | 86.90 | 126.2 | 90.08 | 131.43 | 96.33 | 144.76 | 115.95 | 154.57 |
| ELS | 65.15 | 94.60 | 67.55 | 98.53 | 72.23 | 108.56 | 87.18 | 116.00 |
| Accidentelle G+E | 183.68 | 183.71 | 236.66 | 246.02 | 329.27 | 338.99 | 565.56 | 577.60 |
| As [cm2] | 22.14 | 22.14 | 29.34 | 30.66 | 43.17 | 44.74 | 83.65 | 85.15 |

Tableau V. 34 : Pourcentage de variation des moments fléchissant transversaux Max (M22) dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation du Moments Fléchissant longitudinal (M22) Max dans l'hourdis : $\Delta M_{22}(\%) = \left(\frac{M_{22\text{ iss}} - M_{22\text{ fix}}}{M_{22\text{ fix}}} \right) * 100$ | | | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|
| Combinaison | S1 | | S2 | | S3 | | S4 | |
| | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis | Travée | Appuis |
| ELU | 2.5248 | -1.0972 | 6.2765 | 3.0016 | 13.6503 | 13.4483 | 36.7980 | 21.1364 |
| ELS | 2.5177 | -0.0211 | 6.2943 | 3.0433 | 13.6585 | 13.5327 | 37.1833 | 21.3135 |
| Accidentelle G+E | -6.0556 | -9.0545 | 10.2642 | 11.2357 | 37.9661 | 46.0345 | 125.1164 | 124.1018 |
| As [cm2] | -6.6217 | -9.9268 | 11.6438 | 12.7620 | 45.7461 | 55.8885 | 167.7657 | 163.3777 |

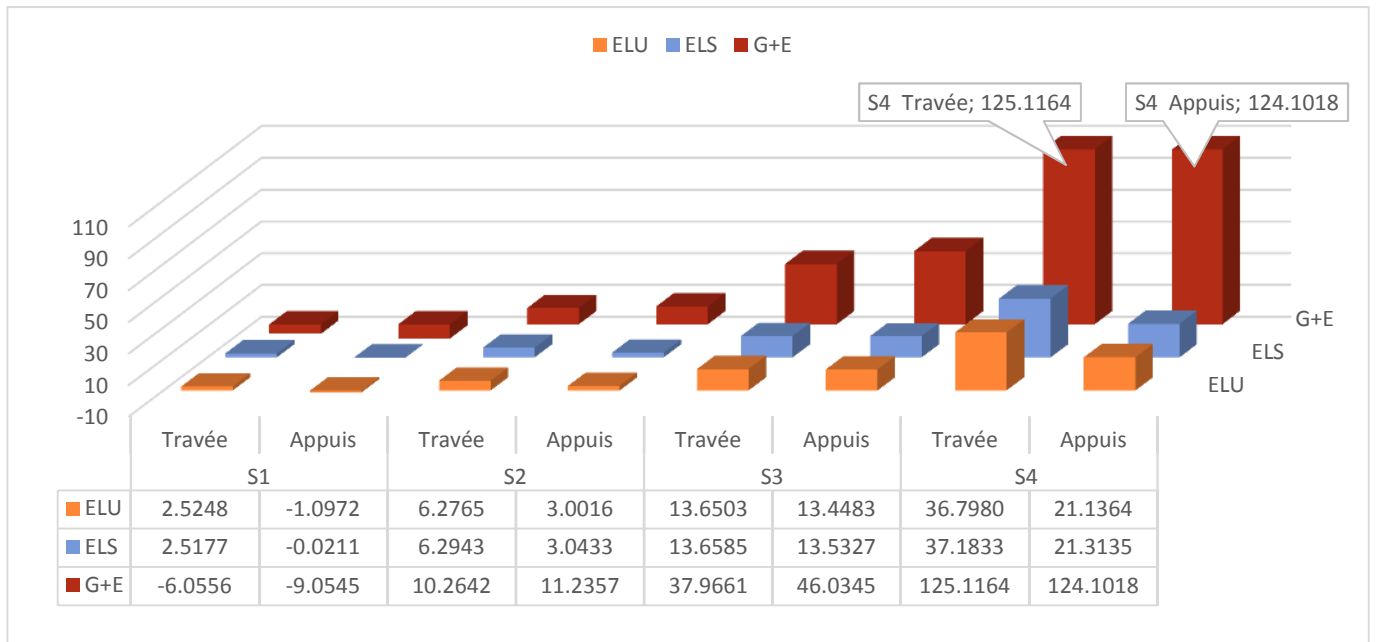


Figure V. 34 : Pourcentage de variation des moments fléchissant transversaux Max (M22) dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)

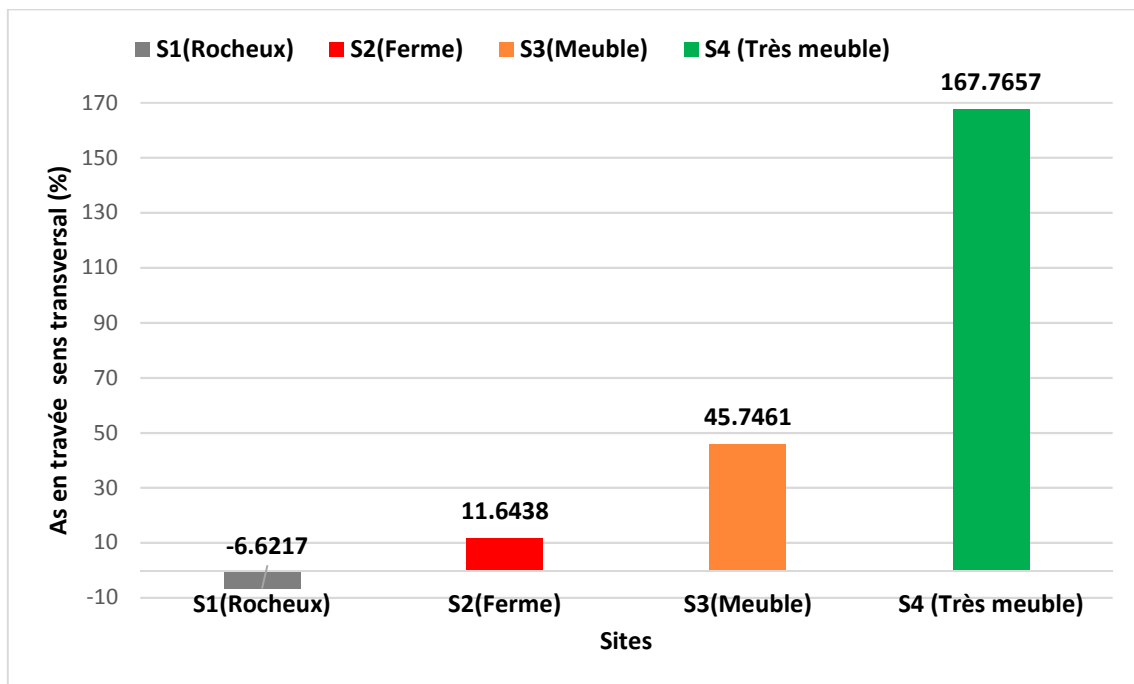


Figure V. 35 : Pourcentage de variation de la section d'acier en travée dans l'hourdis pour le sens transversal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

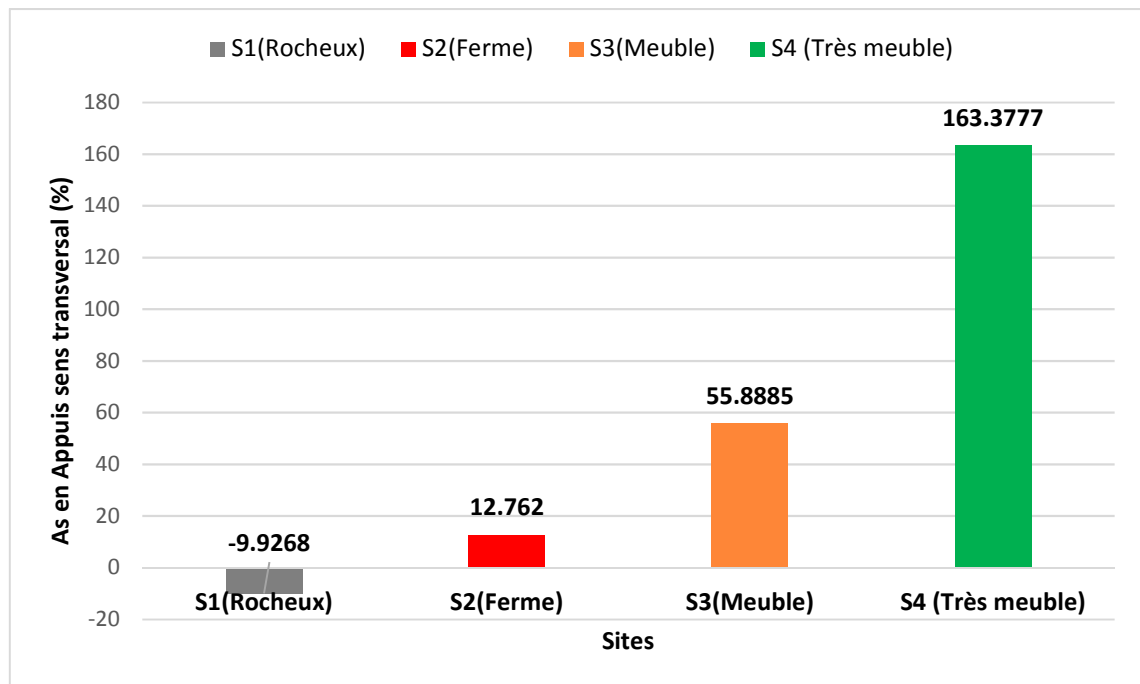


Figure V. 36 : Pourcentage de variation de la section d'acier en appuis dans l'hourdis pour le sens transversal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) le moment fléchissant transversal (M22) Max dans l'hourdis reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) le moment fléchissant transversal augmente en fonction des sites (tableau V.33),
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques et dynamiques le moment fléchissant transversal (M22) Max subit une augmentation en fonction des sites (tableau V.34),
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la section d'acier calculée augmente de plus de 160% en travée et en appuis pour les Site S4 par rapport au modèle encasté à la base (Figure V.36).

En conclusion et sur la base des résultats précédents on constate que **l'interaction a un effet défavorable sur le ferrailage transversal de l'hourdis en travée et en appuis surtout dans le cas des deux sites S3 et S4**

V.6.3.3. Effet sur l'effort tranchant sens longitudinal (Vxx)

La condition à vérifier est la suivante

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

Avec :

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

$$\tau_{adm} = \min \left[0.15 \left(\frac{F_{C28}}{\gamma_b} \right), 4Mpa \right] : \text{Contrainte admissible de cisaillement}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\tau_{adm} [ELU] = 3.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{adm} [G+E] = 4.00 \text{ Mpa}$$

La justification de l'âme d'une poutre a conduit à la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{B \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant ultime.

B : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section étudiée

V.6.3.3.1 Base encastrée (sans ISS)

Les efforts tranchant longitudinaux Max dans l'hourdis sans ISS sont donnés dans le tableau V.35

Tableau V. 35 : Les efforts tranchant longitudinaux Max dans l'hourdis sans ISS (Base encastrée)

| Efforts tranchant transversal Max (Vxx) dans l'hourdis(KN) : | | | | |
|--|---|-----------|------------|------------------|
| Base encastrée (sans ISS) | | | | |
| | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 272.50 | 272.50 | 272.50 | 272.50 |
| ELS | 203.94 | 203.94 | 203.94 | 203.94 |
| Accidentelle : G+E | 139.35 | 149.31 | 154.34 | 163.70 |
| τ_u [ELU] | 1.51 | 1.51 | 1.51 | 1.51 |
| τ_u [ELU] \leq τ_{adm} [ELU] | 01. 51 \leq 03. 50 Mpa - - - - - Condition Vérifiée | | | |
| τ_u [G + E] | 0.8 | 0.8 | 0.9 | 0.9 |
| τ_u [G + E] \leq τ_{adm} [G+E] | 00. 90 \leq 04. 00 Mpa - - - - - Condition Vérifiée | | | |

V.6.3.3.2 Base flexible (avec ISS)

Les efforts tranchant longitudinal (Vxx) Max dans l'hourdis avec ISS sont donnés dans le tableau V.36

Tableau V. 36 : Les efforts tranchant longitudinal (Vxx) Max dans l'hourdis avec ISS (Base flexible)

| Efforts tranchant longitudinal Max (Vxx) dans l'hourdis(KN) : Base Flexible (avec ISS) | | | | |
|---|---|-----------|------------|------------------|
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 274.32 | 277.5 | 279.49 | 278.28 |
| ELS | 205.3 | 207.7 | 209.21 | 208.34 |
| Accidentelle : G+E | 130.43 | 151.72 | 192.35 | 308.6 |
| τ_u [ELU] | 1.52 | 1.54 | 1.55 | 1.55 |
| τ_u [ELU] \leq τ_{adm} [ELU] | 01. 55 \leq 03. 50 Mpa – – – – Condition Vérifiée | | | |
| τ_u [G + E] | 0.7 | 0.8 | 1.1 | 1.7 |
| τ_u [G + E] \leq τ_{adm} [G+E] | 01. 70 \leq 04. 00 Mpa – – – – Condition Vérifiée | | | |

Tableau V. 37 : Pourcentage de variation des efforts tranchant longitudinal (Vxx) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation des efforts tranchant longitudinal (Vxx) Max dans l'hourdis : $\Delta V_{xx}(\%) = \left(\frac{V_{xx\ ISS} - V_{xx\ fix}}{V_{xx\ fix}} \right) * 100$ | | | | |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 0.663 | 1.802 | 2.501 | 2.077 |
| ELS | 0.662 | 1.810 | 2.519 | 2.112 |
| Accidentelle G+E | -6.839 | 1.588 | 19.761 | 46.954 |

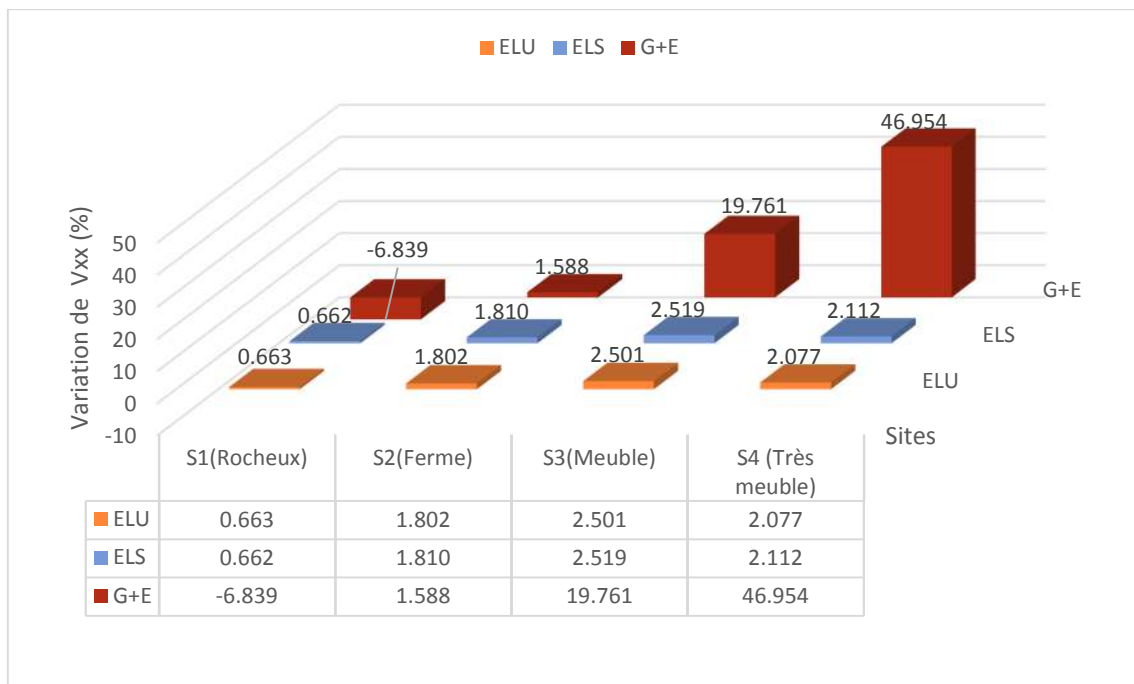


Figure V. 37 : Pourcentage de variation de la section d’acier en appuis dans l’hourdis pour le sens transversal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) l’effort tranchant longitudinal (V_{xx}) Max dans l’hourdis reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) l’effort tranchant longitudinal (V_{xx}) augmente en fonction des sites (tableau V.35),
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques et dynamiques, l’effort tranchant longitudinal (V_{xx}) Max subit une augmentation en fonction des sites (tableau V.36),
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la contrainte de cisaillement maximale dans les sens transversale augmente dans le cas avec ISS par rapport au modèle encasté à la base ; mais elle reste toujours inférieure à la contrainte de cisaillement admissible $\tau_u \leq \tau_{adm}$

En conclusion et sur la base des résultats précédents on constate que **l’interaction a un effet négligeable sur l’effort tranchant longitudinal (V_{xx}) Max dans l’hourdis.**

V.6.3.4. Effet sur l’effort tranchant sens transversal (Vyy)

V.6.3.4.1 Base encastrée (sans ISS)

Les efforts tranchant Max (sens transversal) dans l’hourdis sans ISS sont donnés dans le tableau V.38

Tableau V. 38 : L’effort tranchant Max (sens transversal) dans l’hourdis sans ISS (Base encastrée)

| | | Efforts tranchant transversal Max (Vyy) dans l’hourdis(KN) : | | | |
|--|---|--|------------|------------------|--|
| | | Base encastrée (sans ISS) | | | |
| Combinaison Défavorable | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) | |
| ELU | 262.26 | 262.26 | 262.26 | 262.26 | |
| ELS | 196.54 | 196.54 | 196.54 | 196.54 | |
| Accidentelle : G+E | 286.51 | 313.03 | 337.22 | 363.57 | |
| τ_u [ELU] | 1.46 | 1.46 | 1.46 | 1.46 | |
| τ_u [ELU] \leq τ_{adm} [ELU] | 01.46 \leq 03.50 Mpa – – – – – Condition Vérifiée | | | | |
| τ_u [G + E] | 1.59 | 1.74 | 1.87 | 2.02 | |
| τ_u [G + E] \leq τ_{adm} [G+E] | 02.00 \leq 04.00 Mpa – – – – – Condition Vérifiée | | | | |

V.6.3.4.2 Base flexible (avec ISS)

Les efforts tranchant Max (sens transversal) dans l’hourdis avec ISS sont donnés dans le tableau V.39

Tableau V. 39 : L’effort tranchant Max (sens transversal) dans l’hourdis avec ISS (Base flexible)

| | | Efforts tranchant transversal Max (Vyy) dans l’hourdis(KN) : | | | |
|--|---|--|------------|------------------|--|
| | | Base Flexible (avec ISS) | | | |
| Combinaison Défavorable | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) | |
| ELU | 276.53 | 293.6 | 314.52 | 337.83 | |
| ELS | 227.15 | 219.97 | 235.63 | 253 | |
| Accidentelle : G+E | 261.04 | 351.36 | 483.84 | 818.93 | |
| τ_u [ELU] | 01.54 | 01.63 | 01.75 | 01.88 | |
| τ_u [ELU] \leq τ_{adm} [ELU] | 01.88 \leq 03.50 Mpa – – – – – Condition Vérifiée | | | | |
| τ_u [G + E] | 1.45 | 1.95 | 2.69 | 4.55 | |
| τ_u [G + E] \leq τ_{adm} [G+E] | 04.455 > 04.00 Mpa – – – Condition Non Vérifiée : Site S4 | | | | |

Tableau V. 40 : Pourcentage de variation des efforts tranchant transversaux (V_{yy}) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation des efforts tranchant transversaux (V _{yy}) Max dans l'hourdis : $\Delta V_{yy}(\%) = \left(\frac{V_{yy \text{ ISS}} - V_{yy \text{ fix}}}{V_{yy \text{ fix}}} \right) * 100$ | | | | |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 5.160 | 10.674 | 16.616 | 22.369 |
| ELS | 13.476 | 10.651 | 16.590 | 22.316 |
| Accidentelle G+E | -9.757 | 10.909 | 30.303 | 55.604 |

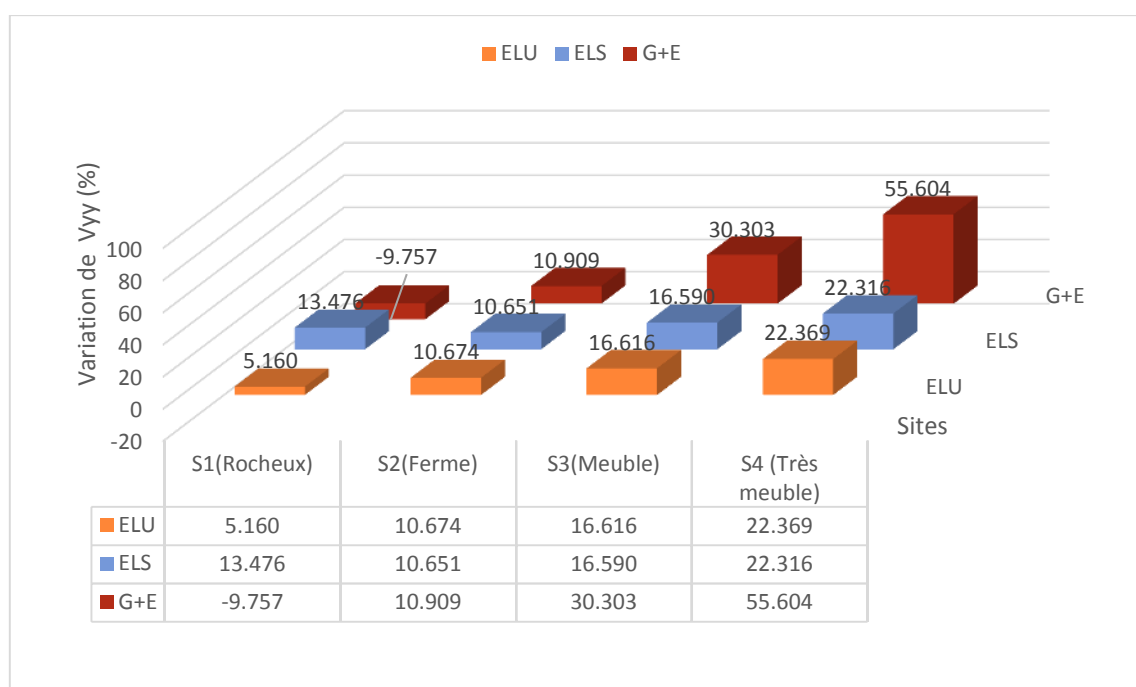


Figure V. 38 : Pourcentage de variation des efforts tranchant transversaux (V_{yy}) Max dans l'hourdis entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) l'effort tranchant transversal (V_{yy}) Max dans l'hourdis reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) l'effort tranchant transversal (V_{yy}) augmente en fonction des sites (tableau V.38),
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques et dynamiques, l'effort tranchant transversal (V_{yy}) Max subit une augmentation en fonction des sites (tableau V.39),
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la contrainte de cisaillement maximale dans les sens transversale augmente dans le cas avec ISS par rapport au modèle encastré à la base, et elle dépasse même la contrainte de cisaillement admissible : $\tau_u > \tau_{adm}$ dans le cas du site S4 (Figure V.38)

En conclusion et sur la base des résultats précédents on constate que **l'interaction a un effet défavorable sur l'effort tranchant transversal (Vyy) Max dans l'hourdis.**

V.6.4 Effet du sol support sur le dimensionnement des futs de pile

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Les futs ont pour rôle de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre Généralement constant. La pile étudiée contient 3 futs de dimensions géométriques suivantes :

H = 4.50 m Diamètre (fixe) : **D = 1.20m**

V.6.4.1. Effet sur l'effort normal (N)

V.6.4.1.1 Base encastrée (sans ISS)

Les efforts normaux Max dans les futs sans ISS sont donnés dans le tableau V.41

Tableau V. 41 : Effort normal Max (N) dans les futs des piles sans ISS (Base encastrée)

| Combinaison | Effort normal Max (N) dans les futs des piles (KN) : | | | |
|--------------------|--|-----------|------------|------------------|
| | Base encastrée (sans ISS) | | | |
| | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 4605.62 | 4605.62 | 4605.62 | 4605.62 |
| ELS | 3422.77 | 3422.77 | 3422.77 | 3422.77 |
| Accidentelle : G+E | 4892.03 | 5130.22 | 5336.98 | 5550.63 |

V.6.4.1.2 Base flexible (avec ISS)

Les efforts normaux Max dans les futs avec ISS sont donnés dans le tableau V.42

Tableau V. 42 : Effort normal Max (N) dans les futs des piles avec ISS (Base flexible)

| Combinaison | Effort normal Max (N) dans les futs des piles (KN) : | | | |
|--------------------|--|-----------|------------|------------------|
| | Base flexible (avec ISS) | | | |
| | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 4569.71 | 4557.14 | 4531.76 | 4420.1 |
| ELS | 3396.04 | 3384.51 | 3365.72 | 3334.8 |
| Accidentelle : G+E | 4718.31 | 4847.58 | 4484.72 | 3879.74 |

Tableau V. 43 : Pourcentage de variation de l'effort normal (N) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation de l'effort normal (N) Max dans les futs | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| : $\Delta N(\%) = \left(\frac{N_{Iss} - N_{fix}}{N_{fix}} \right) * 100$ | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | -0.7797 | -1.0526 | -1.6037 | -4.0281 |
| ELS | -0.7809 | -1.1178 | -1.6668 | -2.5701 |
| Accidentelle G+E | -3.5511 | -5.5093 | -15.9690 | -30.1027 |

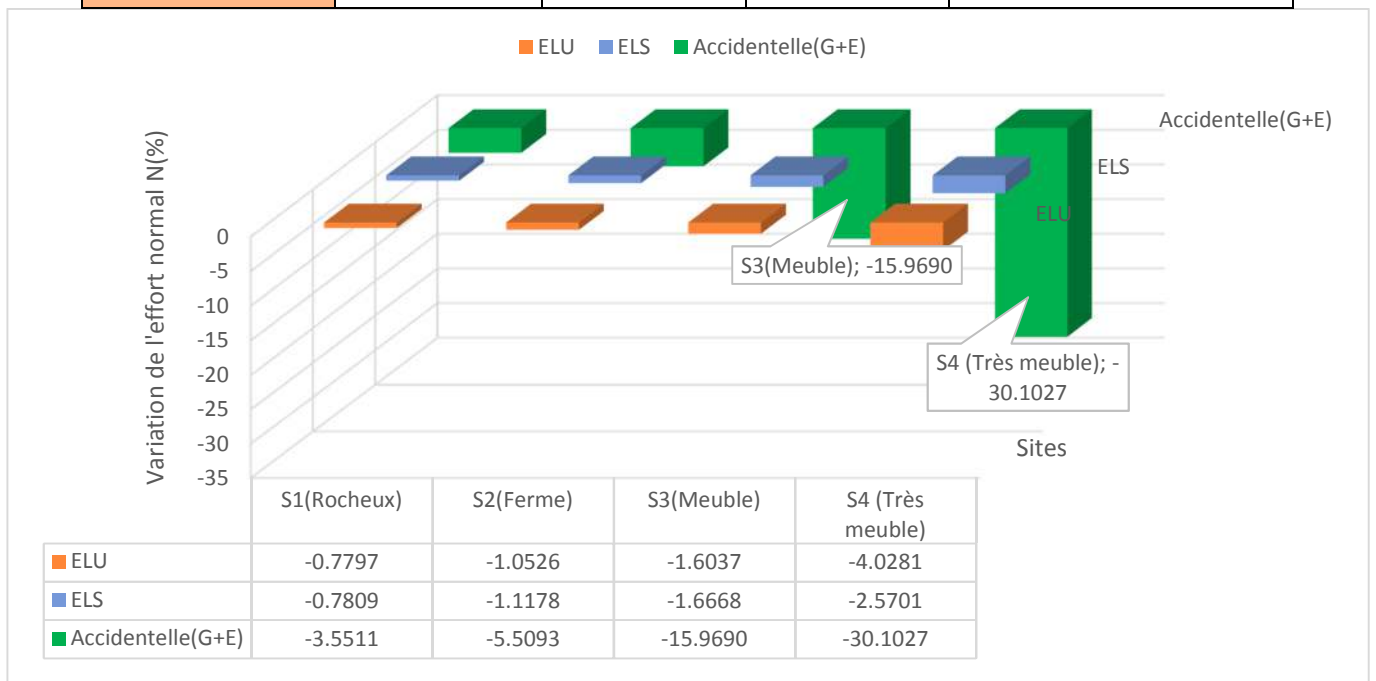


Figure V. 39 : Pourcentage de variation de l'effort normal (N) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) l'effort normal (N) Max dans le fut reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) l'effort normal (N) Max augmente en fonction des sites (tableau V.41),
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques et dynamiques, l'effort normal (N) Max subit une diminution en fonction des sites (tableau V.41)
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l'effort normal (N) Max diminue dans le cas avec ISS par rapport au modèle encastré à la base, cette diminution atteint une valeur 04.03% pour la combinaison ELU et de 30.10 % pour la combinaison sismique (G+E) dans le cas du site S4 (Figure V.39)

En conclusion et sur la base des résultats précédents on constate que **l'interaction a un effet favorable sur l'effort normal (N) Max dans les futs.**

V.6.4.2. Effet sur le moment fléchissant (M)

V.6.4.2.1 Base encastrée (sans ISS)

Les moments fléchissant Max dans les futs sans ISS sont donnés dans le tableau V.44

Tableau V. 44 : Moment Fléchissant Max (M) dans les futs des piles sans ISS (Base encastrée)

| Moment Fléchissant Max (M) dans les futs des piles (KN.m) : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base encastrée (sans ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 1967.97 | 1967.97 | 1967.97 | 1967.97 |
| ELS | 1465.08 | 1465.08 | 1465.08 | 1465.08 |
| Accidentelle : G+E | 5753.23 | 7569.82 | 9642.47 | 13014.20 |

V.6.4.2.2 Base flexible (avec ISS)

Les moments fléchissant Max dans les futs avec ISS sont donnés dans le tableau V.45

Tableau V. 45 : Moment Fléchissant Max (M) dans les futs des piles avec ISS (Base flexible)

| Moment Fléchissant Max (M) dans les futs des piles (KN.m) : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base flexible (avec ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 1730.06 | 1398.04 | 924.83 | 566.06 |
| ELS | 1287.88 | 1040.84 | 687.49 | 420.96 |
| Accidentelle : G+E | 5279.05 | 6382.54 | 6620.78 | 6087.07 |

Tableau V. 46 : Pourcentage de variation du moment fléchissant (M) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation du moment fléchissant (M) Max dans les futs | | | | |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| $:\Delta M(\%) = \left(\frac{M_{ISS} - M_{fix}}{M_{fix}} \right) * 100$ | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | -12.0893 | -28.9605 | -53.0058 | -71.2364 |
| ELS | -12.0954 | -28.9570 | -53.0752 | -71.2673 |
| Accidentelle G+E | -8.2418 | -15.6844 | -31.3373 | -53.2275 |

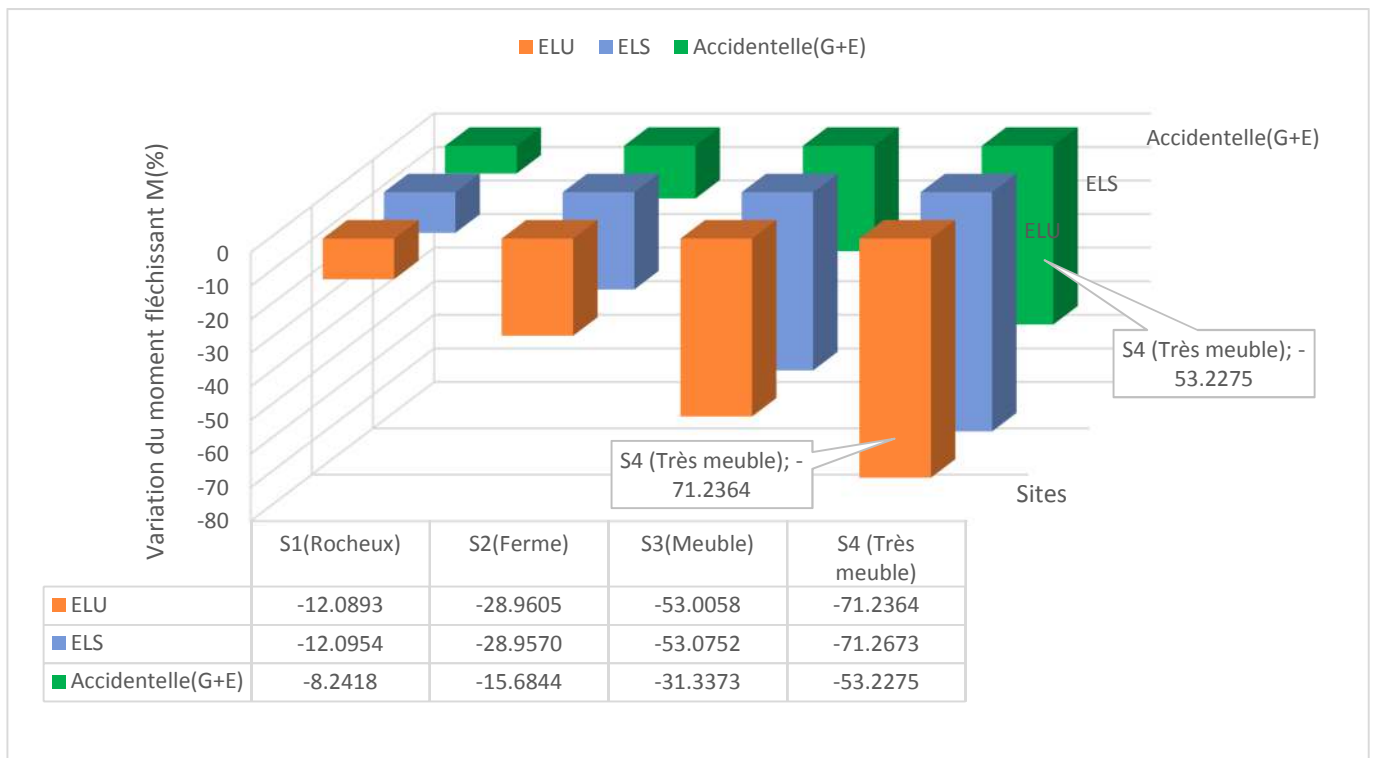


Figure V. 40 : Pourcentage de variation du moment fléchissant (M) Max dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) le moment fléchissant (M) Max dans le fut reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) le moment fléchissant (M) augmente en fonction des sites (tableau V.45),
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques et dynamiques, l'effort normal (N) Max subit une diminution en fonction des sites (tableau V.46)
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le moment fléchissant (M) Max diminue dans le cas avec ISS par rapport au modèle encasté à la base, cette diminution atteint une valeur 71.26% pour la combinaison ELU et de 53.23 % pour la combinaison sismique (G+E) dans le cas du site S4 (Figure V.40)

En conclusion et sur la base des résultats précédents on constate que **l'interaction a un effet favorable sur l'effort le moment fléchissant (M) Max dans les futs.**

V.6.4.3. Effet sur l'effort tranchant(H)

V.6.4.3.1 Base encastrée (sans ISS)

Les efforts tranchants Max dans les futs sans ISS sont donnés dans le tableau V.47

Tableau V. 47 : Effort tranchant Max (H) dans les futs des piles sans ISS (Base encastrée)

| Effort tranchant (H) Max dans les futs des piles (KN) : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base encastrée (sans ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 365.66 | 365.66 | 365.66 | 365.66 |
| ELS | 272.80 | 272.80 | 272.80 | 272.80 |
| Accidentelle : G+E | 1253.83 | 1512.29 | 1808.69 | 2277.21 |

V.6.4.3.2 Base flexible (avec ISS)

Les efforts tranchants Max dans les futs avec ISS sont donnés dans le tableau V.48

Tableau V. 48 : Effort tranchant Max (H) dans les futs des piles avec ISS (Base flexible)

| Effort tranchant (H) Max dans les futs des piles (KN) : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| Base flexible (avec ISS) | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | 322.86 | 264.96 | 183.63 | 103.37 |
| ELS | 240.76 | 197.53 | 137.01 | 79.34 |
| Accidentelle : G+E | 1088.69 | 1226.62 | 1193.93 | 1052.50 |

Tableau V. 49 : Pourcentage de variation de l'effort tranchant Max (H) dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation du l'effort tranchant (H) Max dans les futs | | | | |
|--|-------------|-----------|------------|------------------|
| :ΔH(%) = $\left(\frac{H_{Iss} - H_{fix}}{H_{fix}}\right) * 100$ | | | | |
| Combinaison | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| ELU | -11.7059 | -27.5398 | -49.7820 | -71.7306 |
| ELS | -11.7437 | -27.5893 | -49.7771 | -70.9168 |
| Accidentelle G+E | -13.1710 | -18.8899 | -33.9894 | -53.7810 |

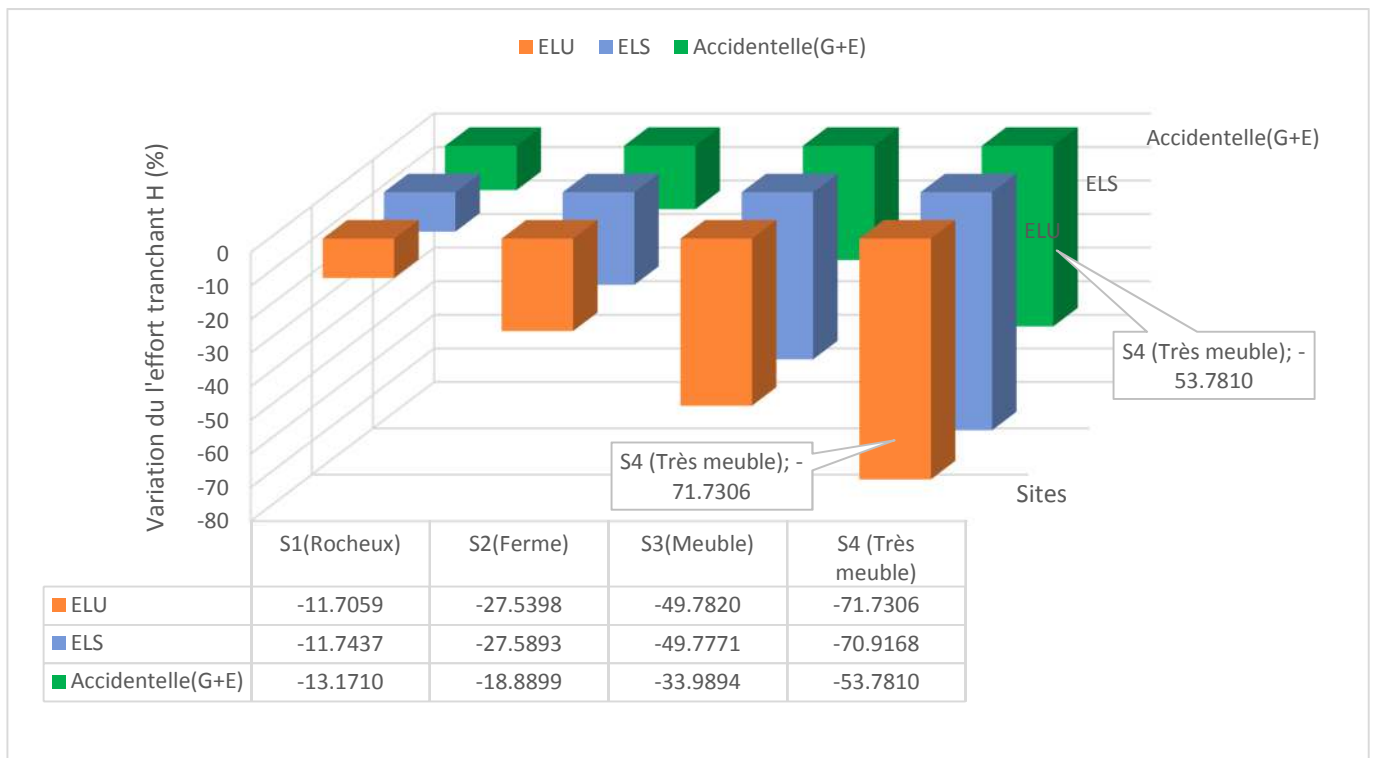


Figure V. 41 : Pourcentage de variation de l’effort tranchant Max (H) dans les futs entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS et pour les combinaisons statiques (ELS, ELU) l’effort tranchant Max (H) Max dans le fut reste constant pour les différents sites. Par contre dans le cas sismique (G+E) le moment fléchissant (M) augmente en fonction des sites (tableau V.47),
- Dans le cas avec ISS et pour les combinaisons statiques et dynamiques, l’effort tranchant Max (H) subit une diminution en fonction des sites (tableau V.48)
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que l’effort tranchant Max diminue dans le cas avec ISS par rapport au modèle encastré à la base, cette diminution atteint une valeur 71.73% pour la combinaison ELU et de 53.78 % pour la combinaison sismique (G+E) dans le cas du site S4 (Figure V.41)

En conclusion et sur la base des résultats précédents on constate que **l’interaction a un effet favorable sur l’effort tranchant (H) Max dans les futs.**

V.6.5 Effet sur le repos d’appui minimal

La perte d’appui des tabliers a été identifiée comme étant une des causes principales de l’effondrement de plusieurs ponts lors des séismes passés. Pour éviter la perte d’appui, les codes parasismiques modernes prescrivent une longueur d’assise minimale empirique à l’endroit des appuis mobiles. La longueur d’assise minimale prescrite par les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art RPOA 2008 se calcule par la formule suivante (RPOA2008, article 6.4) :

$$b = b_0 + d + D$$

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 différentiel du sol entre le barycentre des appuis fixes et l’appui considéré

D : Le déplacement du tablier au niveau de l’appui du a la déformation de la structure sous les combinaisons sismiques

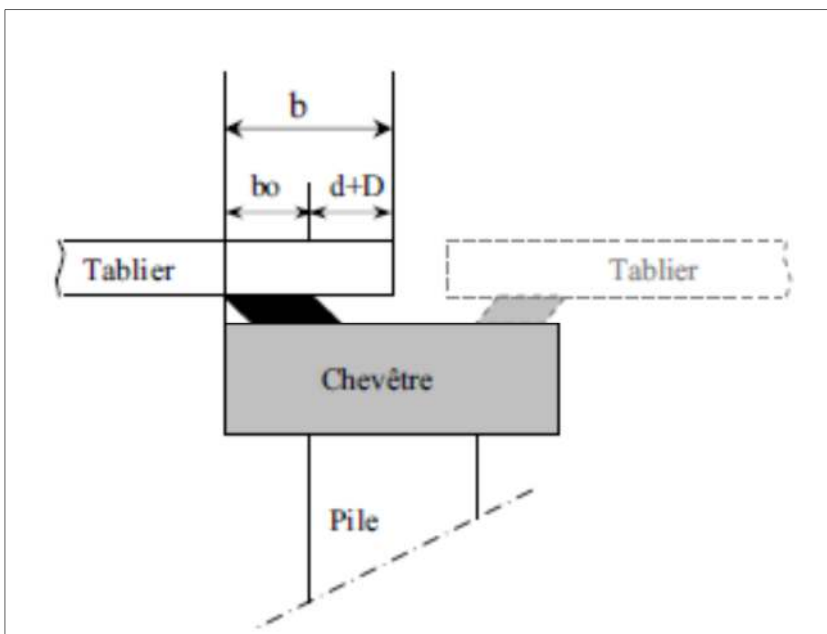


Figure V. 42 : Repos d’appuis minimal (REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D’ART RPOA, 2008)

V.6.5.1. Déplacements absolus horizontal $D_M(H)$ et vertical $D_M(V)$

Tableau V. 50 : Les Valeurs des déplacements absolus

| Site | S1 | S2 | S3 | S4 |
|--------------|------|------|------|------|
| 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 |

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

V.6.5.2. Déplacement différentiel

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, le déplacement différentiel maximal d entre deux points distants de X, en fonction du coefficient d'accélération de zone A, est égal à :

$$d = \eta \times A \times g \times X \quad \text{Si} \quad X < L_M$$

$$d = A \times g \times D_M \quad \text{Si} \quad X \geq L_M$$

Avec $\eta = \frac{D_M}{L_M} \times \sqrt{2}$

V.6.5.3. Base encastrée (sans ISS)

Les repos d'appuis minimaux sans ISS sont donnés dans le tableau V.51

Tableau V. 51 : Les repos d'appuis minimaux sans ISS (Base encastrée)

| Repos d'appuis minimal (m) : Base encastrée (sans ISS) | | | | |
|---|--------------|--------------|--------------|------------------|
| Les Sites | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| A | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| Dm (m) | 0.03 | 0.05 | 0.07 | 0.09 |
| Lm (m) | 600 | 500 | 400 | 300 |
| X (m) | 50.1 | 50.1 | 50.1 | 50.1 |
| η | 7.07107E-05 | 0.000141421 | 0.000247487 | 0.000424264 |
| d (m) | 0.005212943 | 0.010425886 | 0.018245301 | 0.031277659 |
| b0 (m) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| D (m) | 0.0292 | 0.0381 | 0.0481 | 0.0643 |
| b (m) | 0.434 | 0.449 | 0.466 | 0.496 |

V.6.5.4. Base flexible (avec ISS)

Les repos d'appuis minimaux avec ISS sont donnés dans le tableau V.52

Tableau V. 52 : Les repos d'appuis minimaux avec ISS (Base flexible)

| Repos d'appuis minimal (m) : Base Flexible (avec ISS) | | | | |
|--|--------------|--------------|--------------|------------------|
| Les Sites | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| A | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| Dm (m) | 0.03 | 0.05 | 0.07 | 0.09 |
| Lm (m) | 600 | 500 | 400 | 300 |
| X (m) | 50.1 | 50.1 | 50.1 | 50.1 |
| η | 7.07107E-05 | 0.000141421 | 0.000247487 | 0.000424264 |
| d (m) | 0.005212943 | 0.010425886 | 0.018245301 | 0.031277659 |
| b0 (m) | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| D (m) | 0.0305 | 0.04338 | 0.06583 | 0.13923 |
| b (m) | 0.436 | 0.454 | 0.484 | 0.571 |

Tableau V. 53 : Pourcentage de variation du Repos d'appuis minimal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

| Pourcentage de variation du Repos d'appuis minimal : | | | | |
|---|-------------|-----------|------------|------------------|
| $:\Delta b(\%) = \left(\frac{b_{\text{Iss}} - b_{\text{fix}}}{b_{\text{fix}}} \right) * 100$ | | | | |
| Les Sites | S1(Rocheux) | S2(Ferme) | S3(Meuble) | S4 (Très meuble) |
| $\Delta b(\%)$ | 0.299 | 1.177 | 3.802 | 15.120 |

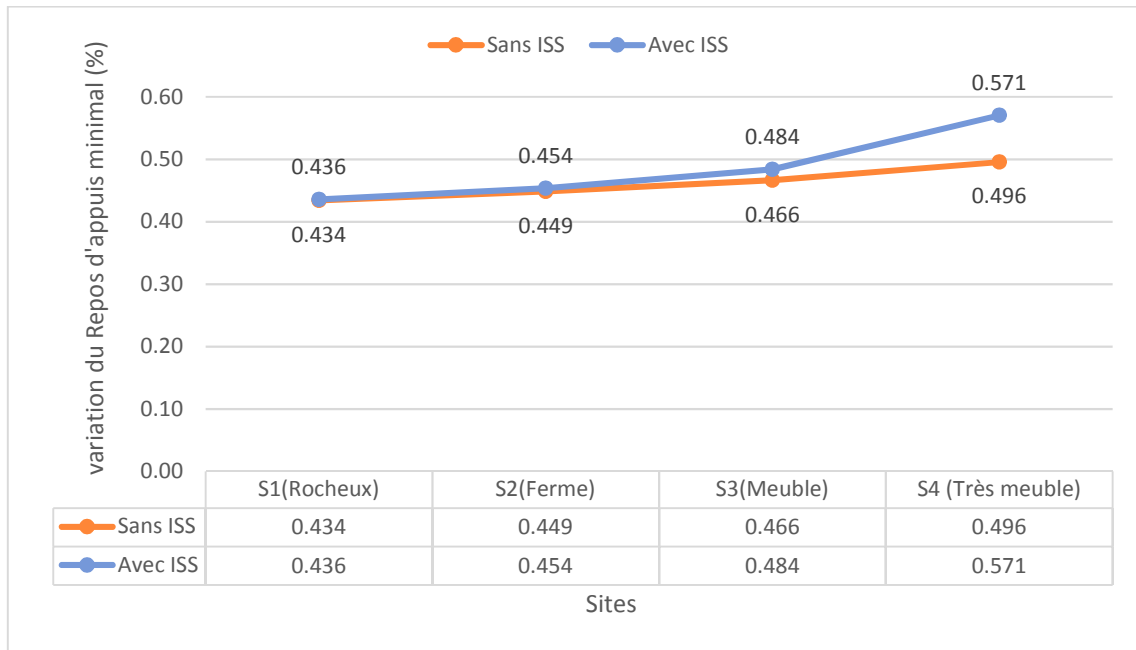


Figure V. 43 : Variation du repos d'appuis minimal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

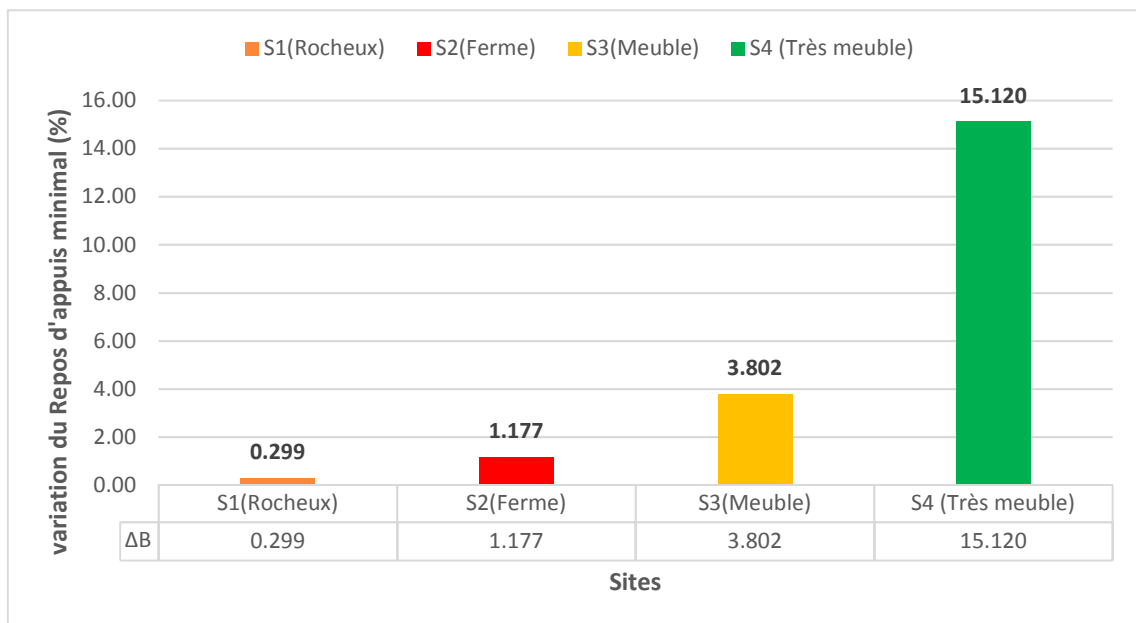


Figure V. 44 : Pourcentage de variation du repos d'appuis minimal entre les différents sites (Sans et avec ISS)

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS le repos d'appuis minimal subit une augmentation pour les quatre sites (figure V.43).
- Dans le cas avec ISS le repos d'appuis minimal augmente en fonction des sites, figure V.44, il subit une augmentation notable due à l'interaction pour le site 4 ;
- La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que le repos d'appuis minimal augmente de 0.299% pour le site1, 1.117% pour le site 2, 3.802% pour le site 3 et de 15.12% pour le site 4 par rapport au modèle encastré à la base.

En conclusion et sur la base des résultats précédents on constate que **l'interaction a un effet défavorable plus significatif sur le repos d'appuis minimal pour les sols assez déformables (S4)**

Conclusions générales et perspectives

Conclusions

Le présent travail a comporté l'étude de l'influence de l'interaction sol structure sur le dimensionnement d'un pont à poutre en béton précontraint à l'aide d'une modélisation numérique par le logiciel Csi Bridge, basé sur la méthode des éléments finis. Nous nous sommes intéressés particulièrement au comportement linéaire du pont et celui du sol de fondation.

La structure a été modélisée par des éléments poutres et Shell, or l'ensemble sol-fondation a été modélisé à l'aide de six ressorts (3 en translation et 3 en rotation) dont les rigidités ont été déterminées à l'aide des expressions proposées dans la littérature (méthode de Newmark-Resenblueth).

Dans l'étude élaborée on a considéré que le sol est homogène, donc assimilable à un milieu continu. La démarche pour la prise en compte de l'ISS comprend les étapes :

- Le calcul de manière approchée des raideurs de sol avec la méthode de Newmark-Resenblueth
- La prise en compte de l'effet de site d'après le règlement RPOA 2008 ;
- Le calcul de la fréquence du pont avec des ressorts ayant ces raideurs ;
- Le calcul des déplacements absolus ;
- Le calcul de l'effort tranchant total à la base ;
- Le calcul des efforts internes dans les éléments porteurs (Piles, Poutres, Hourdis).

Sur la base de l'étude analytique réalisée dans le cadre de ce projet, les principaux résultats obtenus sont résumés en :

- La modélisation par éléments finis est une discipline relativement récente qui mêle étroitement les mathématiques, la mécanique et l'analyse numérique. Le calcul d'une structure par cette méthode exige, pour être efficace, d'accorder le plus grand soin à la loi de comportement adoptée. La précision des résultats dépend de la qualité du modèle choisi, mais également de la discrétisation de milieu ;
- La considération d'un pont encastrée dans une base fixe est une hypothèse qui ne reflète pas sa réponse réelle en statique et dynamique. Cette hypothèse ne montre pas l'interaction mutuelle entre le sol et le pont. Cependant la réponse dynamique des ponts supportés par le sol sont souvent affectées par ces caractéristiques ;
- L'étude de l'influence de l'interaction sol-fondation sur la période fondamentale du pont a montré que celle-ci peut augmenter d'une manière très importante le première mode de vibration. , plus le sol est déformable plus la période augmente, cet allongement atteint 129.26% environ dans le cas du site S4 par rapport au modèle encastré à la base ;
- Nous avons constaté une diminution remarquable de l'effort tranchant obtenu à la base du pont avec une base flexible par comparaison avec l'effort obtenu pour le pont avec une base encastrée. ;
- Nous avons également évalué une augmentation des déplacements pour le pont dans les trois directions (Longitudinale, Transversale et Verticale) avec une base flexible par comparaison avec les déplacements obtenus pour le pont avec une base encastrée ;
- Pour les poutres, l'étude statique donne des résultats (Moments fléchissant et efforts tranchants) plus défavorables par rapport à l'étude sismique, du fait que le pont est situé en zone de faible sismicité, donc l'interaction n'a aucun effet sur le dimensionnement des poutres ;

Conclusions générales et perspectives

- Pour l'hourdis, l'interaction a un effet défavorable sur l'effort tranchant transversal (V_{yy}) et le ferrailage dans le sens Transversal en travée et en appuis ;
- Pour les futs l'interaction a un effet favorable sur les trois composantes des efforts internes à savoir l'effort normal, le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Enfin, ces résultats ne sont que le début vers d'autres études plus approfondies et d'introduire d'autres complexités afin de mieux cerner le phénomène de l'interaction sol-Fondation- pont.

Perspectives

En prolongement du présent travail de recherche, il s'avère utile de poursuivre l'étude de l'influence de la nature des sols sur le dimensionnement des ponts à travers la considération de la non-linéarité matérielle pour les problèmes d'interaction sol-fondation.

Il est recommandé aussi, dans des études complémentaires, de considérer d'autres modèles de ponts.

Il serait intéressant à étudier Le cas d'une semelle profonde (pieu), afin de savoir l'effet cinématique sur la période fondamentale et si les conclusions sont les mêmes que dans le cas d'une semelle superficielle.

Références bibliographiques

Livres

- [1] Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.
- [2] Alain Pecker : "Interaction sol structure et comportement des fondations".
- [3] Anil K. Chopra: "dynamics of structures theory and applications to Earthquake Engineering", University of California at Berkeley.
- [4] Braja M. Das: "Shallow foundation (Bearing Capacity and Settlement) ". Sacramento, California 1999 by CRC Press LLC.
- [5] Davidovici : " Génie parasismique". Presses de l'ENPC, Paris, 1985.
- [6] Denis Lefebvre Ing ,M.s.c.A et stéphane théroux Ing, M.Ing : " A study on the characteristics vertical accelerations and their effects on civil engineering structures".
- [7] Frank sampson : " les séismes".
- [8] Jonathan P.Stewart,Daniel H.Wang,Patrich J, and John W.Wallace California "Full-Scale simulation of seismic structure foundation-soil interaction", university of Los Angeles.
- [9] Mesta P. & Prat M. : Ouvrages en interaction. Hermes science publications, Paris, 1999.
- [10] Michel PRAT : "La modélisation des ouvrages, Hermès, Paris, 1995".
- [11] M.J.N Priestley, F.Seible et G.M Calvi.1995. "Seismic Deseign and Retrofit Of Bridges".
- [12] Newmark and Rosenbleuth, Prentice-Hall.1971": soil –interaction, adapted from fundamentals of Earthquake Engineering".
- [13] Pluralis : " Dynamique des structures", PLURALIS, 1980.
- [14] R. W. Clough & J. Penzien.2003. "Dynamics of structures". Computers Structures, Inc. (P730) University Ave.Berkeley, CA94704.
- [15] Schlosser F : "Eléments de mécanique des sols .Ponts et chaussées .Paris 1988".
- [16] S. P. Gopal Madabhushi:"Modelling of deformations in dynamic soil structure interaction problems".

Journaux

- [17] N.P.Tongaokar et R.S. Jangid.1998. "Seismic response of bridges with sliding isolation devices".ISET Journal of Earthq. Tech, Paper N° 373, Vol 35,N° 1-3. (March-Sept.), pp 9-27.
- [18] N.Munirudrappa et H.N. Dhruvaraja Iyengar. 1999. "Dynamic analysis of continuous span highway bridge". ISET Journal of Earthq. Tech, Paper N° 392, Vol 36, N°1. (March), pp 73-84.
- [19] G.D. Hatzigeorgiou, D.E. Beskos,D.D. Teodorakopoulos et M. Sfakianakis. 2001. "Static and dynamic analysis of the Arta bridge by finite elements". Architecture & Civil Engineering Vol.2, N°1, 1999, p.4-51.
- [20] Kazuhiko Kawashima, Hiroyuki Nagashima, Shuji Masumoto et Kohji Hara. 1994. Response analysis of Miyagawa Bridge based on a measured acceleration record. Journal of structural engineering vol.40 A.
- [21] Vasant A. Matsagar et R. S. Jangid. 2006. Seismic Response of Simply Supported Base-Isolated Bridge with Different Isolators. International Journal of Applied Science and Engineering (4,1): 53-69.
- [22] A.Pecker. 1984" Dynamique des sols" .Presses de l'Ecole Nationale des Pont et Chaussées.
- [23] J. Woolf. 1988. "Soil Structure Interaction Analysis in time domain". Prentice Hall International Series, Englewood Cliffs, New Jersey.
- [24] E.Kausel, A.Whitman, J.Murray, F.Elsabee.1978 "The spring method for embedded foundations", Nuclear Engineering and design,Vol n°48.
- [25] Rainer J. H., "Simplified Analysis of Dynamic Structure-Ground Interaction" Canadian journal of civil engineering VOL. 2, No.3, September 1975 p.345 Communications de conferences.
- [26] M.K.Yegian, S.G.Arzoumanidis, S.Nikolaou et T.Cooling. 2002. Seismic soil-foundation interaction analyses of the new Woodrow Wilson Bridge.
- [27] Rober K.Dowell. 2005. Seismic analysis of the Sylmar Interstate 5 and Highway 14 Connector Bridge.
- [28] A.Mellal, S.Commend et F.Geiser. 2007. "3D Finite Element Sismic Analyses of Bridges and Dams". Numerical Models in Geomechanics , London, ISBN 978-0-415-44027-1.
- [29] A.M.Mwafy, O.S Kwon et A.S.Elnashai .2008. "Inelastic seismic response of a 59-Span bridge with soil-structure interaction" the 14th World Conference on Earthquake Engineering Oct 12-17, 08, Beijing, China.

Références bibliographiques

- [30] Tian-fei Li, Zhe Zhang, Lei Shi. 2009. “Influences of Pile-Soil-Structure Interaction on Seismic Response of Self- Anchored Suspension Bridge”.
- [31] E. Wilson. 2003. “Soil –Structure Interaction”.
- [32] Tayeb BENSATTALAH, Mohamed ZIDOUR, Tahar HASSAINE DAOUADJI, Abdelouahed TOUNSI et EL Abbas ADDA BEDIA.2015 “ Analyse et modélisation en 3d de l’influence de l’interaction sol-fondation sur les structures”.7ème Symposium sur la construction en zone sismique (SYCZS’2015), Chlef les 11 et 12 Octobre 2015

Thèses

- [33] KAAB Mohamed Zohaïr. Decembre 2018 “ Conception parasismique des ponts équipés de systèmes d’isolation avec prise en compte de l’interaction sol-structure” thèse de doctorat de Université Mohamed Khider – Biskra
- [34] S.Grange. Juin 2008 “Modélisation simplifiée 3D de l’interaction Sol-Structure” : application au génie parasismique” thèse de doctorat de l’Institut Polytechnique De Grenoble.
- [35] TORKIA HAITEM. Mai 2017 “ Etude de l’effet de l’interaction sol structure ISS sur la réponse dynamique des structures en béton armé ” thèse de doctorat de l’université de Batna -2-.
- [36] Widad BOUROUAIAH. Avril 2019 “ Influence de la nature des sols sur la réponse dynamique des structures ” thèse de doctorat de l’université Mohammed SEDDIK BENYAHIA – Jijel.

Documents Techniques

- [37] Fascicule 61, 1976. Conception, calcul et épreuve des ouvrages d’art. Titre II « programme de charges et épreuves des ponts routiers ».
- [38] RCPR-2008, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, Document Technique Règlementaire (DTR), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.
- [39] RPOA-2008, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art, Document Technique Règlementaire (DTR), Ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.

Les logiciels utilisés

1. Microsoft Word 2013.
2. Microsoft Excel 2013.
3. CSi Bridge version 2016

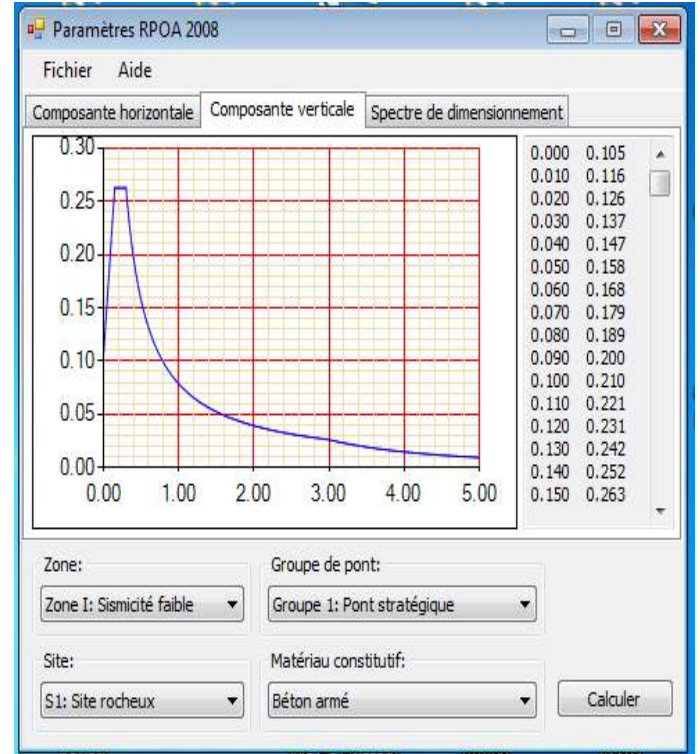
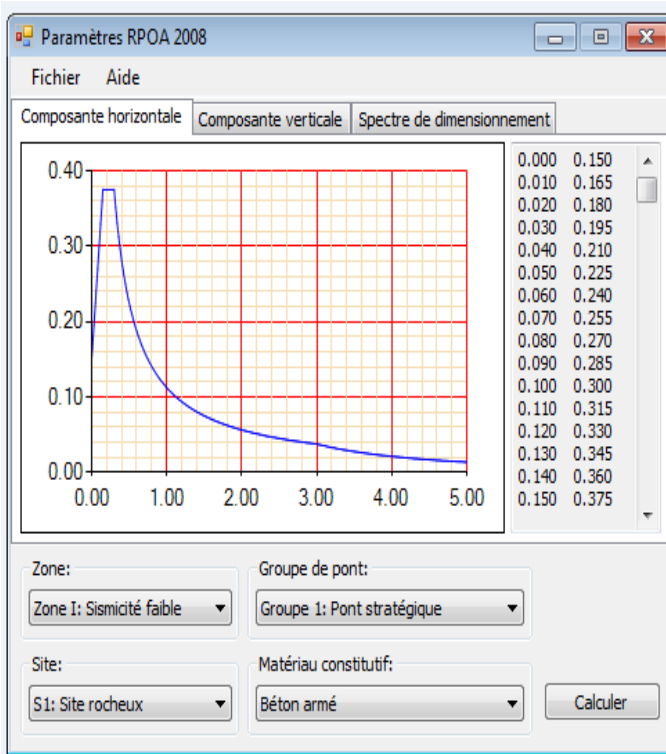


Figure A. 1 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S1

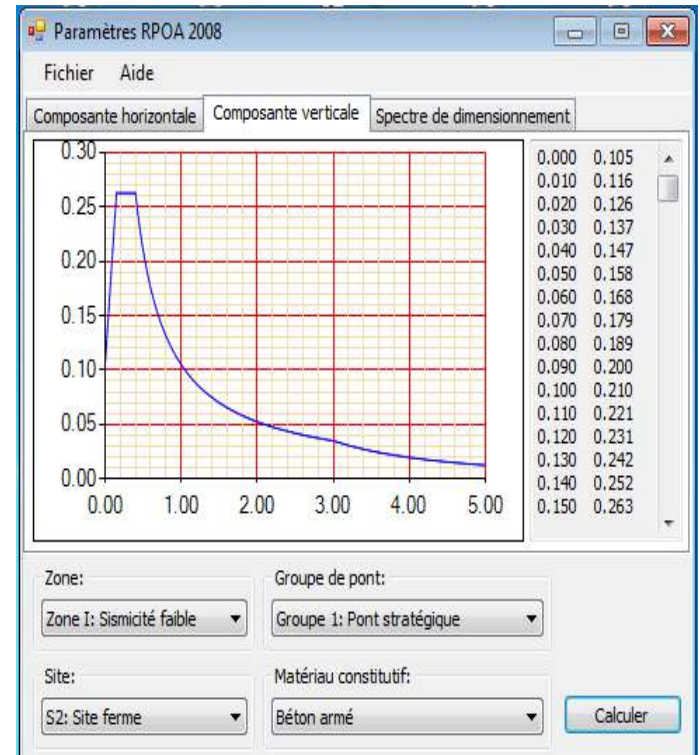
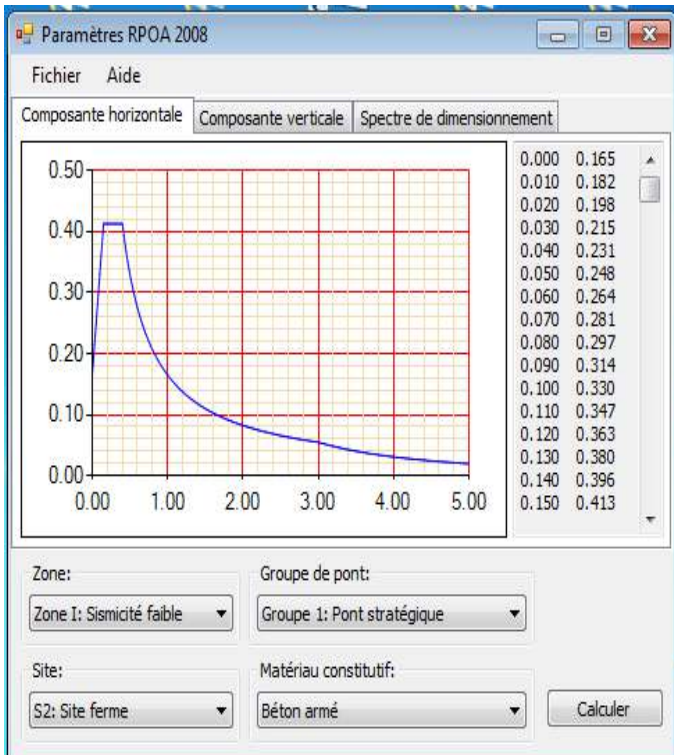


Figure A. 2 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S2

Annexe

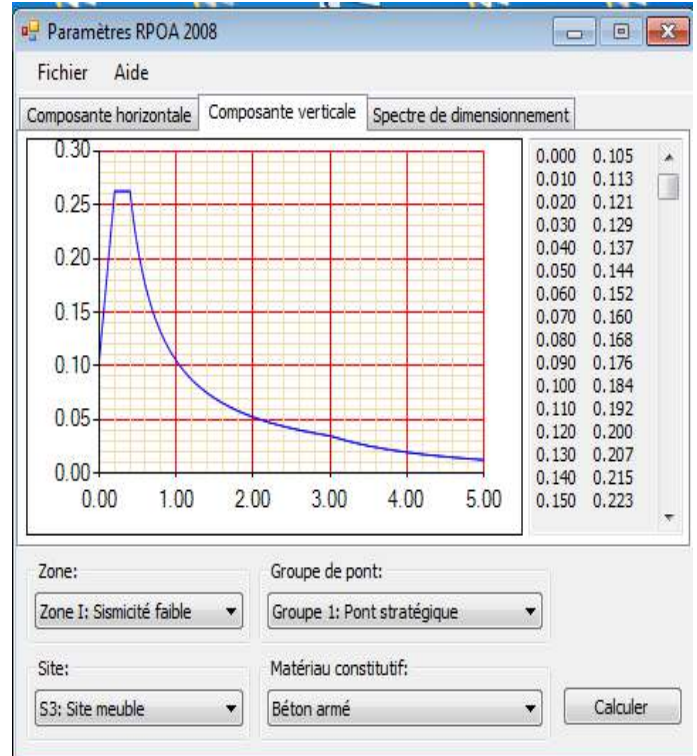
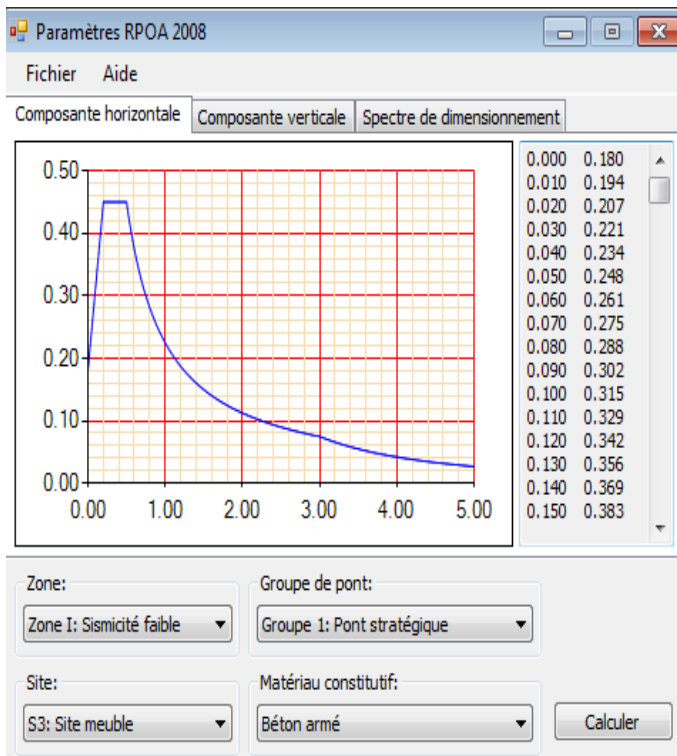


Figure A. 3 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S3

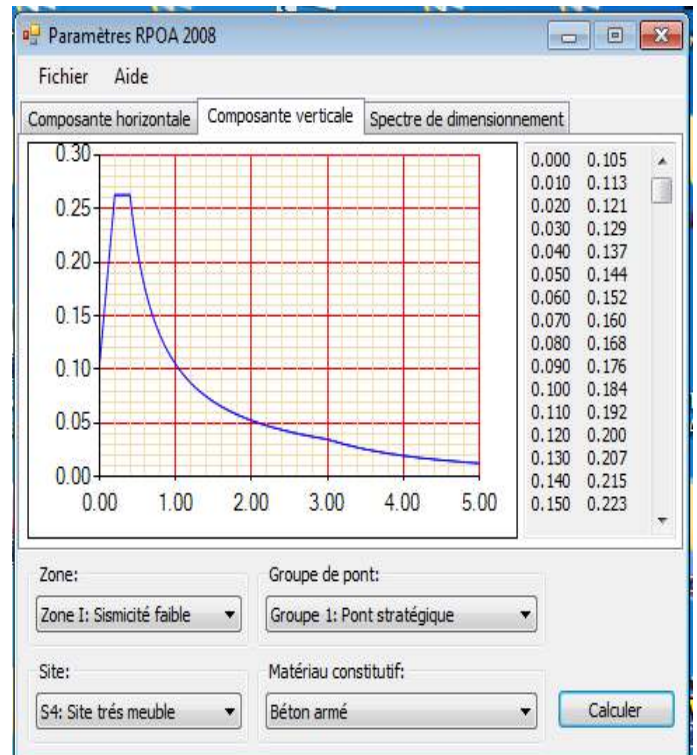
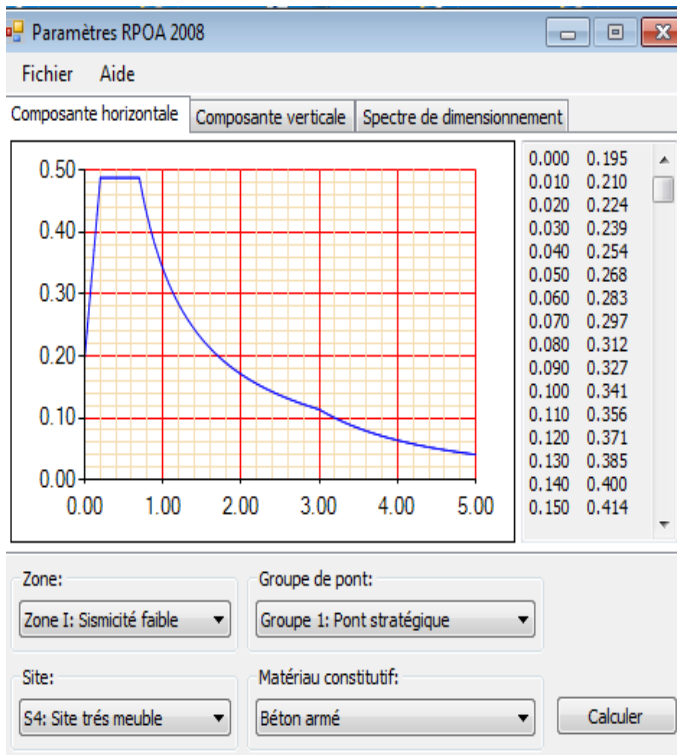


Figure A. 4 : Spectre de réponse horizontal et vertical pour le site S4

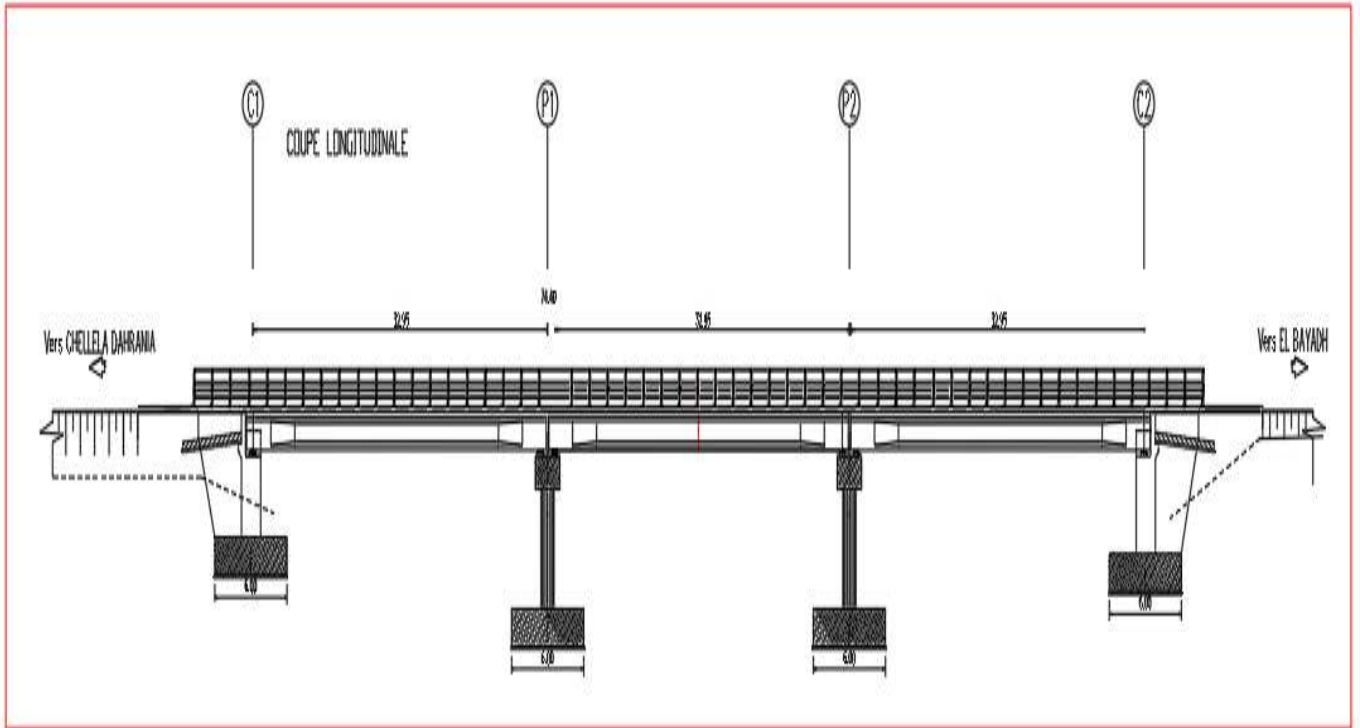


Figure A. 5 : Coupe longitudinale du pont étudié

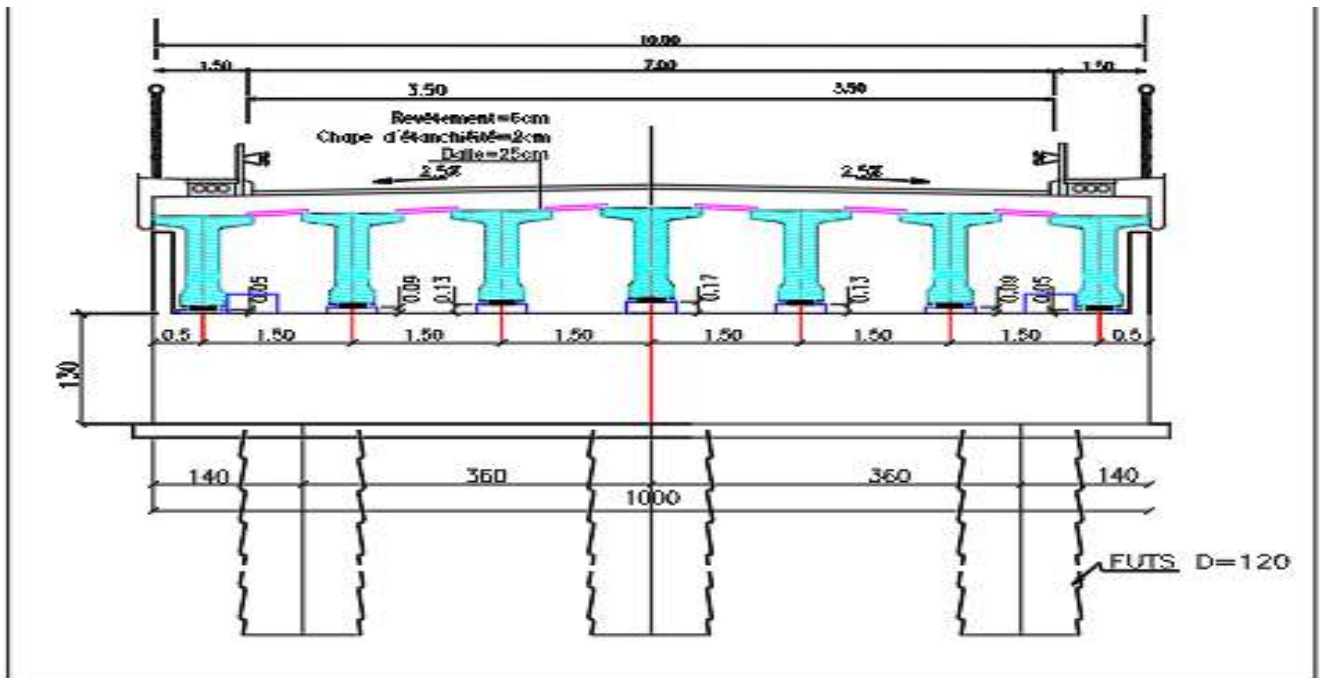


Figure A. 6 : Coupe transversale du pont étudié