

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme

Master en Génie Civil

Option Infrastructure des Bases et Géotechnique -Travaux Public

Thème :

**ETUDE DYNAMIQUE D'UN PONT AVEC L'INTERACTION SOL-STRUCTURE
SUR L'AUTOROUTE EST OUEST**

Présenté le 24 Juin 2013 par :

M^r DIAF MOHAMED EL AMINE

M^r GAOUAR SAMIR

Devant le Jury composé de :

D^r ZENDAGUI. D

Président

M^{me} MEDDANE. N

Examineur

D^r MATALLAH. M

Examineur

M^r BENYACOUB. A

Encadreur

M^r MAACHOU. O

Encadreur

Depuis des décennies, les catastrophes naturelles surviennent cycliquement, néanmoins leur gestion s'est toujours inscrite dans la fatalité et le caractère catastrophique, malgré qu'en plus de pouvoir prévenir ces cas, on peut travailler en amont à l'effet de limiter au maximum les dégâts en cernant le mieux possible tous les facteurs influençant et rentrant dans l'équation structure-site-sollicitations et méthodes d'analyse qu'est le macro objectif de notre travail.

Dans un monde en pleine croissance démographique, le risque d'avoir d'importants dommages humains et matériels lors des séismes est en constante augmentation. La notion de risque peut s'exprimer de manière simple comme étant la combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité. Cette vulnérabilité peut être divisée en deux catégories d'aspects : l'aspect humain tel que la gestion de la crise, le comportement des personnes lors d'un séisme et les aspects techniques qui sont les méthodes de construction.

En vue d'atténuer ce risque, outre l'aspect sociologique, l'aspect technique et donc la bonne connaissance du comportement des structures sous sollicitations sismiques, est très importante, et c'est justement sur ce point que s'articule ce travail. Donc, faire diminuer la vulnérabilité d'une structure nécessite non seulement une bonne connaissance des matériaux et de leurs comportements face à des sollicitations dynamiques, mais aussi et surtout une bonne connaissance des conditions aux limites de la structure, c'est-à-dire de l'interface entre le lieu où ces sollicitations prennent naissance et la structure elle-même.

La situation géographique de l'Algérie fait que plusieurs régions de notre pays peuvent être qualifiées de zones sismiquement actives. Les dernières sollicitations telluriques, qu'a connues la région de BOUMERDES en ont apporté l'ultime preuve. Elles ont, également, déclenché le débat sur la prise en compte du risque sismique dans le dimensionnement des structures en général. Dans le domaine des ouvrages d'art, l'intégration de cet aspect dans les études courantes en Algérie, est assez récente et encore timide. En effet, en l'absence d'un règlement algérien en la matière, rares ont été les ouvrages auxquels le séisme est pris en considération. Pour combler ce vide réglementaire, et garantir la prise en compte systématique de l'aléa sismique dans les études des ouvrages d'art dans les régions à risque, le comportement dynamique face aux mouvements sismiques de plusieurs ouvrages doit être revu à la lumière de nouvelles données et de

nouvelles technologies développées. Le premier règlement parasismique algérien applicable au domaine des ouvrages d'art qu'est le RPAO 2008, n'a vu le jour que le 17 juin 2009.

Objectifs :

- L'objectif principal de ce travail est d'apprendre à faire des études dynamiques en évaluant le comportement dynamique et la réponse d'un pont.
- L'input sismique appliqué au pont est un spectre de réponse élastique évalué à partir d'un règlement parasismique algérien (RPOA).
- Donc le calcul sismique est effectué en appliquant un spectre de réponse Cette étape a nécessité l'utilisation du code de calcul en éléments finis SAP2000 V14.
- Dans cette étude on traite aussi l'influence de l'interaction sol-structure (ISS), un des phénomènes les plus importants dans le domaine du génie parasismique pouvant influencer le comportement dynamique linéaire des ouvrages d'art avec une approche de modélisation du sol environnant (des conditions aux limites rigides ou flexibles appliquées à leurs fondations).

Les démarches :

Pour se faire on a établi un plan de travail contenant 5 chapitres :

Chapitre 1: «Effets des séismes sur les ponts et évolution des codes parasismiques »: notions sur les effets de séisme et les dégâts sur les ponts et l'évolution des codes parasismique.

Chapitre 2:« Présentation du projet et caractéristiques techniques » : ce chapitre présente l'ouvrage avec ses données géométriques, géotechniques et mécaniques et caractéristiques techniques.

Chapitre 3:«Prédimensionnement des éléments structuraux et charge et surcharges» : ce chapitre est composé de deux parties, la première est le Prédimensionnement des éléments

de la superstructure (poutres, pile, appareil d'appui) en ce qui concerne la deuxième partie enveloppe toutes les charges et surcharges.

Chapitre 4:«Etudes sismique»: Dans ce chapitre, une analyse linéaire de pont à été effectuée selon les recommandations du nouveau règlement RPOA 2008.

Chapitre 5: «Interaction Sol-structure»: Dans ce chapitre on étudie l'influence du type de fondation (Fondation Rigide et Fondation) et Influence de la rigidité du sol.

Chapitre 1

**Effets des séismes sur les ponts et
évolution des codes parasismiques**

1.3. 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 la l'Algérie, l'accélération sismique de référence se base sur le zonage du territoire .

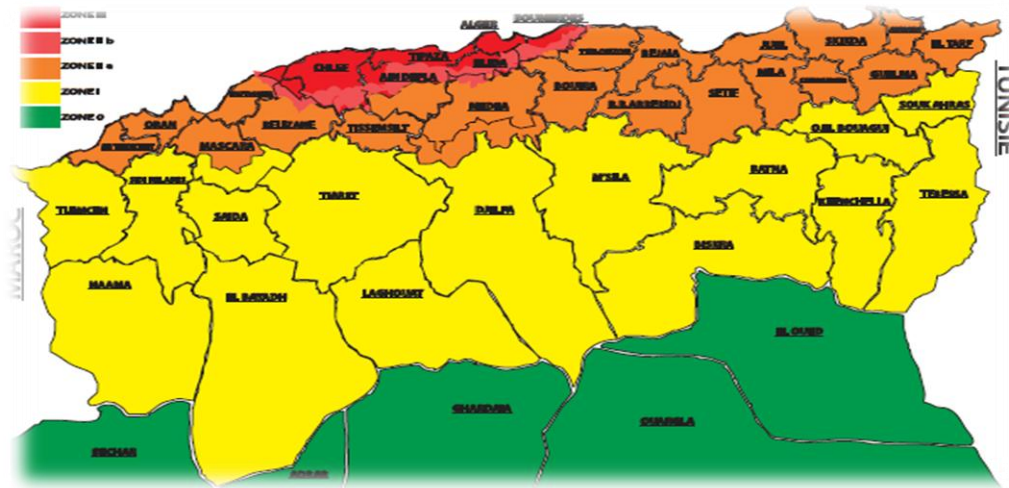


Fig.1.2 : carte de zonage sismique de l'Algérie [13]

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

Tableau.1.1 : Coefficient d'accélération de Zone A [13]

1.4. 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.

1.5. Les classes des ponts (RPOA):

On retient donc trois classes de ponts : II, III et IV.

▪ 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 aérodromes Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale (Groupe 1A du RPA 99/2003)

- Liaisons ferroviaires

▪ 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).

▪ Groupe 3 : Pont d'importance moyenne

- Les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2. [13]

1.6. Comportement sismique des ponts :

Les ponts présentent la particularité d'un tablier reposant sur des appuis multiples de rigidités différentes, où le problème relatif aux déplacements est aussi important que celui relatif aux forces sismiques. Les règlements (Eurocodes, RPOA) et les guides (Sétra,

AFPS, Exemple de dimensionnement RPOA) ont bien identifié cette particularité en consacrant de nombreuses études sur un grand parc d'ouvrages.

En dépit des incertitudes et des variations, on peut apprendre des dégâts du séisme passé, car de nombreux types de dommages surviennent à plusieurs reprises. En étant conscient des vulnérabilités typiques que les ponts ont connu, il est possible de mieux comprendre le comportement structurel et d'identifier les faiblesses potentielles dans les ponts existants et nouveaux. Historiquement, les dommages observés ont donné l'impulsion à de nombreuses améliorations dans les codes de génie parasismique et de la pratique.

Les sections suivantes sont organisées en fonction de la nature de l'élément qui semble être la cause principale des dommages du pont.

La première section traite de questions générales liées aux conditions du site. La seconde section porte sur les effets de la configuration structurelle. La section suivante décrit les principaux types de dommages structurels. Et la dernière section aborde les dommages liés à l'infrastructure, y compris les fondations.

1.6.1. Les effets liés aux conditions du site :

L'influence des conditions du site sur la réponse du pont est désormais largement reconnue à la suite du tremblement de terre de 1995 de Nanbu. Une des principales conclusions à tirer de ceci, est l'impact significatif que les conditions locales ont sur le mouvement du sol.

Pour des sites composés de sols mous, proches des failles, ou soumis au risque de liquéfaction, on observe de grandes amplifications des oscillations qui provoquent des hautes impulsions de vitesse du sol. Ces zones à risques sont la conséquence d'une importante vulnérabilité des structures, comme l'a montré le renversement des 17 travées du Viaduc de Higashi-Nada de la Hanshin Expressway à Kobe. Elles peuvent aussi causer des déformations permanentes des sous-structures (piles) et entraîne une perte de support.



Fig.1.3 : effondrement du viaduc De Higashi-nada en 1995 suite au Séisme de Nanbu[12].



Fig.1.4 : effondrement d'une travée du pont de Nishinomya-ko en 1995 suite au séisme de Nandu[12].

1.6.2. Les effets liés à la configuration de l'ouvrage :

Idéalement, la construction parasismique doit être conçue pour avoir une configuration régulière de sorte que le comportement soit facile à analyser, et de telle sorte que la dissipation d'énergie élastique soit encouragée dans un grand nombre de composants facilement identifiables. Toutefois, cet idéal n'est pas souvent réalisable dans la construction de ponts en raison d'irrégularités imposées par les conditions du site et les besoins de la circulation. Les ponts avec certaines configurations sont plus vulnérables aux séismes que d'autres. Par exemple, les demandes de déformation sur les piles courtes peuvent induire un risque plus important de rupture fragile (par cisaillement, flexion) qu'avec des piles longues et flexibles.

Les risques de déplacements relatifs du tablier et des appuis se présentent souvent pour les ponts qui comportent une longue série de travées simplement appuyées. Ces travées sont susceptibles d'être renversées de leur support. Par exemple, lors du séisme de 1964 à Niigata, l'effondrement du pont de Showa montre le délogement des travées simples.



Fig.1.5 : effondrement des travées du pont de Showa suite au séisme Niigata[12]

1.7. Catégorie de dommages subis par les ponts:

Les enseignements tirés à partir des séismes précédents ont aidé les concepteurs à identifier et classer les différents types de dommages subis par les ponts en trois grandes catégories suivantes :

- La perte d'assise
- La fragilité
- Liquéfaction et tassement des sols

1.7.1. La perte d'assise :

Sous une importante sollicitation sismique causant la rupture des appareils d'appui, les butées de sécurité et de blocage entrent en jeu afin d'éviter les déplacements entre le tablier et ses appuis. Pourtant, il arrive que ces déplacements soient tellement importants qu'ils conduisent à la destruction des butées entraînant ainsi l'effondrement du tablier. On peut citer comme exemples les différents cas suivants.

En Algérie:

Ces illustrations désignent les dommages subis par les ponts lors des séismes, celui d'El Asnam en 1980 et celui de Boumerdés 2003. Ils sont réalisés en béton armé ou mixte (constitué de poutres métalliques) comme c'est le cas du pont El Harrach

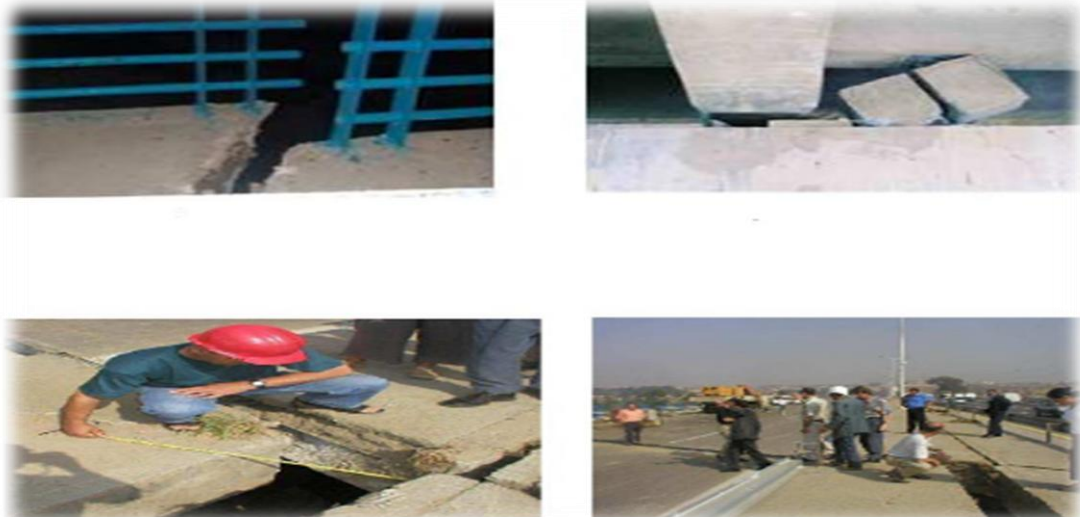


Fig.1.6 : Pont Sur L'Oued Sebaou et Pont El Harrach Séisme de Boumérdes -Algérie 2003 [2]



Fig.1.7 : Pont Sur L'Oued Isser, Séisme de Boumérdes -Algérie 2003 [2]



Fig.1.8 : Séisme El Asnam -Algérie 1980 [3].

Au Etats Unis:

On voit ici les dommages subis par trois ponts lors des séismes de San Fernando 1971 et Northridge 1994. Ces ouvrages ont été réalisés en béton précontraint.



Fig.1.9 : Pont 14 South et Pont 14 North Connector, Séisme de Northridge -Los Angeles 1994, Séisme de San Fernando -Californie 1971 [4]

Au Japon

Les dommages ci-dessous mis en évidence ont été constatés sur deux ponts lors des séismes. Celui de Niigata 1964 réalisé en béton précontraint et celui de Kobé 1995 conçu en charpente métallique.



Fig.1.10 : Déplacements et effondrements des tabliers lors des séismes de Niigata 1964 et Kobé 1995[3].

1.7.2 La fragilité :

Lors des séismes, les piles sont les éléments structuraux qui ont subi le plus de dommages caractérisés par une série de défaillances dues à la combinaison des deux facteurs flexion-effort tranchant.

Le ferrailage transversal insuffisant des piles fait qu'un bon confinement et une ductilité appropriée ne soient pas assurés. Ceci entraîne un éclatement du béton et un flambement des armatures longitudinales.

On peut citer comme exemples les différents cas suivants :

Au Etats Unis

Voici certains ponts endommagés lors des séismes de Loma Prieta 1989 et Northridge 1994. Ils ont une structure composée d'un tablier avec des poutres en post-tension supportées par des piles en béton armé.



Fig.1.11 : Pont State 118/Mission Gothic , Séisme de Northridge -Los Angeles 1994 [4].

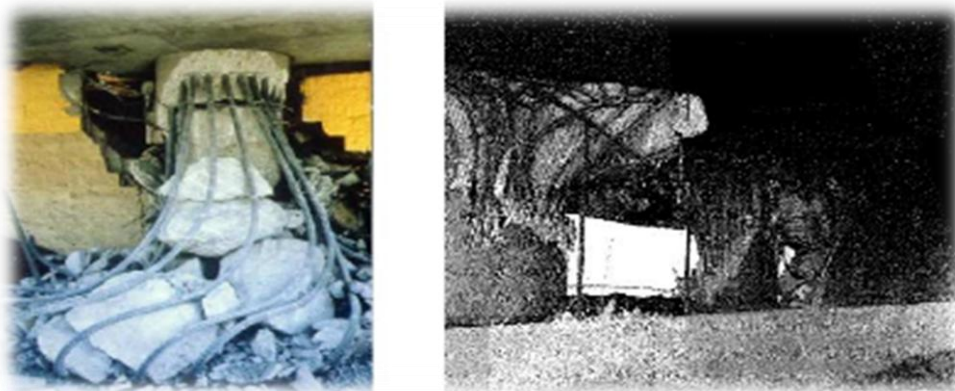


Fig.1.12 : Pont Fairfax-Washington, Séisme de Northridge -Los Angeles 1994 [4].



Fig.1.13: Pont 118/Bull Creek, Séisme de Northridge -Los Angeles 1994 [4]

Pont Cypress, Séisme de Loma Prieta-San Francisco 1989 [3].

Au Japon

Ces ponts endommagés lors du séisme de Kobé 1995 sont en béton précontraint avec des piles en béton armé.



Fig.1.14 : Endommagement des piles lors du séisme de Kobé 1995 [3].

1.7.3. La liquéfaction et tassement des sols:

Dans certains sols, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations de grande amplitude.

A partir des investigations post-sismiques sur des ponts construits sur des sites sujets à ce phénomène, il a été constaté qu'ils ont subi des dégâts très importants les conduisant parfois jusqu'à la ruine. On cite comme exemples les différents cas suivants

Au Japon:



Fig.1.15 : La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Niigata 1964 [3]

Au Etats Unis

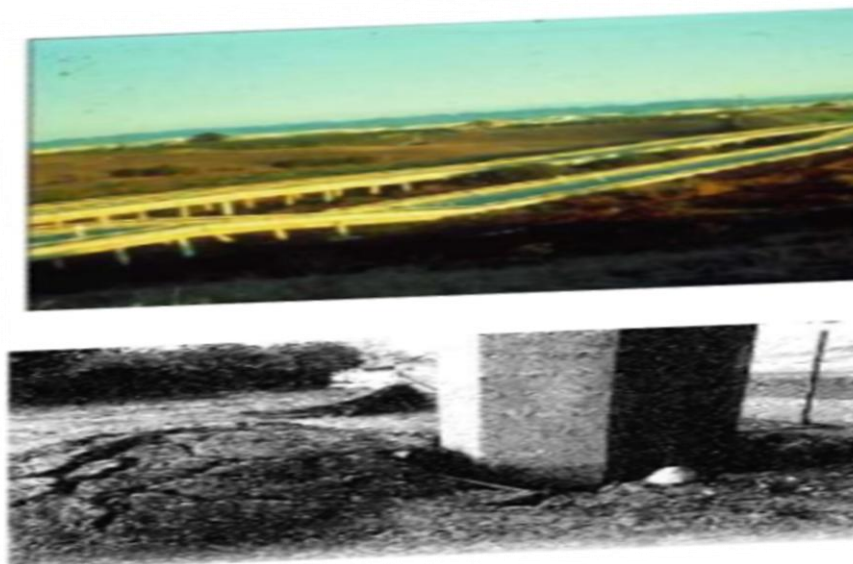


Fig.1.16 : La liquéfaction et tassement des sols lors des séismes de Loma Prieta 1989[3] et Northridge 1994 [4].

1.8. Evolution des codes parasismiques des ouvrages d'art :

Le retour d'expérience lors des tremblements de terre a mis en évidence la nécessité de mieux protéger les structures de ponts à travers des règles de calcul et de détails plus complètes, plus élaborées mais aussi par le développement de spécifications et de lignes directrices de calcul permettant l'incorporation de technologies innovatrices qui émergent continuellement [1].

Cette volonté s'est reflétée clairement dans les éditions des normes de calcul des ponts des années 1990 à 2000. Et les pays qui ont eu une contribution significative dans le développement de la conception parasismique des ponts sont : Les Etats Unis et le Canada, le Japon, la Nouvelle Zélande et l'Europe.

Tous ces pays ont récemment révisés leurs codes parasismiques des ponts [5]. On recense plusieurs codes parasismiques ayant fait l'objet de révision et de nouvelles publications dont les principaux sont cités ci-dessous :

- ✓ Le code Européen (Eurocode 8 Partie 2 : Ponts) en 1995,
- ✓ Le code New Zélandais (Transit New Zeland Bridge Manual) en 1995,
- ✓ Le code Japonais (Design Specifications of Highway Bridges, Japan) en 1996,
- ✓ À l'Etats Unis, par la publication de deux codes par AASHTO que sont : Standard-Specifications for Highway Bridges et LRFD Bridge Design Specifications en 1998,
- ✓ Le département des transports de l'état de Californie (Caltrans) a développé son propre code parasismique, et a publié deux documents (Caltrans 1999a) et (Caltrans 1999b),
- ✓ Le code Canadien (CAN/CSA-S6-00) en 2000 et (CAN/CSA-S6-06) en 2006.
- ✓ 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 sont structuré 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 γ sont définis et dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient de zone A et du taux d'amortissement (\hat{i}).
- ✓ 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[13].

En faisant une synthèse des codes cités ci-dessus on relève que les approches utilisées et les révisions effectuées sont plus ou moins semblables et qu'on peut les présenter comme suit :

- Dans chaque code, les performances requises dépendent de l'importance des ponts classés en 2 ou 3 catégories. A cet effet un facteur de majoration des charges de conception est introduit. [6]

- La classification des ponts est basée sur deux catégories : ponts importants et ponts ordinaires. Un pont est dit important s'il satisfait la condition d'être accessible aux véhicules d'urgences après un séisme majeur.

- On constate, un accroissement considérable des charges sismiques spécifiées : les spectres de calcul sont plus sévères avec un taux d'amortissement de 5% [5].

- La généralisation de l'utilisation de la méthode capacitaire pour le dimensionnement des ponts.
- L'adoption de spécifications relatives au calcul des ponts munis d'un système d'isolation sismique de la base. Ces spécifications couvrent le calcul des charges sismiques, les méthodes d'analyses, et la conception des unités d'isolation [8].
- Utilisation des différentes méthodes d'analyses telles que : L'analyse statique linéaire (ESA), l'analyse dynamique linéaire (EDA), l'analyse statique non linéaire (ISA), l'analyse dynamique non linéaire (IDA).
- Utilisation des règles de calcul plus élaborées pour une meilleure concordance avec les connaissances accumulées en génie parasismique qui tiennent compte des caractéristiques dynamiques du pont tel que les périodes de vibration des modes propres, et de la configuration géométrique de l'ouvrage.

1.9. Conception avec des technologies parasismiques :

Le développement des techniques de calcul sur support informatique beaucoup plus puissantes qu'auparavant, la disponibilité d'installations d'essais tel que les simulateurs sismiques (tables vibrantes) ont favorisé l'émergence de ces technologies innovatrices dont les premières applications aux ponts rapportées en Amérique du Nord remontent seulement à la fin des années 80 et pour lesquelles des normes de calcul leur sont désormais mises en place.

Par ailleurs, la fin de la guerre froide vers le début des années 1990, a rendu possible le transfert de la technologie d'amortisseurs hydrauliques, initialement développé pour des besoins militaires, vers des applications en génie civil qui se voit soudainement profiter de progrès technologiques, accumulés pendant presque un demi-siècle[1].

Trois principales technologies parasismiques sont des plus utilisées sur les ponts, soit :

1- L'isolation sismique de la base à savoir les systèmes à base d'élastomère et à base de glissement (voir Figure 1.17) [9].

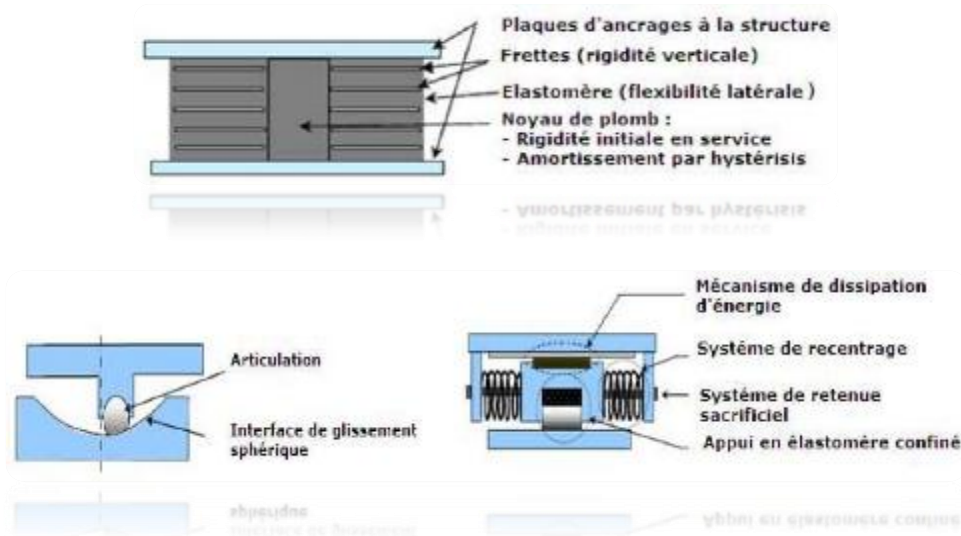


Fig.1.17 : Schémas d'isolateurs à base de glissement

2- L'usage d'amortisseurs sismiques: Il s'agit d'ajouter à la structure qui comprend des appuis conventionnels (avec appuis fixes) un système de mécanisme de dissipation d'énergie afin d'absorber une partie importante de l'énergie sismique induite par le séisme et ainsi réduire l'étendue et la sévérité des dommages inélastiques dans celle-ci[9]. On distingue trois familles principales d'amortisseurs à savoir les amortisseurs hydrauliques ayant un amortissement visqueux, les amortisseurs à base de friction et les amortisseurs à base de comportement hystérétique dont l'amortissement est généralement de nature élasto-plastique [10].

3- L'usage de transmetteurs de chocs sismiques (TCS) : Même s'ils s'apparentent à la famille des amortisseurs hydrauliques visqueux, ils présentent un comportement fondamentalement différent et doivent être considérés comme une catégorie à part. L'idée derrière l'utilisation des TCS consiste à augmenter la résistance de la structure aux forces sismiques en faisant participer les unités de fondation comportant des appuis mobiles. Pour ce faire, le TCS est installé parallèlement aux appuis mobiles du pont. Il se comporte comme un appui mobile, en opposant une faible résistance aux mouvements lents tel que ceux induits par les variations thermiques ou le fluage mais en transmettant les forces, à la manière d'un appui fixe, lorsqu'il est sollicité par un mouvement rapide tel que celui engendré par un séisme [10].

1.10. Conclusion :

Les dommages subis par les ponts lors de grands séismes ont aidé les ingénieurs à mieux comprendre leur comportement sismique et à identifier les différentes pathologies et leurs causes.

On peut classer ces dommages en trois grandes catégories suivantes :

- La perte d'appuis,
- La fragilité,
- La liquéfaction et tassement des sols.

Pour y remédier, de nouvelles méthodes de conception et des règles de calcul et de détails plus élaborées ont été introduites dans les codes parasismiques afin d'assurer une protection parasismique efficace de ces structures.

5.1. Introduction :

La réponse d'un ouvrage à un mouvement sismique est gouvernée par la nature de ce mouvement, d'autre part, et par les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure et du massif de sol, d'autre part.

Lorsque la structure est soumise à un mouvement sismique du sol, elle se déforme et la réaction qu'elle transmet au sol modifie localement ce mouvement (qui diffère donc du mouvement sismique à la surface du sol en champ libre, en l'absence de toute construction)

Du fait de l'interaction dynamiques «*sol – structure* » la réponse sismique d'un ouvrage fondé sur appuis flexibles (terrain déformable) diffère sous plusieurs aspect de celle de la même structure fondé sur un terrain rigide (base indéformable) soumise a une sollicitation identique en champ libre

5.2. Objectifs

L'objectif phare de cette étude est de voir l'influence de l'interaction sol-structure (ISS), un des phénomènes les plus importants dans le domaine du génie parasismique pouvant influencer le comportement dynamique linéaire des ouvrages d'art avec une approche de modélisation du sol environnant (des conditions aux limites rigides ou flexibles appliquées à leurs fondations).et ce, en étudiant numériquement le cas du viaduc O.A de Khemis meliana Ain defla.

5.3. Interaction sol-structure:

Pour la plus part des études sismiques, on considère la structure ancrée à sa base dans un milieu infiniment rigide.

Ne pas tenir compte de la souplesse du sol et les éléments de fondation, et sa capacité à dissiper une partie de l'énergie sismique peut conduire à des résultats sensiblement différents.

Les raisons pour les quelles l'interaction sol structure n'est pas plus souvent prise en considération dans les études sont essentiellement liées à la méthode et l'outil, ainsi que le manque de données de sol.

La méthodologie employée ici est fondée sur une sous-structuration dynamique dans laquelle la structure est modélisée par un modèle aux éléments finis et le comportement du sol est représenté des raideurs calculé par la méthode « Half-Space Method »

Lors de l'analyse de la réponse sismique des structures, il est courant dans la pratique d'assumer la base de la structure pour être fixé, ce qui est une hypothèse brute puisque dans la plupart des situations, le sol de fondation est flexible. Cette hypothèse n'est réaliste que lorsque la structure est fondée sur le roc solide ou lorsque la rigidité relative du sol de fondation par rapport à la superstructure est élevé.

5.4. Modélisation de l'interaction sol-structure :

Différentes méthode existent pour prendre en compte l'ISS. Elles sont décrites et détaillées dans (Pecker, 1984) [24]

5.4.1. Modèle en éléments finis (méthode directe):

Les méthodes directes consistent à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système (Sol+Fondation+Structure). La formulation en éléments finis est classique : certaines conditions doivent cependant être respectées. La transmission correcte des hautes fréquences impose une dimension maximale aux éléments, au plus égale à une fraction de la longueur d'onde correspondante. On retient généralement une valeur comprise entre 1/8 et 1/5 de la longueur d'onde. La formulation de ces frontières fait intervenir des termes dépendant de la fréquence; elles ne peuvent donc être utilisées que pour des résolutions dans le domaine fréquentiel. Il n'existe pas des frontières consistantes représentant l'effet du semi-espace sous-jacent au modèle; aussi, la frontière inférieure du modèle est-elle supposée rigide. En la choisissant suffisamment profonde, les phénomènes de réflexions sur cette frontière deviennent négligeables. Les dimensions du modèle du sol doivent être déterminées en fonction du rapport entre le module de déformation du sol et le module de déformation du béton. Pour un rapport supérieur ou égal à l'unité comme dans notre cas, un maillage étendu sur la hauteur du

pont dans toutes les directions peut être suffisant. Le sol est modélisé en éléments solides à 08 nœuds et son comportement est supposé élastique linéaire.

5.4.2. Modèle en ressorts (méthode de sous structures) :

Il vise à décomposer le problème en la somme de sous problèmes plus simples à résoudre. Dans le cas des fondations rigides, cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de (Kausel et al, 1978) [25]. Dans cette approche où les coefficients d'impédance sont pris indépendants de la fréquence, le sol de fondation est simplement modélisé à l'aide de ressorts et d'amortisseurs.

- En phase de l'avant projet sommaire, on pourra se contenter de réaliser des modèles par le SAP 2000.
- Dans ce cas le sol peut être représenté par six ressorts de sol amortis (un pour chaque degré de liberté de l'espace) à la base de l'ouvrage

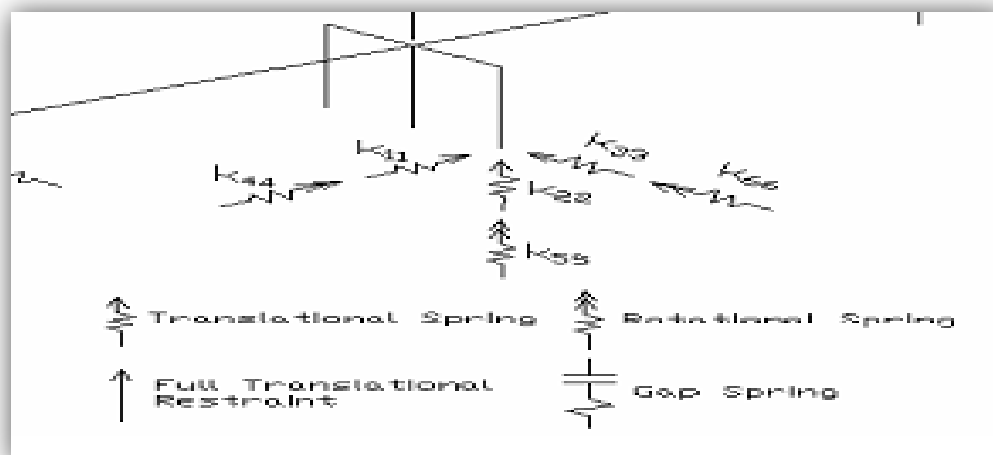


Fig.5.1 : Modèle en ressorts

5.5. Calcul des raideurs :

5.5.1. Détermination des raideurs du sol :

Approche élastique de demi-espace On peut déterminer les six ressorts qui représentent le support des fondations par la méthode de demi-espace.

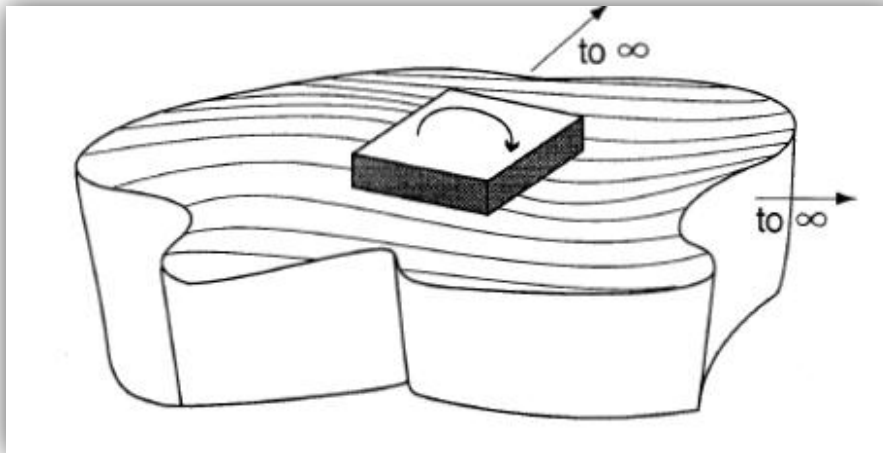


Fig.5.2 : La méthode de demi-espace [22].

Les deux conditions de l'application de cette méthode :

- 1- Fondation rigide sur un sol élastique (demi-espace)
- 2- Doit employer la théorie des méthodes d'élasticité pour déterminer K_s (K_s coefficient de réaction du sol)

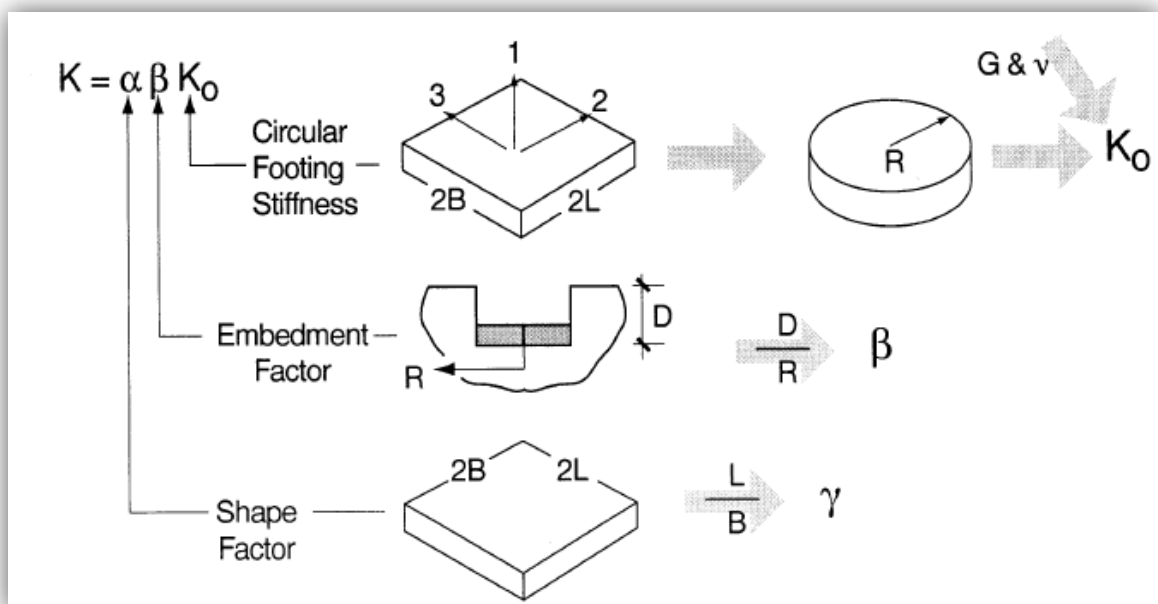


Fig.5.3 : La méthode de demi-espace pour les semelles isolées [22] .

Pour calculer les raideurs d'une forme carré ou rectangulaire on va calculer les raideurs d'une fondation de forme circulaire :

Degré de liberté	Rayon équivalent	Raideur K_0
Translation verticale(Kv)	$R_0 = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$	$4GR/1-\nu$
Translations latérales (suivant les deux directions) KTR1et KTR2	$R_0 = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$	$8GR/2-\nu$
Torsion rotation ROT R1	$R_1 = \left[\sqrt{\frac{4BL(4B^2 + 4L^2)}{6\pi}} \right]^{1/2}$	$16GR^3/3$
Rotation autour de l'axe 1	$R_2 = \left[\frac{(2B)^3(2L)}{3\pi} \right]^{1/4}$	$8GR^3/3(1-\nu)$
Rotation autour de l'axe 2	$R_3 = \left[\frac{(2B)(2L)^3}{3\pi} \right]^{1/4}$	$8GR^3/3(1-\nu)$

Tableau 5.1 : Calcul des raideurs [22].

5.5.2. Influence du type de fondation:

- On suppose qu'on a un sol très meuble avec un module d'élasticité du sol (E) 5MPA et on va déterminer les six ressorts qui représentent le support des Fondations (Model en ressort) et on compare avec le model rigide (Model Rigide)

Six degrés de liberté	Kv	KTR1	KTR2	ROT R1	ROT R2	ROT R3
Valeur de K (KN.m)	141683,4	154979,04	162169,57	3272195,72	1594733,77	2890546,63

Tableau 5.2: Les raideurs pour E=5 MPA

5.5.3. Modélisation de l'élément :

Partir du module "Fondation spring", la liaison sol/structure est modélisée par la valeur de ses différentes raideurs

	Fondation rigide	Fondation flexible
MODE	Model Encastéré	Model en ressort
1	1,408284	1,755649
2	1,402797	1,553161
3	1,379058	1,544184
4	1,377607	1,452093
5	1,356649	1,403346
6	1,35354	1,374247
7	1,154111	1,19866
8	1,153622	1,176742
9	1,143012	1,17669
10	1,141296	1,158901
11	0,36986	0,574007
12	0,306105	0,552805
13	0,29018	0,492998
14	0,227554	0,363557
15	0,177196	0,320442
16	0,170996	0,31461
17	0,168165	0,275111
18	0,138067	0,273271
19	0,13554	0,270309
20	0,134756	0,258431
21	0,084153	0,243763
22	0,132209	0,164938
23	0,043583	0,182648

Tableau 5.3 : Les périodes pour les deux modèles de fondation

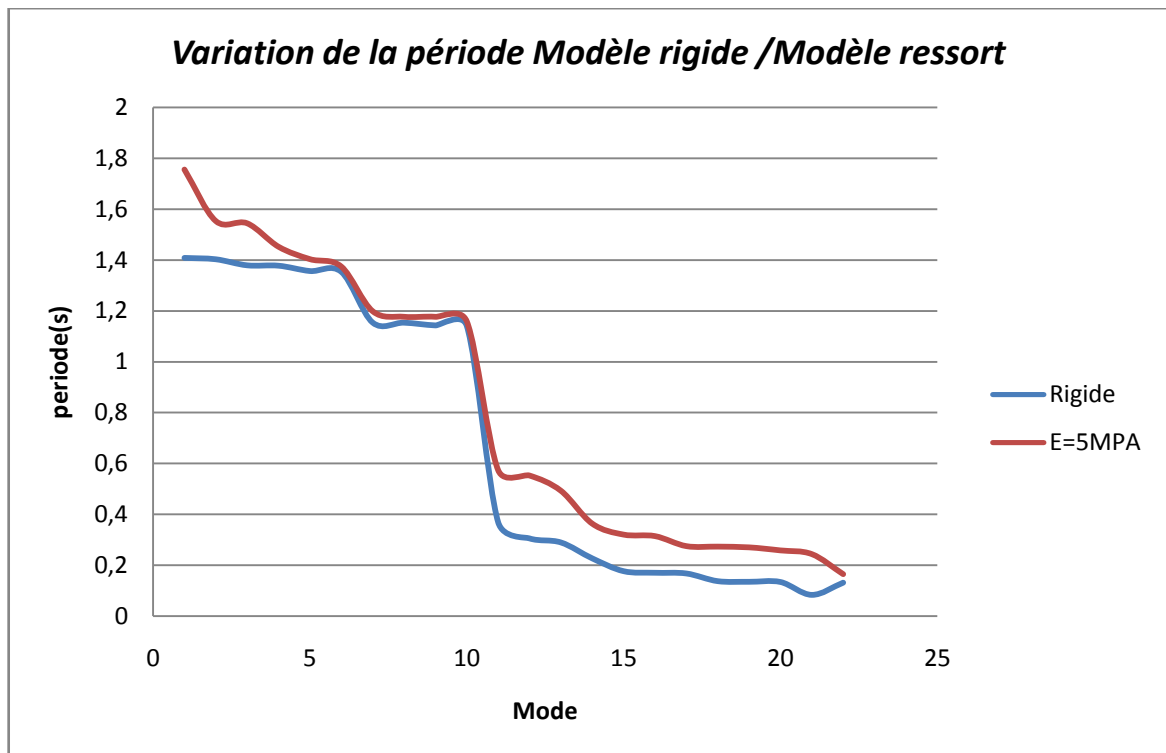


Fig.5.4: Variation de la période Modèle rigide, modèle ressort

Au vue de ces résultats, il se voit claire à travers l’augmentation des périodes du modèle ressort par rapport au modèle d’encastrement (**T rigide=1,408s ressort = 1,755s**), qu’il s’agit là d’une mutuelle influence entre le Pont et le sol sur lequel il est fondé ,nous avons observes que si les fondations de pont sont fondé sur un sol flexible ou meuble la période de la structure augmente et l’inverse pour des fondation des ponts fondé sur un sol rigide.

5.5.4. Influence de la rigidité du sol:

Afin de voir l’influence de la rigidité du sol, plusieurs analyses sont programmées en faisant varier le module d’élasticité du sol de 200MPa (sol très ferme) à 100, 50, 20, 10 et 5MPa (Sol très meuble)

	E=5MPa	E=10MPa	E=20MPa	E=50MPa	E=100MPa	E=200MPa
Translation verticale	43593,17	82176,41	163474,38	381454,39	1089857,53	2179743,4
Translation latérale 1	47683,95	89887,84	178814,81	417250,06	1192129,74	2384290,4
Translation latérale 2	49896,33	94058,35	187111,25	436609,14	1247440,8	2494914,0
Torsion rotation	1006789,1	1897873,52	3775459,42	8809732,54	25170383,9	50341422,3
Rotation autour de l’axe 1	490667,69	924945,59	1840003,83	4293501,74	12267011,1	24534341,2
Rotation autour de l’axe 2	889363,39	1676517,04	3335112,7	7782218,69	22234662,8	44469903,7

Tableau 5.4 : Rigidités en variant le module d’élasticité E(MPa)

MODE	FONDATION RIGIDE	FONDATION FLEXIBLE					
		MODELE EN RESSORTS					
		MODULE D'ELASTICITE DU SOL ES EN MPA					
		5	10	20	50	100	200
1	1,408	1,755	1,608	1,513	1,452	1,420	1,412
2	1,402	1,553	1,491	1,455	1,430	1,416	1,411
3	1,379	1,544	1,482	1,434	1,403	1,386	1,382
4	1,377	1,452	1,423	1,403	1,390	1,383	1,381
5	1,356	1,403	1,384	1,371	1,363	1,359	1,357
6	1,353	1,374	1,365	1,360	1,356	1,354	1,354
7	1,154	1,198	1,185	1,173	1,163	1,157	1,155
8	1,153	1,176	1,168	1,162	1,158	1,155	1,154
9	1,143	1,176	1,164	1,155	1,149	1,145	1,144
10	1,141	1,158	1,151	1,147	1,144	1,142	1,141
11	0,369	0,574	0,436	0,394	0,379	0,372	0,371
12	0,306	0,552	0,435	0,356	0,313	0,309	0,308
13	0,290	0,492	0,427	0,334	0,312	0,297	0,293
14	0,227	0,363	0,317	0,315	0,268	0,239	0,232
15	0,177	0,320	0,300	0,247	0,206	0,185	0,181
16	0,170	0,314	0,285	0,240	0,202	0,182	0,176
17	0,168	0,275	0,234	0,200	0,173	0,169	0,169
18	0,138	0,273	0,234	0,198	0,165	0,148	0,143
19	0,135	0,270	0,231	0,197	0,164	0,145	0,140
20	0,134	0,258	0,231	0,195	0,164	0,145	0,140
21	0,084	0,243	0,211	0,182	0,130	0,120	0,117
22	0,132	0,164	0,133	0,110	0,137	0,142	0,137

Tableau 5.5 : Les périodes pour différentes valeurs de la rigidité du sol

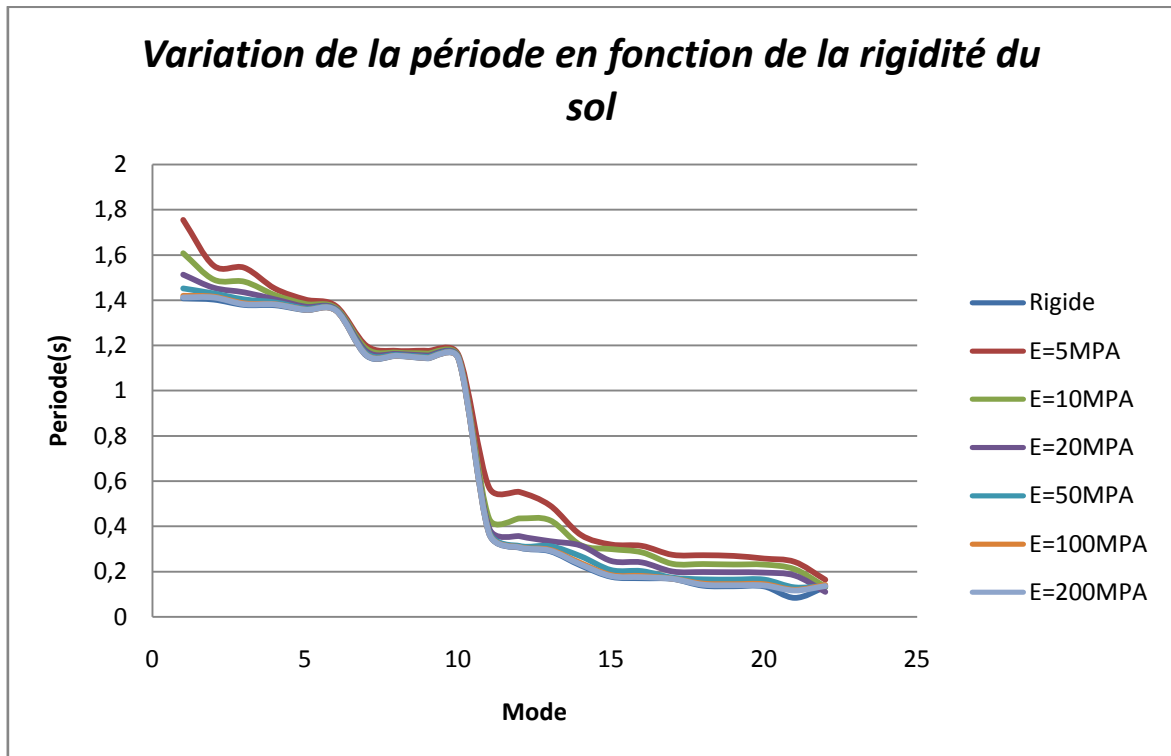


Fig.5.5 : Variation de la période en fonction de la rigidité du sol : modèle ressort

A travers ces résultats on constate à ce stade d'analyse que pour des rigidités élevées i.e: $E > 50\text{MPa}$ la période augmente de 5,8 % pour le modèle en ressort, dans ce cas l'Interaction Sol-Structure est négligeable et le calcul avec l'hypothèse de l'encastrement à la base peut être retenu. Pour les valeurs de $E < 50\text{MPa}$ la période fondamentale augmente de 42 % pour le modèle en ressort par rapport à celle obtenue avec l'hypothèse d'un encastrement à la base, et dans ces cas l'Interaction Sol Structure est très significative et doit être prise en considération.

5.6. Conclusion :

Le présent travail a mis la lumière sur :

L'effective Interactivité existant entre la structure et le sol d'assise communément appelée Interaction Sol-Structure et ce, à travers la sensible augmentation des périodes dans le modèle flexible comparativement au modèle rigide.

La considérable influence de la rigidité du sol d'assise qui peut avoir un impact avéré sur l'Interaction Sol-Structure particulièrement pour des modules d'élasticité inférieurs à 50 MPA où l'influence commence à prendre des proportions très significantes donc à ne pas négliger.

3.1. Introduction :

Il est possible de réaliser des tabliers à l'aide des poutres en précontrainte par pré-tension ou bien par post tension solidarisée par une dalle de couverture colée on place des coffrages perdus non participant.

3.2. Largeur des voies :

La largeur roulable de la voie est de 3.5m, pour trois voies, on aura une largeur roulable de 10.5m, plus une bande d'arrêt d'urgence de 1,5m de largeur d'une coté et 1,5 m de l'autre coté.

Pour les trottoirs, on prendra deux trottoirs de 1,5 m de largeur, d'où la largeur du tablier totale est de :

$$l_t = (3 \times 3.5) + 2 \times (1.5) + 2 \times (1.5) = 16.5 \text{ m.}$$

3.3. Longueur des travées :

Le tablier est composé de 5 travées de longueur différentes comme c'est illustré dans le tableau suivant :

Travée	1	2	3	4	5
Longueur(m)	32	45	45	45	32

Tableau 3.1 : les différentes longueurs des travées

3.4. Prédimensionnement des poutres du tablier:

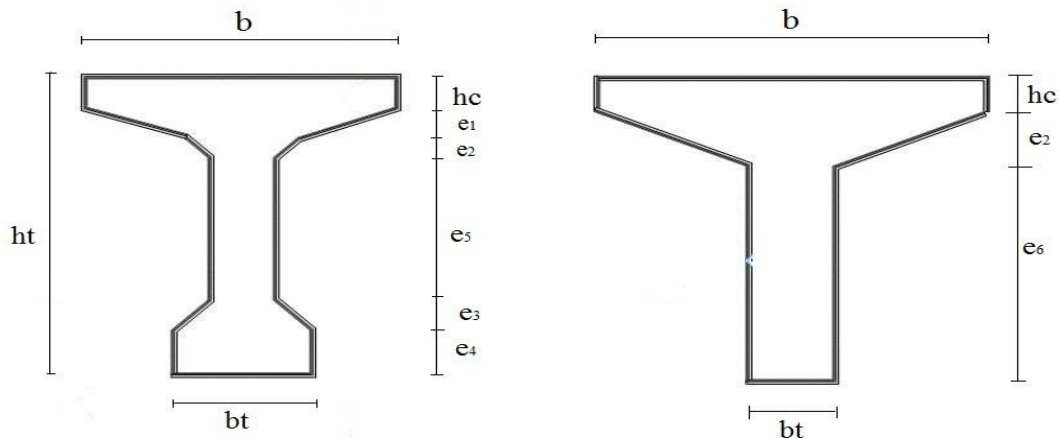


Fig.3.1 : les coupes transversal de la poutre T et I

3.4.1. Nombre de poutres et leurs espacements :

Le nombre de poutres dépend essentiellement du largeur du tablier et de la position des poutres de rive. On peut noter que lorsque l'espacement des poutres croit, l'épaisseur de la dalle croit aussi en entrainant une augmentation du poids total de l'ouvrage. L'épaisseur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$E = Lt / (N-1) \dots (3.1)$$

Avec :

Lt : largeur de tablier

N : nombre des de poutres

De plus on doit respecter la relation suivante :

$$1.5 \leq E \leq 2.5$$

Donc en adopte 6 poutres avec un espacement de 1,95 m pour chaque tablier.

3.4.2. Hauteur des poutres (ht) :

D'après le guide S.E.T.R.A, h est définit :

$$h \in [\frac{1}{22}; \frac{1}{15}]$$

l : la portée réel de la poutre, l = 45.0 m

$$\text{donc } \begin{cases} \frac{1}{22} \leq ht \leq \frac{1}{15} \\ 2,0\text{m} \leq ht \leq 3,0\text{m} \end{cases}$$

On prend la hauteur de la poutre $h_t = 2\text{m}$

3.4.3. Largeur de la table de compression (b) :

$$0,6H \leq b \leq 0,8H$$

On adopte $b = 1,8\text{m}$

3.4.4. Epaisseur de la table de compression :

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être donnée d'environ 10 cm. Dans notre cas, on prend $h_c = 10\text{ cm}$.

3.4.5. Epaisseur de l'hourdis :

$h_0 \geq 0,15\text{ m}$. Justification au poinçonnement par charge concentrée.

On prend une épaisseur $h_0 = 20\text{ cm}$

3.4.6. Section des poutres:

La poutre est constituée de deux éléments minces, la table de compression et l'âme, surmontant un talon.

La section de la poutre est :

- En T aux abouts, pour reprendre les efforts tranchants.
- En I au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

- **L'épaisseur de l'âme :**

En zone médiane où l'effort tranchant est faible, l'âme doit être la plus mince possible d'où l'intérêt d'alléger le poids de la poutre.

Pour un coffrage métallique l'épaisseur minimal de l'âme est donnée par :

$$20\text{cm} \leq b_0 \leq 22\text{cm}$$

On adopte une épaisseur de l'âme = 20cm.

- **Largueur du talon :**

Le talon des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, doit permettre de loger les câbles de précontrainte ;

D'après le guide S.E.T.R.A, la largeur du talon est donnée par la formule :

$$btT \geq \frac{1}{k} \times \left(\frac{L}{h}\right)^2 \dots\dots\dots (3.2)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} l : \text{largeur du tablier} = 16,5\text{m.} \\ L : \text{la longueur de la poutre} = 45,0\text{m.} \\ k : \text{coefficient sans dimensions} : 950 \leq k \leq 1200 \end{array} \right.$

On prend $k=1200$.

$$btT \geq \frac{16,5}{1200} \times \left(\frac{45,0}{2}\right)^2$$

On prend : $bt=0,8\text{m}$.

- **Épaisseur du talon:**

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur du talon est comprise entre 0.1m et 0.2m.

On prend dans notre cas $e_4 = 0.20\text{m}$.

3.5. Membrure Supérieure De La Poutre:

- **Gousset :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de placer les armateurs d'acier et les câbles de précontrainte ($45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$).

- **Goussets de la table de compression:**

D'après le guide S.E.T.R.A, La face inférieure de la membrure présente une pente variant de 1/10 à 1/15.

Dans notre cas, on prend $e_1=5\text{cm}$.

- **Épaisseur (e2):**

$$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \Rightarrow e_2 = 15\text{cm.}$$

- Gousset du talon:

D'après le guide S.E.T.R.A, on prend : $\alpha=45^\circ \Rightarrow e_3=40\text{cm}$.

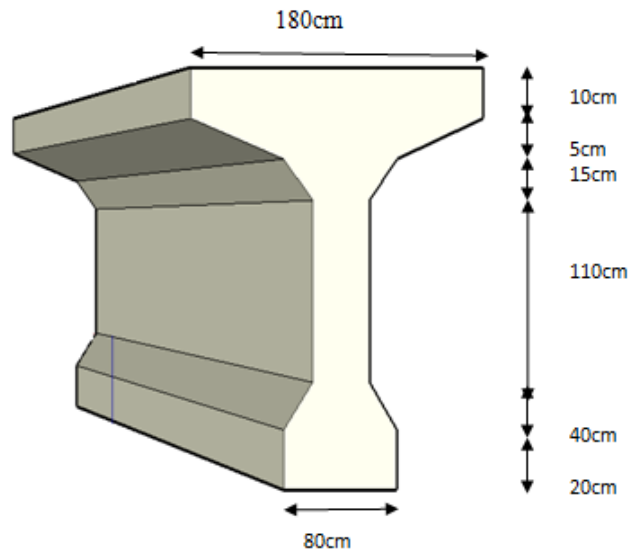


Fig. 3.2 : Dessin de la section médiane à vide

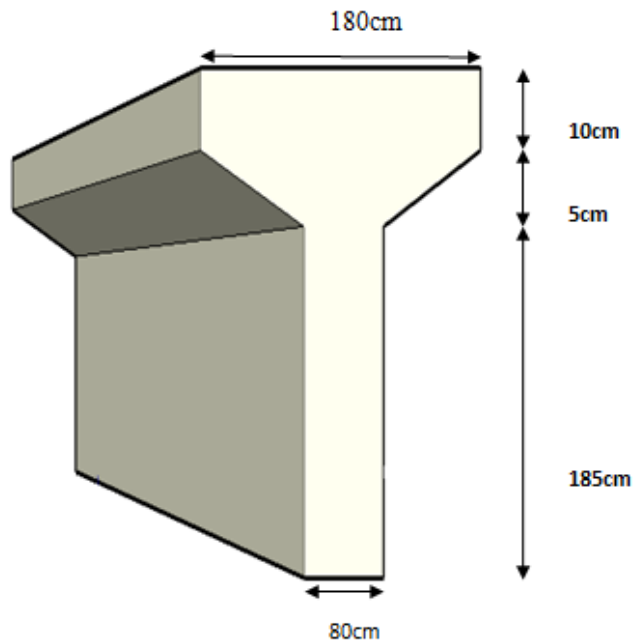


Fig. 3.3 : Dessin de la section d'about à vide

3.6. CHARGES ET SURCHARGES :

3.6.1. Introduction :

Les redimensionnements calculés dans les sections précédentes doivent être vérifiés. De sorte que le pont soit capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturels et fonctionnelle qui lui seront appliquées. En effet on présente par la suite la démarche de calcul des charges et surcharges.

D'après le fascicule 61 titre II, Les actions et les sollicitations correspondantes sont multipliées par divers coefficients fixés par les circulaires particulières. D'autres charges sont prise en compte telle que :

- ✓ Charge permanent.
- ✓ Système A
- ✓ Système B
- ✓ Système militaire
- ✓ Charges appliquées en cours d'exécution.
- ✓ Action sismiques
- ✓ Effort de freinage

3.6.2. Les charges permanentes :

Les éléments	Les données	Les formules	Les résultats	commentaire
Poutre	$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$ $S_1 = 0,890 \text{ m}^2$ $S_2 = 1,700 \text{ m}^2$ $L_1 = 36,32 \text{ m}$ $L_2 = 8,68 \text{ m}$ $L=45 \text{ m}$ $N=6 \text{ poutre}$	$g_1 = \gamma_b * N(S_1 L_1 + S_2 L_2) / L$	$g_1 = 15,69 \text{ t/ml}$ $g'_1 = 702,9 \text{ t}$	γ_b : masse volumique du béton S_i : surface de la $i^{\text{ème}}$ partie de la poutre L_i : longueur de la $i^{\text{ème}}$ partie de la poutre g_i : poids propres des poutres
Revêtement de la chaussée	$e_r = 0,070 \text{ m}$ $l_r = 13,5 \text{ m}$ $\gamma_r = 2,2 \text{ t/m}^3$	$g_2 = e_r * l_r * \gamma_r$	$g_2 = 2,244 \text{ t/ml}$ $g'_2 = 100,98 \text{ t}$	e_r : épaisseur du revêtement l_r : largeur roulable γ_r : masse volumique du revêtement
Trottoirs et Corniches			$g_3 = 1,12 \text{ t/ml}$ $g'_3 = 50,4 \text{ t}$	D'après le cahier CPC
Garde-corps et glissière			$g_4 = 0,2 \text{ t/ml}$ $g'_4 = 9 \text{ t}$	D'après le cahier CPC
Dalle	$e_D = 0,25 \text{ m}$ $L_D = 16,50 \text{ m}$ $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$	$g_5 = e_D * l_D * \gamma_b$	$g_5 = 10,31 \text{ t/ml}$ $g'_5 = 463,95 \text{ t}$	e_D : épaisseur de la dalle
Charge totale		$G = \sum g'_i$	$G = 1327,23 \text{ t}$ /travée	

Tableau 3.2 : Les différentes charges permanentes

3.6.3. Etude des surcharges :

- **Caractéristiques du pont :**
 - Largeur chargeable : $LC = LR = 13,5 \text{ m}$
 - Nombre des voies : 3 voies
- **Classes de ponts routiers :**

D'après le fascicule RCPR, On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable les suivantes :

La classe	La largeur roulable
1	$L r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L r < 7 \text{ m}$
3	$L r < 5,50 \text{ m}$

Tableau 3.3 : Classes des ponts

On a : $L r > 7 \text{ m}$ donc notre pont est classé dans la 1ere classe

3.6.3.1. Système de charge A (L) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires ≤ 200 doivent rester à une charge A(l) Uniforme exprimée en (Kg / m^2) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

$$A(L) = a1 \times a2 \times A(L) \dots \dots \dots (3.3)$$

Avec:

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12) \quad (\text{Kg} / \text{m}^2)$$

$$\text{Avec : } L = 45 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A(L) = 861,57 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{0,861 \text{ t /m}^2}$$

A (L) est multipliée par le coefficient a1 en fonction de la classe du pont pour le nombre de Voies chargées.

○ **Le coefficient a1 :**

Donné par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 ^{eme}	1	0,8	/	/	/
	3 ^{eme}	0,9	0,8	/	/	/

Tableau 3.4 : Le coefficient a1

La charge A(l) est multipliée ensuite par un coefficient a₀

○ **Le coefficient a₂ :**

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

$$V = \frac{\text{largeur rourable}}{\text{nombre de voies}} = \frac{13,5}{3} = 4,5$$

V₀ ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Classe de pont	V ₀ (m)
Première classe	3,5
Deuxième classe	3,0
Troisième classe	2,75

Tableau 3.5 : valeurs de v₀

Avec : V₀ = 3,5 m (pont de 1ère classe)

Donc : **a₂ = 0,777**

$$\delta A(l) = A(l) \times a_1 \times a_2$$

$$\delta A(l) = 0,681 \times 0,9 \times 0,777 = \mathbf{0,602 \text{ t/m}^2}$$

$$\delta A(l) = 8,12 \text{ t/ml}$$

3.6.3.2. Système «Bc» :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files que de voie de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable.

- Dans le sens transversal :

Nombre maximal de files que l'on peut disposer égal au nombre de voie de circulation, il ne faut pas en mètre plus.

- Dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

La valeur des charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc, donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	>5
Classe du pont	1 ^{er}	1.2	1.1	0.95	0.80	0.70
	2 ^{eme}	1	1	/	/	/
	3 ^{eme}	1	0.8	/	/	/

Tableau 3.6 : Le coefficient bc

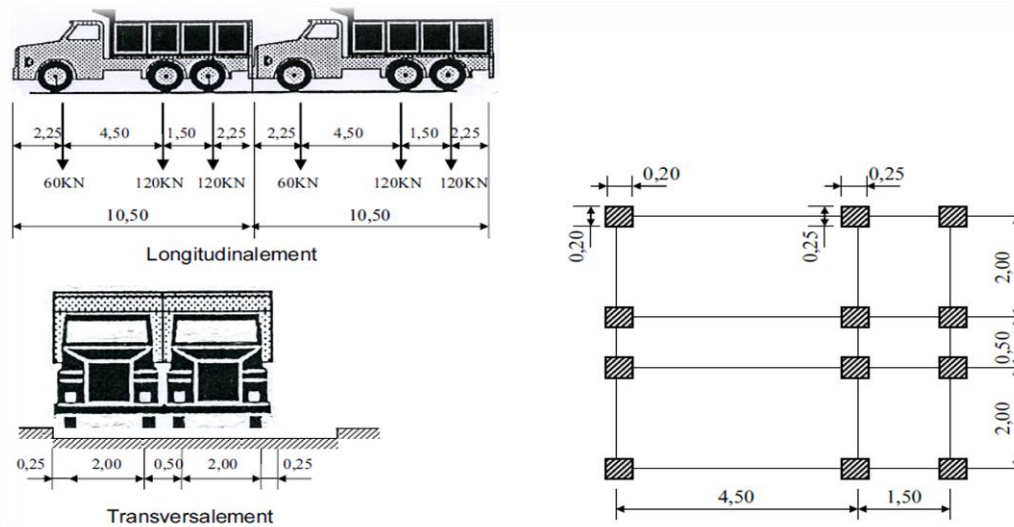


Fig. 3.4 : système Bc

$Bc = 6 \times 30t = 180 t$

○ Coefficient bc :

$bc = 0.95$ (article 5.22 fascicule 61 titre II)

$G = 1327,23$ / travée

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \dots \dots (3.4)$$

L : la longueur de l'élément, $L=45m$.

S : la surcharge maximale,

$$S = Bc \times bc = 180 \times 0.95$$

$$S = 171 \text{ t}$$

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2(45)} + \frac{0,6}{1+4*\frac{1327,23}{171}} = 1,059$$

$$Bc = 171 \times 1,059 = \mathbf{181 \text{ t}}$$

3.6.3.3. Surcharge Bt :

Il se compose de deux essieux tandems, deux tandems au plus sont disposés sur la chaussée pour les ponts routes supportant au moins 2 voies de circulation les valeurs des charges du système Bt sont multipliées par B_t et par le coefficient bt qui est fonction de la classe.

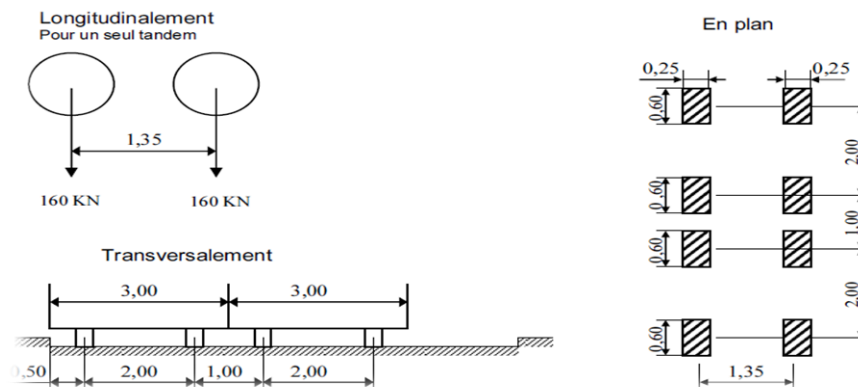


Fig. 3.5 : système Bt

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m

- o Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m

Les valeurs de coefficient b t sont données par le tableau suivant :

Classe du pont	1	2
Coefficient b t	1	0.9

Tableau 3.7 : Coefficient (b t)

$$B_t = 32 \times 2 = 64 \text{ t}$$

$$b_t = 1 \rightarrow S = B_t \times b_t$$

$$S = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$$

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2(45)} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{1327,23}{64}} = 1.065, \quad B_t = 64 \times 1.047 = 67t$$

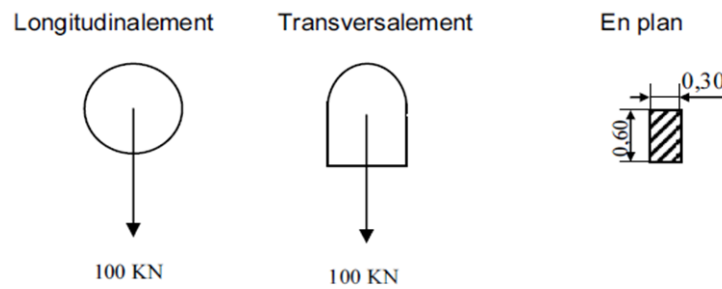


Fig. 3.6 : disposition du système « Br »

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(45)} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1327,23}{10}}$$

$$\delta_{br} = 1,041$$

$$B_r = 10 \times 1,0513 = 10.41 \text{ t}$$

3.6.3.4. Surcharges militaires :

On distingue le convoi M_{C120} qui comporte deux chenilles, et le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément charge, sa masse total est de 110 t Dans le sens transversal un seul longitudinal, le nombre des véhicules du convoi est limite à un seul engin M_{C120} par travée.

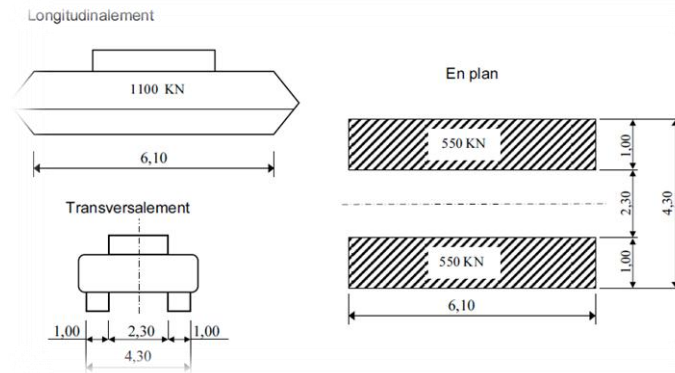


Fig. 3.7 : disposition du système « Mc120 »

Masse totale de chenille 110 t/ml.

$$\delta_{mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(45)} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{1327,23}{110}} = 1,052$$

$$Mc = 110 \times \delta_{mc} = 110 \times 1.052 \implies Mc = \mathbf{115,76 \text{ t}}$$

3.6.4. Charge exceptionnelles (convoi type D₂₄₀) :

Les rectangles d'impact des essieux sont disposés normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, et peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable, sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de retenue.

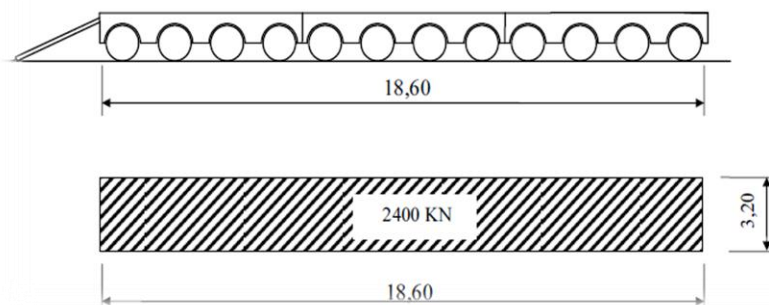


Fig. 3.8 : disposition du système « D₂₄₀ »

Le convoi type « D₂₄₀ » comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé uniformément répartie sur un rectangle de (3.2m×18.6m).

$$D_{240} = 240 / 18.6$$

$$D_{240} = 12.9 \text{ t /ml}$$

3.6.5. Force de freinage :

Les efforts de freinage sont considérés pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis.

○ Effort de freinage dus à A(l) :

L'effort de freinage correspondant à la charge A(l) est donné par la fraction suivante :

$$HF_{A(l)} = \frac{\delta A(l) \times L}{20 + 0.0035 \times S} \dots\dots (3.5)$$

Avec :

S : surface surchargée = $45 \times 3 \times 3,5 \Leftrightarrow S = 472,5 \text{ m}^2$

$HF_{A(l)} = 22.11 \text{ t}$

○ Effort de freinage dus à B_C:

Lorsque le pont est composé de plusieurs tabliers, un seul camion peut freiner

$$HF_{BC} = 30 \text{ t}$$

3.7. Les pile :

On a calculé l'effort normal pour une seule pile qui est égale à $N = 5012,5 \text{ kn/m}$, On adopte une section de 1,2 m et d'après le SOCOTEC la section est vérifiée.

Les piles sont en béton armé. Chaque pile est formée par 4 poteaux cylindriques de 1,2 m de diamètre.

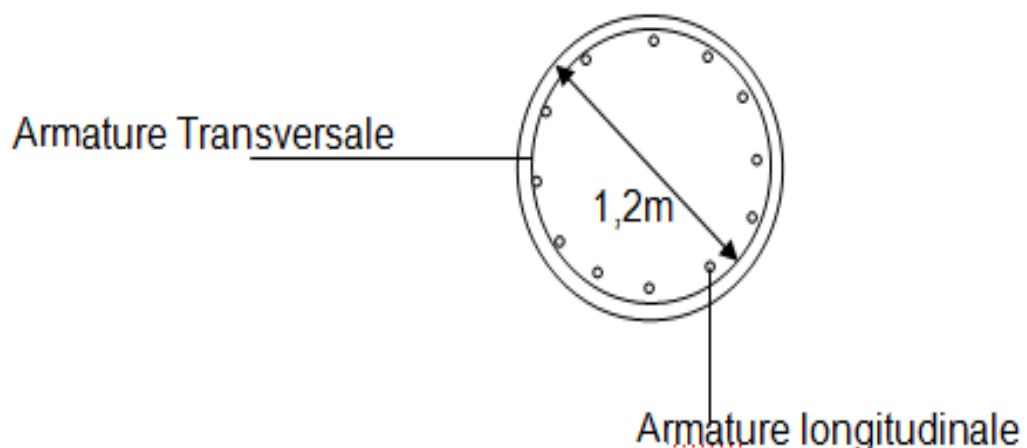


Fig.3.9 : Pile

La répartition des sections sur l'ouvrage est détaillée dans le tableau ci-dessous :

Pile n	Hauteur	Géométrie	Forme
Pile 1 gauche	8,79m	1,2m	Circulaire Pleine
Pile 2	8,79m	1,2m	Circulaire Pleine
Pile3	8,79m	1,2m	Circulaire Pleine
Pile 4 droites	3,67m	1,2m	Circulaire Pleine

Tableau.3.8 : sections des piles

3.8. Chevêtre:

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert de la descente de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier. Cette dernière est modélisé come une console encastré sur la pile et libre de l'autre coté ; leur dimensions est de **1,8m** de largeur et de **1,6m** d'hauteur.

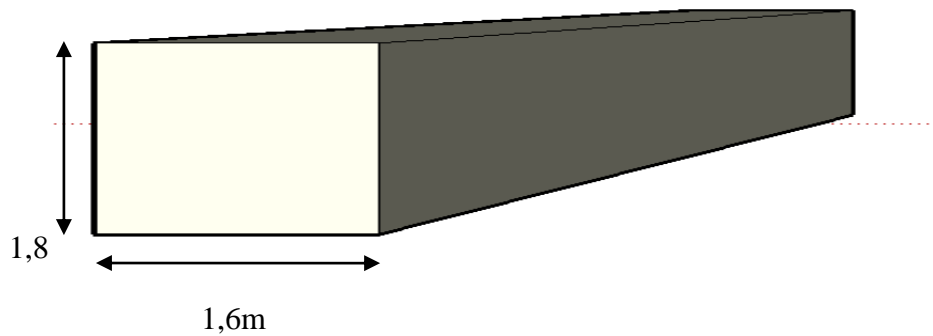


Fig.3.10 : Chevêtre

3.9. DES APPAREILS D'APPUIS :

3.9.1. Introduction

Les ponts ne sont pas des structures statiques. Ils sont en continuel mouvement (allongements, contractions, rotations, mouvements induits par le sol, etc.) .Pour permettre ces mouvements, on les équipe habituellement de dispositifs appelés appareils d'appui qui sont mis en place entre la structure et les appuis.

L'appareil d'appui est l'élément clé qui permet la liberté de mouvement entre une structure et son assise, tout en assurant la transmission des efforts verticaux et les rotations causés par l'effet des charges d'exploitation, des variations de température, du vent ou des séismes.

Le choix du type d'isolateur dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, type d'ouvrage, et dispositions constructives.

Pour avoir quelques ordres de grandeur à l'esprit, voici des exemples basiques de conception parasismique avec isolateurs :

- Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN, l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement. Cette valeur correspond à des dimensions en plan de l'ordre de 700 x 700 mm.

- Au-delà de 20 MN, les appareils d'appui à pont sont préférables car ils limitent l'encombrement du dispositif. Entre ces deux valeurs il est possible de conserver des appareils élastomère, soit en augmentant les dimensions jusqu'à 900 x 900 mm pour les grands ouvrages, soit en accolant deux appareils d'appui plus petits.

- En cas de rotations importantes sur appui, l'appareil d'appui élastomère peut convenir, mais il faut souvent augmenter exagérément son épaisseur, ce qui pose d'autres problèmes.

Notre choix c'est porté sur les appareils d'appui en élastomère fretté. Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère, et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et le Néoprène étant obtenue par cette adhérisation au moment de la vulcanisation.

3.9.2. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

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

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

- Facilité de mise en œuvre ;

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

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

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

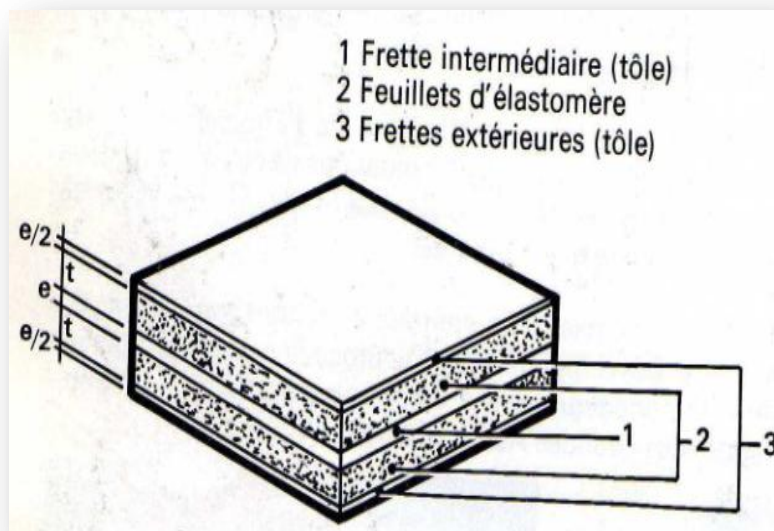


Fig.3.11 : les fretttes de l'appareil d'appuis

Les appareils d'appuis sont fabriqués aux dimensions définies dans chaque projet particulier et doivent être conformes aux spécifications de la norme

La désignation de l'appareil d'appui est :

$$\mathbf{a.b.n. (t+e)..... (3.6)}$$

Avec

a : Le petit côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : Le grand côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

n : Nombre de feuillets d'élastomère.

t : Epaisseur d'un feuillet.

e : épaisseur d'un frette intermédiaire.

3.9.3. JOINTS DE CHAUSSEE :

- **INTRODUCTION:**



Fig.3.12 : joint de chaussée

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans le plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules ;
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- **Confort et esthétique:**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.

Absence de bruits de vibrations.

- **Résistance:**

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

- **Etanche:**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

- **Fiable:**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

Le joint utilise dans notre cas est un joint lourd de type H 25, il comprend :

Une succession de couples d'éléments métalliques comportant chacun une platine et une remontée matérialisant l'arête de la zone a équipée, suivant un trace en plan en forme de w.les deux éléments sont disposes face a face avec un décalage d'une demi-dent afin de constituer un joint « a peigne ».leur longueur maximale est de 1m.

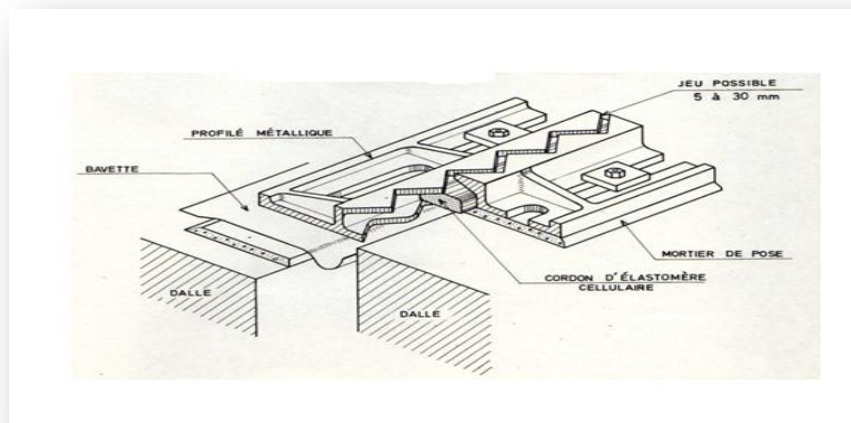


Fig.3.13 : schéma de joint de chaussée.

3.9.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement de l'appareil d'appui se fait selon le bulletin technique n° 4 du SETRA.

3.9.4.1. Dimensions en plan :

$$a \times b > \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}} \dots\dots (3.7)$$

Avec

N : réaction verticale maximale sur l'appui = 5012,5 KN

σ_{Moy} : Contrainte moyenne de compression = 150 bars

$$a \times b > \frac{5012,5}{150}$$

$$a \times b = 3341,6 \text{ cm}^2$$

On choisit: a=60 cm; b=60 cm.

$$a \times b = 3600 \text{ cm}^2 > 3341,6 \text{ cm}^2.$$

3.9.4.2. Hauteur nette de l'élastomère :

Elle est fixée par la condition de non flambement et désignée par T

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \quad \Longrightarrow \quad 6 < T < 12$$

On prend T = 6 cm

$$T = n \times t \quad \text{et } t = 1,5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{T}{t} = 4 \quad (\text{nombre de feuillets}=4).$$

3.9.4.3. Epaisseur des frettes :

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule suivant :

$$e \geq \frac{\sigma_{\text{moy}} \cdot a}{\sigma_e \cdot \beta} \dots\dots (3.8)$$

Avec

σ_e : limite élastique des frettes = 2150 Kg /cm²

β : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b) \times 2t} = 10$$

$$\sigma_{Moy} = \frac{N}{a \times b} = 139,2 \text{ kg / cm}^2$$

$$e \geq \frac{139,2 \times 60}{2150 \times 10} \geq 0,38 \text{ cm}$$

On prend $e = 4 \text{ mm}$;

Donc la désignation de l'appareil d'appui est :

600 x 600 x 4 x (15+4)

3.9.5. Vérification de l'appareil d'appui :

3.9.5.1. Répartition des efforts horizontaux :

- **Efforts dus aux charges dynamiques :**

Ces efforts (Freinage, vent, séisme) agissent sur le tablier et se transmettent aux différents appuis. La répartition de ces efforts se fait suivant les rigidités des différents appuis.

- **Freinage :**

Le freinage le plus défavorable est celui de Bc : $H_F = 30 \text{ t}$.

- **Vent :**

$$H_V = f \cdot q \cdot h \cdot L \dots \dots (3.9)$$

Avec : $F = \frac{1}{2}$ en phase de chantier et $\frac{2}{3}$ pour Le reste.

q : pression de vent = 0.2 t/m².

h : la hauteur de tablier = 2,2 m.

l : longueur du tablier = 45 m.

$H_V = 9,9 \text{ t}$ en phase de chantier

$H_V = 13,2$ t pour le reste

3.9.5.2. Efforts dus à la déformation lente (retrait, fluage, température) :

- **Variation linéaire du tablier :**

Elle est due au retrait, fluage et la température.

- **Retrait :**

On suppose que lors de la pose des poutres 60% du retrait total soient déjà effectué.

$$\Delta L_R = \frac{-(100-60)}{100} \cdot L \cdot \epsilon_r \dots\dots\dots (3.10)$$

Avec

L: longueur de la travée = 45 m

$\epsilon_r : 3 \cdot 10^{-4}$

$\Delta L_R = - 5,4$ mm.

- **Fluage :**

On suppose que 40% du fluage total s'est effectuée avant la pose des poutres.

On admet que fluage total est 2,5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_F = \frac{-(100-40)}{100} \times L \times \frac{\sigma_m}{E} \times 2,5 \dots\dots\dots (3.11)$$

Avec

$\sigma_m = 65 \text{ kg/m}^2$: contrainte de compression de la fibre neutre du tablier.

$E = 3,59 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$

L: longueur de la travée = 28,1 m

$\Delta L_F = -12$ mm.

- **Températures :**

Le coefficient de dilatation thermique dans RPOA est de 0,4

Longue durée : $\Delta L_T = \pm 25 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 4,5$ mm.

Courte durée : $\Delta L_T = \pm 35 \times 10^{-5} \times L \times 0,4 = \pm 6,3$ mm.

$$\Delta L = \Delta L_R + \Delta L_T + \Delta L_F = 23,7 \text{ mm.}$$

Alors l'effort dû à la déformation lente est donné par la formule suivante :

$$H = \frac{\mu \cdot G \cdot a \cdot b}{T} \dots\dots\dots (3.12)$$

Avec

G : Module d'élasticité transversale :

- G = 0,8 MPa pour un effet lent.
- G = 1,2 MPa pour un effort instantané.

$$H = \frac{0,01493 \times 80 \times 0,6 \times 0,6}{0,06}$$

$$H = 7,166 \text{ t.}$$

3.9.5.3. Efforts Dus à des charges statiques :

- **Déplacement en tête de l'appareil d'appui :**

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$U = \frac{T \cdot H}{n \cdot G \cdot a \cdot b} \dots\dots\dots (3.13)$$

Avec

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui = (600,600)

T = 60 mm (hauteur nette de l'élastomère).

n : Nombre d'appareils d'appuis

H = 1 (charge unitaire)

G : module de déformation transversale

- G = 0,8 statique
- G = 1,2 dynamique

Piles: n=1

$$U_s = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 0,8 \times 0,36} \Rightarrow U_s = 0,0173 \text{ m.}$$

$$U_d = \frac{0,06 \times 1}{12 \times 1,2 \times 0,16} \Rightarrow U_d = 0,026 \text{ m.}$$

3.9.6. Vérification des contraintes:

3.9.6.1. Limitation des contraintes de cisaillement :

- **Résistance à la compression :**

σ_M : contrainte de compression sous N max.

$$\sigma_M = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (3.14)$$

$$N_{\max} = 5,0125 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{5,0125}{0,6 \times 0,6} = 13,92 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifié}).$$

- **Sollicitation sous charge verticale :**

τ : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\tau = \frac{1,5 \sigma_m}{B} < 2,8 \text{ MPa} \dots \dots \dots (3.15)$$

$$B = \frac{a \cdot b}{2 \cdot x \cdot (a + b)} \dots \dots \dots (3.16)$$

$$B = 8,33$$

$$\tau = 2,008 < 2,8 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifié}).$$

- **Sollicitation due à un déplacement ou un effort horizontal :**

$$\tau_H = \frac{G \cdot \mu}{T} < 0,5 \text{ G} = 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$\tau_H = \frac{0,8 \times 0,01493}{0,06}$$

$$\tau_H = 0,19 \text{ MPa} < 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifié}).$$

3.9.6.2. Condition de non glissement :

On vérifiera :

$$\sigma_{\text{Min}} \geq 2\text{MPa}$$

$$H < f \times N \dots\dots\dots (3.18)$$

Ou : H est l'effort horizontal du au séisme

N est l'effort de compression vertical

f : est le coefficient de frottement

f à pour expression

$$\sigma_{\text{Min}} = 12,61$$

$$f = 0,12 + \frac{0,6}{\sigma_{\text{min}}} \dots\dots\dots (3.19)$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0,147$$

$$H = 850,7 \text{ KN} < f \times N = 482,16 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifié).}$$

3.9.6.3. Condition de non flambement :

$$\text{On doit vérifier : } \gamma_s \times P_u < P_c \dots\dots\dots (3.20)$$

$$\gamma_s = 3$$

$$P_u = N_{\text{max}}$$

$$P_c = 4G.B.S^2.d/h \text{ (charge critique de flambement caractéristique de l'appui)}$$

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère = 15+4= 19 mm ;

h : hauteur total de l'appui= 0,06 m ;

$$S : \text{facteur de forme pour une plaque : } S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)} \dots\dots\dots (3.21)$$

$$S = \frac{0,16}{2 \times 0,012 \times (0,4+0,4)} = 10 \text{ m}^2$$

$$B = a \times b = 0,36 \text{ m}^2$$

$G=80 \text{ t/m}^2$ (charge statique)

$G=120 \text{ t/m}^2$ (charge dynamique)

$P_u=5012.510^{-3} \text{ MN}$

Pour $G=80 \text{ t/m}^2$

$P_c=4 \times 0,8 \times 0,36 \times (10)^2 \times 0,019/0,1$

$=28,88 \text{ MN/m}^2$

$\gamma_s \times P_u=3.5, 012=15,53 \text{ MPa} < P_c=28,88 \text{ MPa}$ (Condition vérifié).

Pour $G=120 \text{ t/m}^2$

$P_c=4 \times 1,2 \times 0,36 \times (10)^2 \times 0,019/0,1=32,8 \text{ MN/m}^2$

$\gamma_s \times P_u=3.1, 5012=15,53 \text{ MPa} < P_c=43,2 \text{ MPa}$ (Condition vérifié).

3.10. Conclusion :

Tout les conditions sont vérifiées à part la condition de non glissement.

La condition de non glissement n'est pas vérifiée, il est donc nécessaire de mettre en œuvre des dispositifs anti glissants tel que les butées sismiques.

4.1. Introduction:

L'étude sismique a une importance capitale lors du dimensionnement des ponts. L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude dynamique spectrale du pont en utilisant le nouveau règlement parasismique des ouvrages d'art « **RPOA 2008** » où on 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.

4.2. Objectif du règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA :

Il n'ya 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 certain, élément, non structuraux.

L'objectif de cette étude est consacré à :

- Analyse modale (Modes de vibration).
- Analyse dynamique spectrale.
- Evaluation des sollicitations
- interprétation

4.3. Modélisation du pont :

Pour les besoins de l'étude un modèle 3D en éléments finis a été élaboré en utilisant le logiciel de calcul «**SAP2000**» model Bridge.

Le tablier est modélisé par des éléments «**Shell**», et les poutres et les piles ont été modélisés par éléments « **Frame** » ainsi Les appareils d'appui ont été modélisés par des éléments « **Link** » pour la prise en compte de leurs raideurs propre

4.3.1. Les étapes de Modélisation :

- **Etape 1 : Bridge layout line**

Définition de l'alignement horizontal et vertical du pont.

D'après les hypothèses retenues, on a un pont droit de longueur 199 m (voir encadré 1). La pente verticale de 0,5 % est négligée.

De plus, on définit :

- La station initiale au point O de coordonnées (0 ; 0 ; 0) (voir encadré 2),
- Les stations intermédiaires de chaque pile (voir la vue plan).

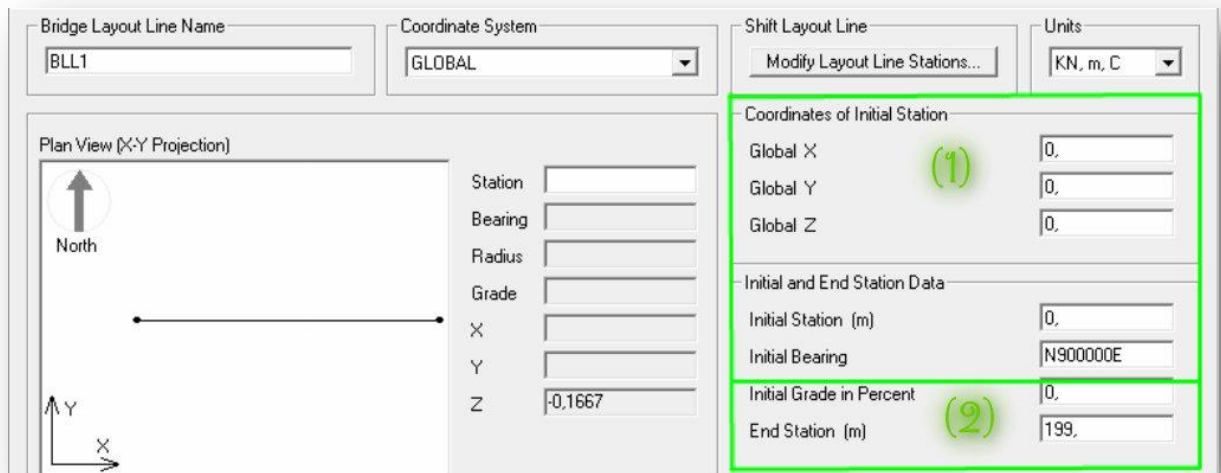


Fig.4.1 : Définition Bridge layout line du modèle

- **Etape 2 : Material property**

Définition des propriétés de base des différents matériaux du pont

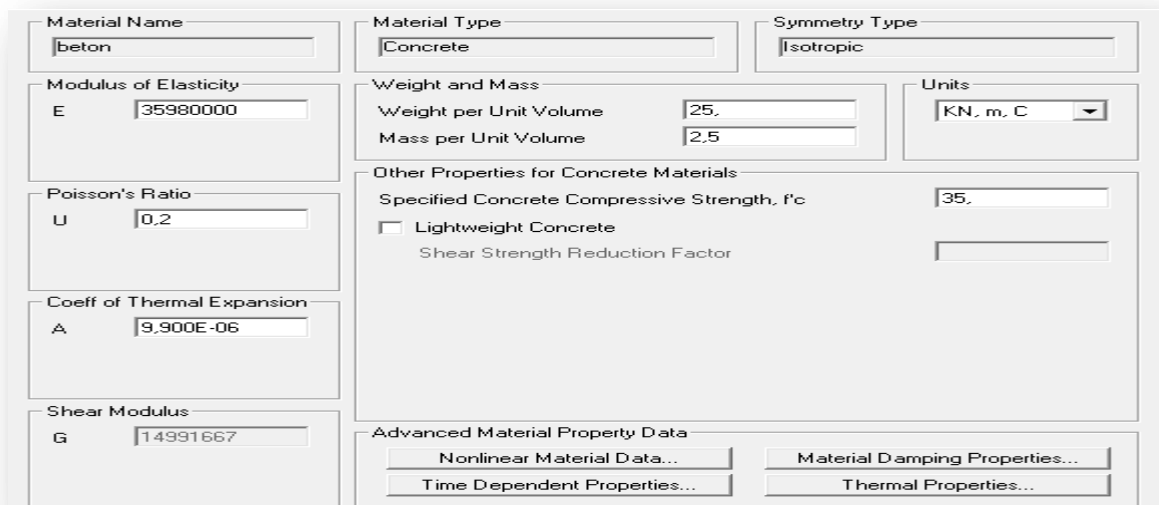


Fig.4.2 : Propriétés du matériau

- **Etape 3 : Bridge component properties**

Définition des propriétés des différents éléments du pont.

- **Section du tablier :**

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle en béton, c'est à dire une poutre définie par sa fibre moyenne en 3 dimensions. A l'aide du module "Bridge section", on sélectionne le type de tablier et on modélise.

- **Section en I:**

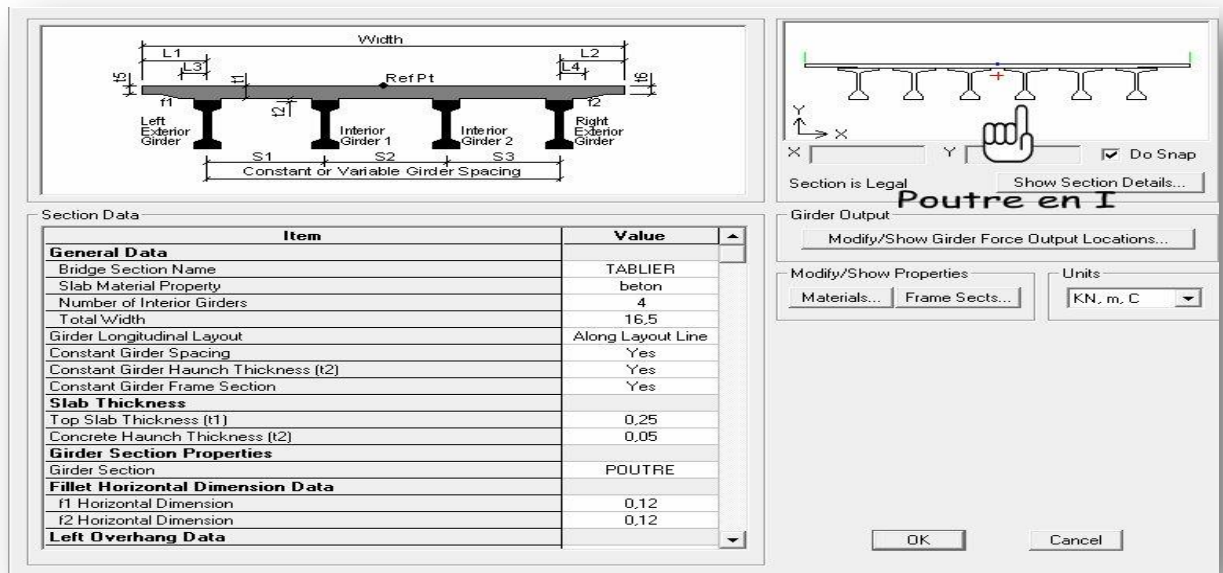


Fig.4.3 : Définition du tablier avec une section En I

○ Section en T:

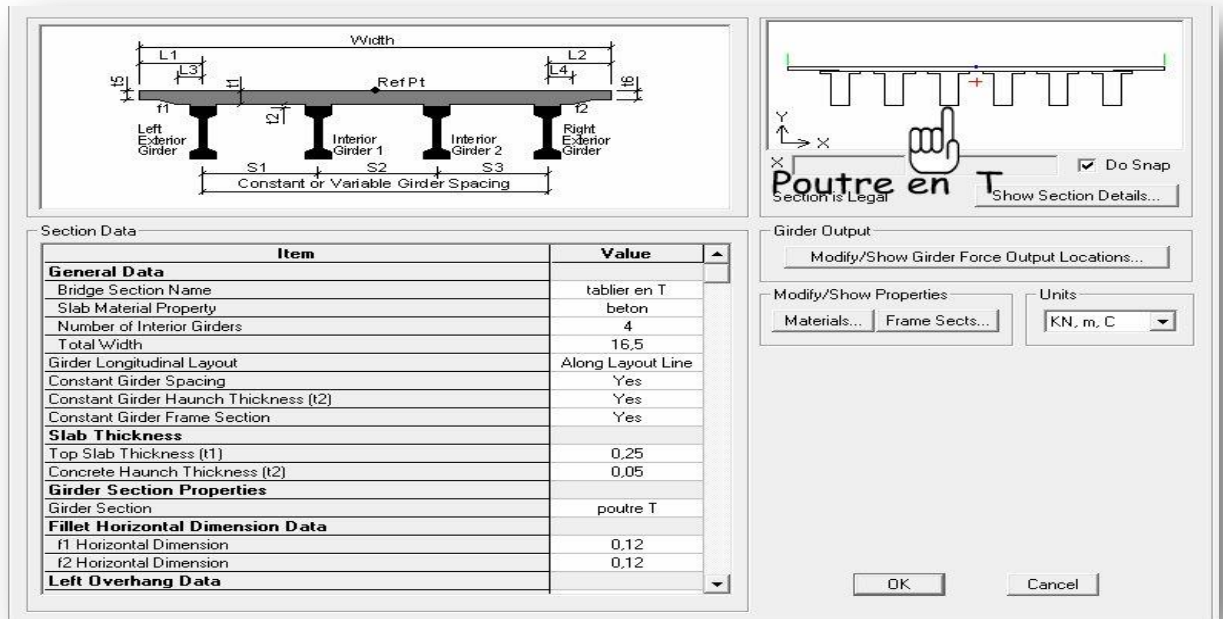


Fig.4.4 : Définition du tablier avec une section En T

○ Modélisation de l'élément pile:

La section de la pile est circulaire pleine. A partir du module « Frame section », la modélisation a été faite en respectant la géométrie

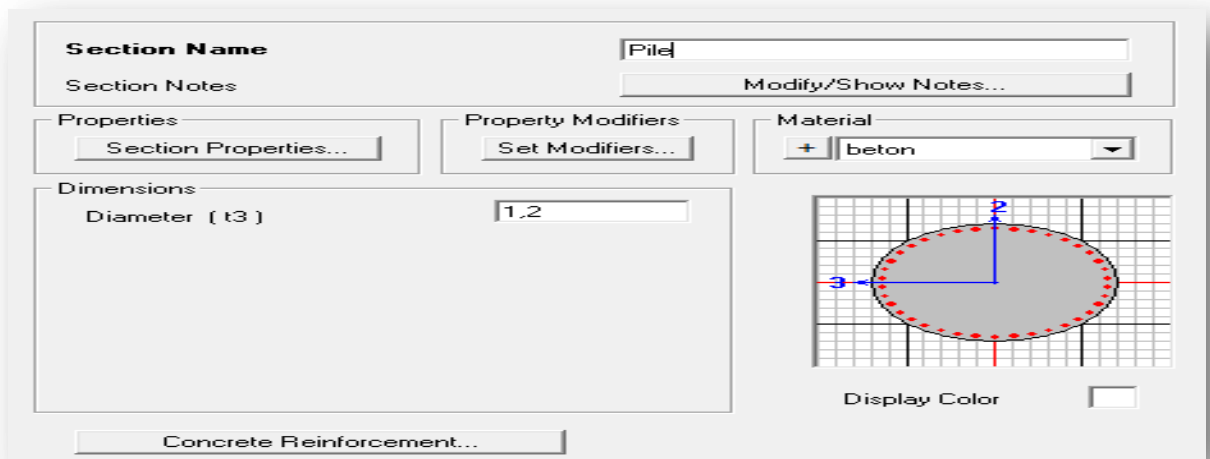


Fig.4.5 : Définition de la section de la pile

- Appareils d'appui :
- Appareil d'appui des piles :
On a calculé la rigidité des appareils d'appuis $K_x=K_y=5040$ (Piles et culées)

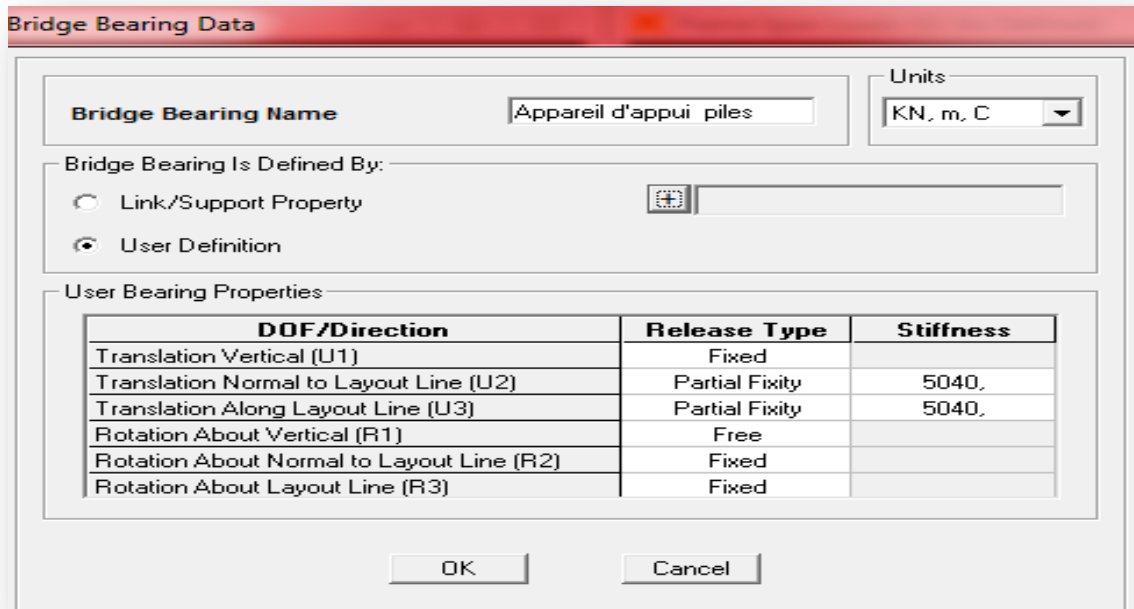


Fig.4.6 : Définition d'Appareil d'appui des piles

- Appareil d'appui pour les culées :

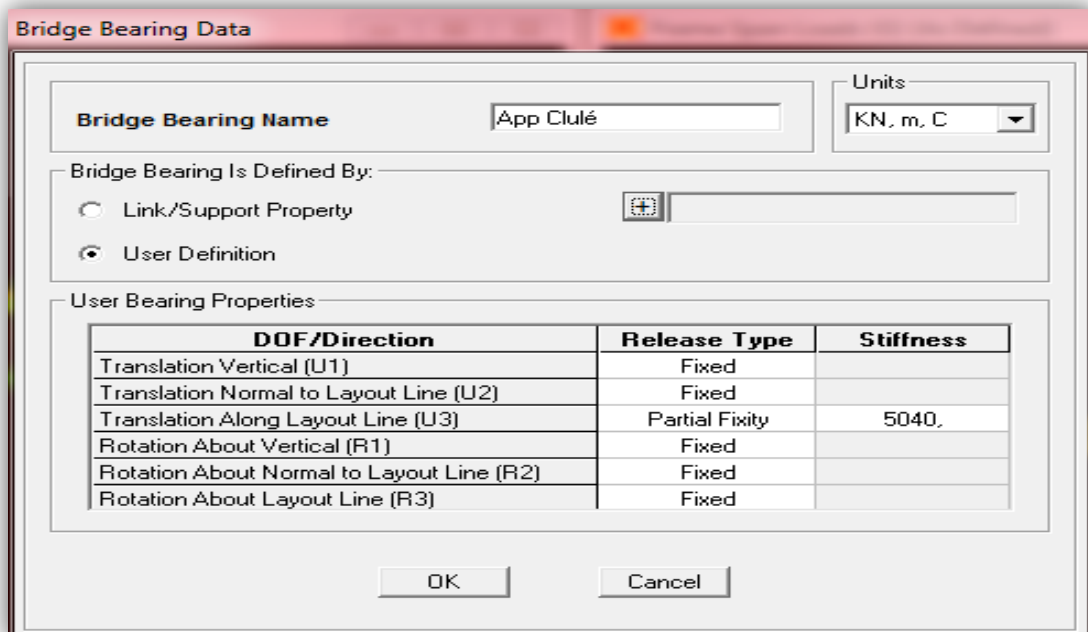


Fig.4.7 : Définition d'Appareil d'appui des culées

- Etape 4 : Bridge object definitions

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

- Etape 5 : Load / Function definitions

Définition des éléments d'analyse et des paramètres pour former le chargement.

4.3.2. Visualisation du modèle :

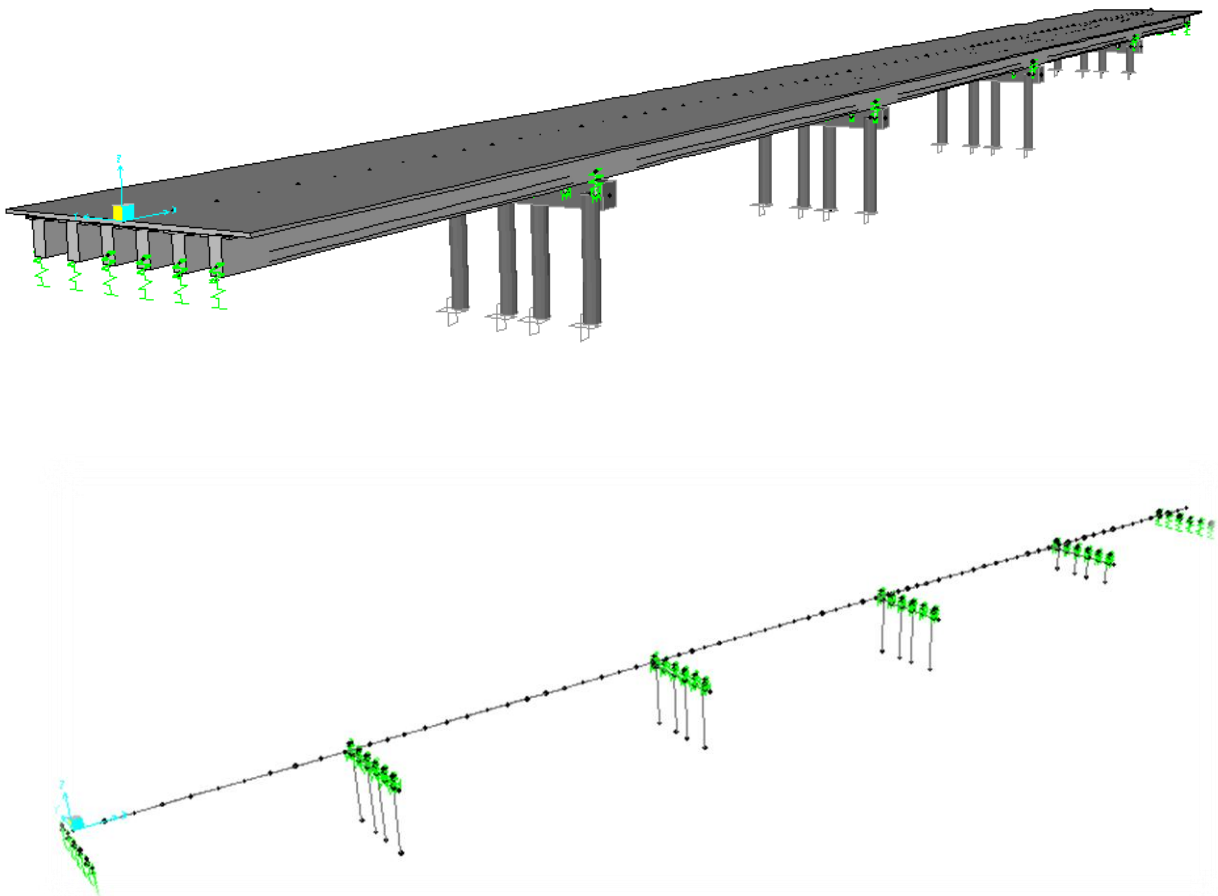


Fig.4.8 : Model du pont en 3D

4.4. Actions sismique :

4.4.1. Principes :

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

Dans le cas d'un calcul élastique, on utilise le spectre élastique défini.

Les efforts ainsi obtenus sont directement utilisés pour dimensionner les sections. Dans tous les cas, le tablier est dimensionné de façon ce qu'il reste élastique.

4.4.2. Classification de l'ouvrage :

Groupe d'usage	Importance
Groupe1	Pont stratégique
Groupe2	Pont important
Groupe3	Pont d'importance moyenne

Tableau.4.1 : Classification de l'ouvrage

- L'ouvrage étudié est un pont important \Rightarrow **Groupe2**

4.4.3. Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en cinq zones sismiques :

- **Zone 0** : négligeable
 - **Zone I** : faible
 - **Zone IIa** : moyenne
 - **Zone IIb** : élevée
 - **Zone III** : très élevée
- Notre ouvrage est situé dans la wilaya Ain Defla \Rightarrow **Zone IIb**

4.4.4. Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone **A** est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau. 4.2 : coefficient d'accélération de zone(g)

$$\left. \begin{array}{l} \text{ZONE I Ib} \\ \text{GROUPE 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A=0,25(g)$$

4.4.5. Classification de site :

Le site est classé en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Pour notre cas : Site Très meuble \Rightarrow catégorie S4

4.5. Détermination des actions sismiques :

4.5.1. Spectre de réponse élastique :

La méthode de calcul utilisé est la méthode dynamique spectrale de réponse exigée par le RPOA, Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

4.5.1.1. Composantes horizontales :

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage par :

$$Sae(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : Coefficient d'accélération ($A=0,25$)

S : Coefficient de site

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site (est donnée dans le tableau 3.4)

ζ : Taux d'amortissement Pour le béton armé : $\zeta = 5$

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

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0,15	0,15	0,20	0,20
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,10	1,20	1,30

Tableau. 4.3 : Valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante horizontale(s)

Catégorie de site S4 ⇒ $\begin{cases} T_1 = 0,20 \\ T_2 = 0,70 \\ S = 1,3 \end{cases}$

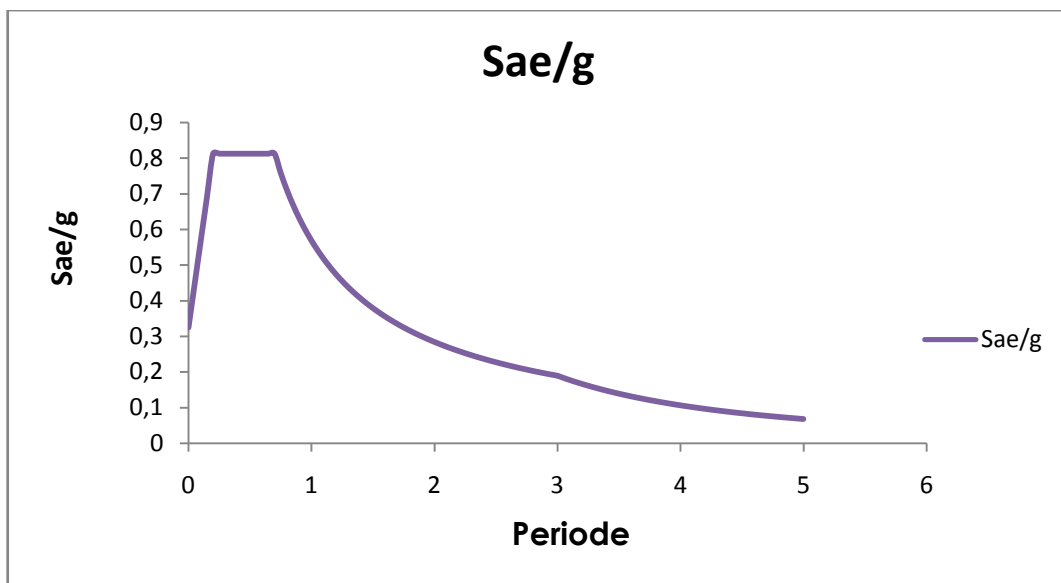


Fig.4.9 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement

4.5.1.2. 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 (ζ) de l'ouvrage par :

$$Sae^v(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} Ag\alpha \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta Ag\alpha & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta Ag\alpha \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta Ag\alpha \left(\frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)

A : Coefficient d'accélération ($A=0,25(g)$)

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composantes verticale en zone de forte sismicité : $\alpha= 0,7$ (zone sismique IIb)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau4)

ζ : Taux d'amortissement

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

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau.4.4 : valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale

Catégorie de site S2 \Rightarrow $\begin{cases} T_1 = 0,20 \\ T_2 = 0,40 \end{cases}$

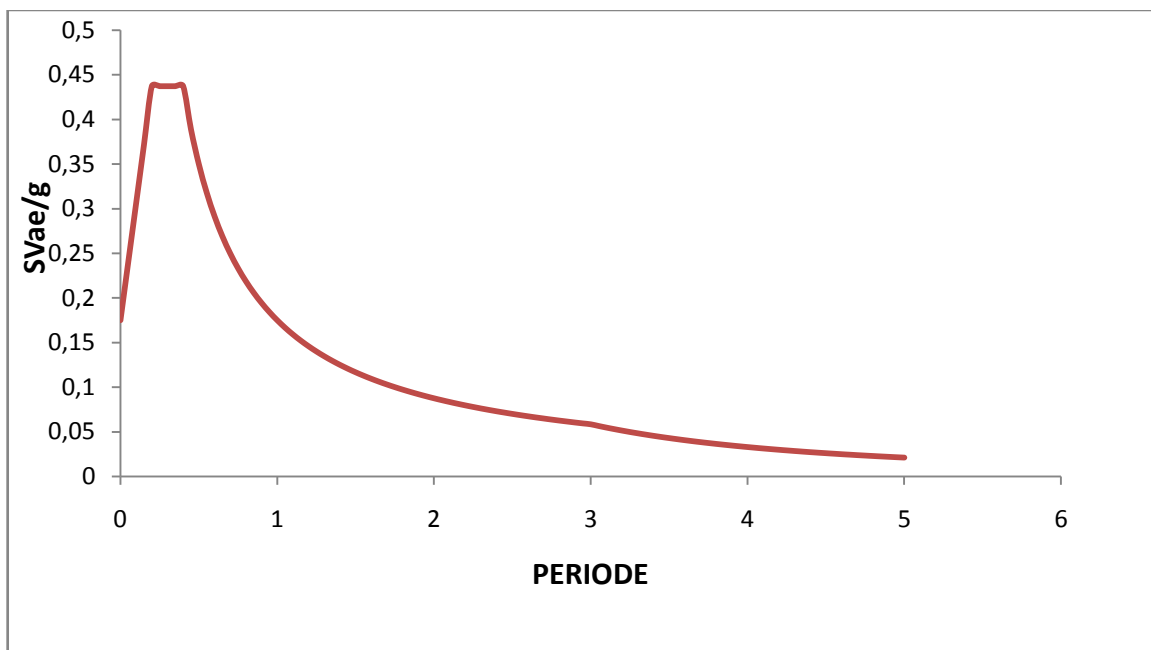


Fig.4.10 : spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement

4.5.2. La combinaison des réponses modales directionnelles:

Le déplacement max, les contraintes élémentaires et les forces de réactions calculés pour chaque mode de vibration significatif doivent être convenablement combinés pour obtenir la réponse totale du pont à chaque composante du mouvement sismique. Puisque les réponses modales maximales ne surviennent pas en même temps pendant l'excitation sismique, la méthode de combinaison quadratique complète (**C.Q.C**) ou la méthode de la racine carrée de la somme des carrés (**S.R.S.S**) peuvent être utilisées pour obtenir une estimation approximative de la réponse totale. La méthode de combinaison modale **C.Q.C** est basée sur la théorie des vibrations libres et peut être utilisé si la durée de la plus grande partie des mouvements enregistrés est un peu plus longue que la période fondamentale du pont et si le spectre de réponse varie lentement en dehors de la bande de la période dominante du pont.

Les deux conditions sont facilement satisfaites pour la majorité des ponts en utilisant un spectre de réponse régulier avec un amortissement de 5% ou plus.

La formule **C.Q.C** pour les déplacements totaux max dus à la composante k du mouvement sismique est donnée par :

$$u_{\max}^k = \sqrt{\sum_{m=1}^p \sum_{n=1}^p u_{m,\max}^k \rho_{mn} u_{n,\max}^k} \dots\dots\dots (4.1)$$

Ou $u_{n\max}^k$ et $u_{m\max}^k$ les déplacements nodaux max pour les modes m et n respectivement et p est le nombre de mode pris en considération, ρ_{mn} est le coefficient modal définit pour chaque constante d'amortissement ζ_n par :

$$\rho_{mn} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2r(1+r)^2} \dots\dots\dots (4.2)$$

Ou : r est le coefficient de période naturelle $\frac{T_m}{T_n}$ avec ($r < 1$)

4.5.3 Résultats et interprétation:

4.5.3.1. Analyse Modale:

Selon le RPOA tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

On rappelle que l'analyse multimodale prend en compte l'influence de tous les modes propres de vibration.

Le calcul des modes devra être poursuivi jusqu'à ce que la participation des masses modales dans la direction de l'excitation considérée soit supérieure à **90%** de la masse totale effective du pont.

On note que les calculs ont été poussés jusqu'au **23^{eme} mode**. Suivant la direction longitudinale (**X**), on atteint **97,6%** de la masse effective, suivant la direction transversale (**Y**), on atteint **97,2%** et suivant la direction verticale (**Z**), on atteint **91,11%**.

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,408284	0,58415	2,039E-20	6,933E-08	0,58415	2,0E-20	6,933E-08
2	1,402797	4,535E-20	0,57774	0	0,58415	0,57774	6,933E-08
3	1,379058	0,00491	1,496E-20	4,789E-07	0,58907	0,57774	5,483E-07
4	1,377607	0	0,00593	0	0,58907	0,58367	5,483E-07
5	1,356649	0	0,04754	0	0,58907	0,6312	5,483E-07
6	1,35354	0,04803	0	6,104E-10	0,63709	0,6312	5,489E-07
7	1,154111	1,187E-19	0,12334	0	0,63709	0,75454	5,489E-07
8	1,153622	0,12041	2,886E-19	0,000001682	0,75751	0,75454	0,000002231
9	1,143012	2,104E-20	0,14236	1,639E-20	0,75751	0,8969	0,000002231
10	1,141296	0,14072	0	9,027E-07	0,89823	0,8969	0,000003134
11	0,36986	0,000002109	2,452E-18	0,00178	0,89823	0,8969	0,00178
12	0,306105	1,893E-19	6,615E-07	3,382E-16	0,89823	0,8969	0,00178
13	0,29018	0,000004292	7,236E-19	0,00002988	0,89824	0,8969	0,00181
14	0,227554	0,000009144	1,746E-19	0,09377	0,89833	0,8969	0,09558
15	0,177196	0,00214	1,399E-16	0,01578	0,90047	0,8969	0,11137
16	0,170996	0,000009917	4,799E-17	0,50264	0,90048	0,8969	0,614
17	0,168165	3,32E-19	0,00002153	5,526E-19	0,90048	0,89692	0,614
18	0,138067	0,05617	9,743E-18	0,00012	0,95665	0,89692	0,61412
19	0,13554	0,0015	6,927E-18	0,00129	0,95815	0,89692	0,61541
20	0,134756	0,00569	2,298E-19	0,00057	0,96384	0,89692	0,61598
21	0,084153	0,01259	7,413E-15	0,00009052	0,97643	0,89692	0,61607
22	0,132209	2,726E-15	0,07574	5,632E-16	0,97643	0,97266	0,61607
23	0,043583	3,285E-14	5,21E-17	0,29506	0,97643	0,97266	0,91113

Tableau.4.5 : mode propre de vibration

4.5.3.2. Le nombre de modes nécessaires :

En général, uniquement les premiers modes de vibrations sont nécessaires dans l'analyse des ponts par la méthode des spectres de réponse. Actuellement le nombre de modes à prendre en considération dépend des périodes naturelles et des modes de vibrations naturelles.

Les 5 premiers modes contribuent généralement le plus, mais pour les ponts avec des modes étroitement séparés de période supérieures à 0.1 sec, la contribution des modes au-delà du 3 peut être significative.

A travers les résultats de l'analyse modale on peut constater que pour les trois premiers modes, les périodes sont de l'ordre de 1,408 s; 1,402 s et 1,379 s

séisme longitudinal: Mode 1- Mode de translation globale **T=1,408s**

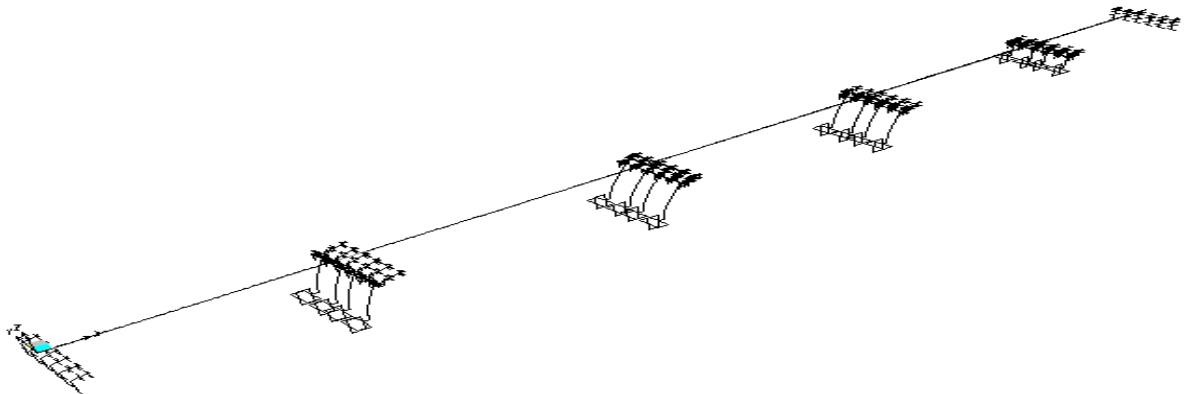


Fig.4.11 : Mode de translation longitudinal

- **Séisme transversal** : Mode2 -Mode de flexion transversal du tablier entier
T=1,402s

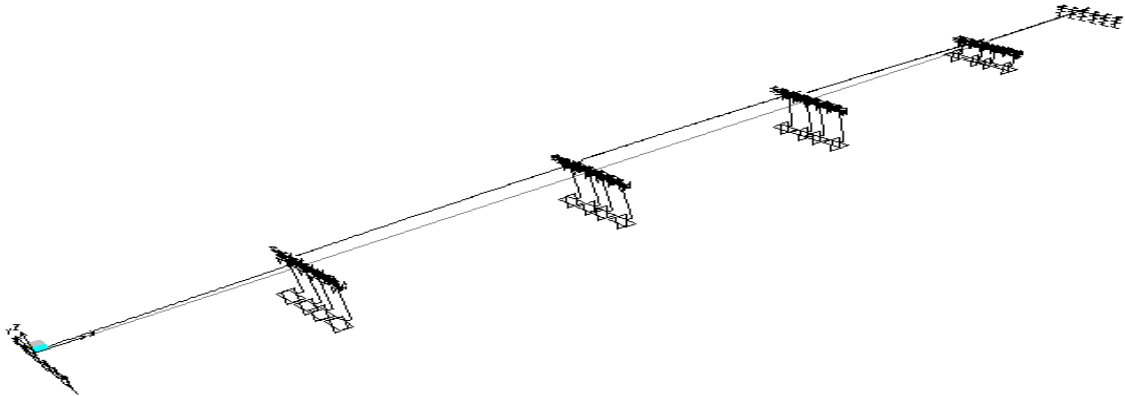


Fig.4.12 : Mode de flexion transversal du tablier

- Mode 3: T=1,379s

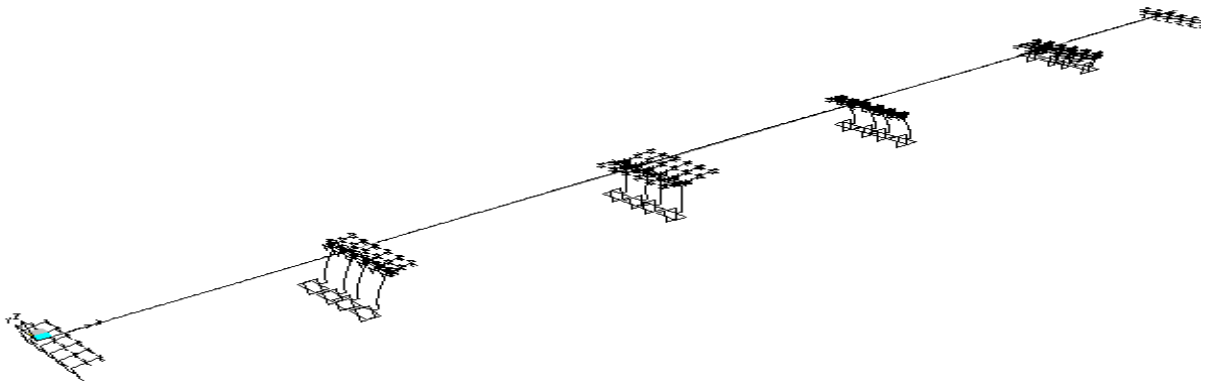


Fig.4.13 : Mode de translation globale

Au vu des résultats, on observe qu'il n'y a pas de couplage majeur entre les modes puisque le pourcentage de masse modale pour chaque mode principal est toujours unidirectionnel. On n'aura donc pas de torsion significative au sein du pont.

4.6. Les combinaisons des composantes de l'action sismique :

- $E = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$
- $E = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z$
- $E = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y$

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients de sécurité sont propres aux calculs sismiques (D'après RPOA).

On distingue :

$$\text{➤ } \mathbf{G + P + E + D + 0,4 \Delta T + \Psi Q}$$

Avec :

G : poids du tablier

P : forces de précontraintes éventuelles.

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique,

Q : action variable des charges d'exploitation,

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton) ;

Δt : désigne les variations de température,

Ψ : coefficient de combinaison ($\Psi=0$ car le pont est non urbain)

4.7. Effort tranchant et moments de flexion sur le tablier :

- **Résultats sous SAP2000:**

-Une analyse sous charge quasi-permanente uniquement (poids propre G) permet de trouver les sollicitations maximales et l'allure de la courbe des efforts tranchants et des moments de flexion. Les résultats sont présentés ci-dessous :

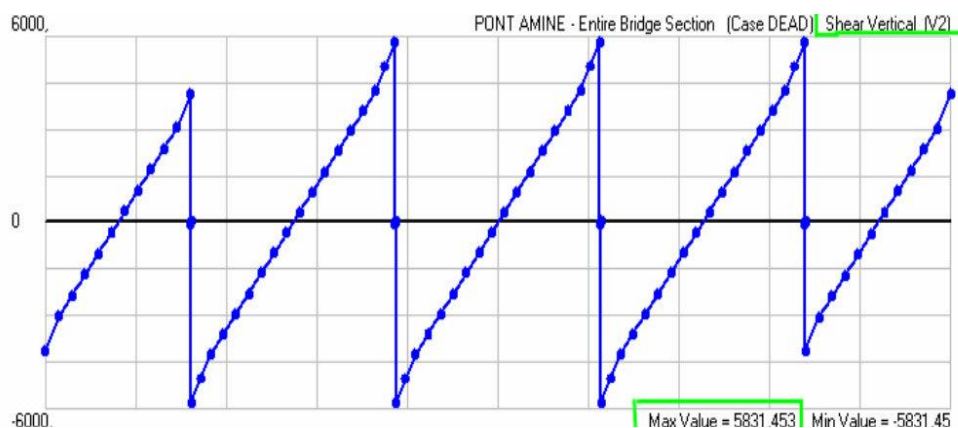


Fig.4.14 : Efforts tranchants (poids propre ,G)

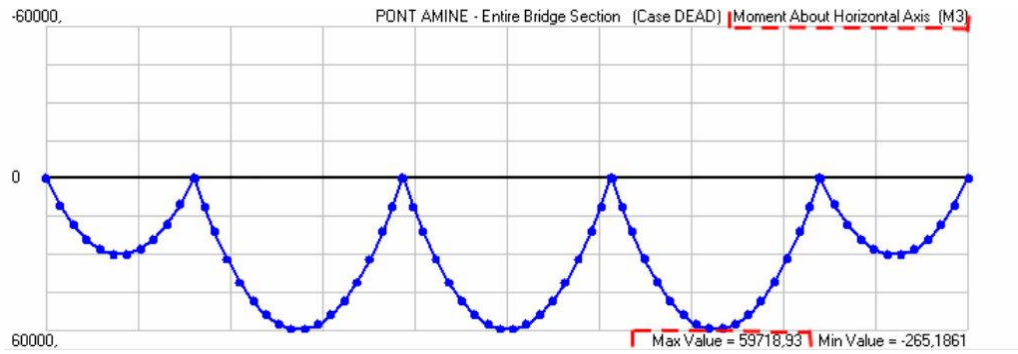


Fig.4.15 : moments de flexion (poids propre, G)

Moment maximum dans le tablier	59718,93Kn.m
Effort tranchant maximum dans le tablier	5831,453 Kn

Tableau.4.6 : Moment et Effort tranchant maximum dans tablier (combinaison G)

-Une analyse sous charge sismiques permet de trouver les sollicitations maximales et l'allure de la courbe des efforts tranchants et des moments de flexion. Les résultats sont présentés ci-dessous :

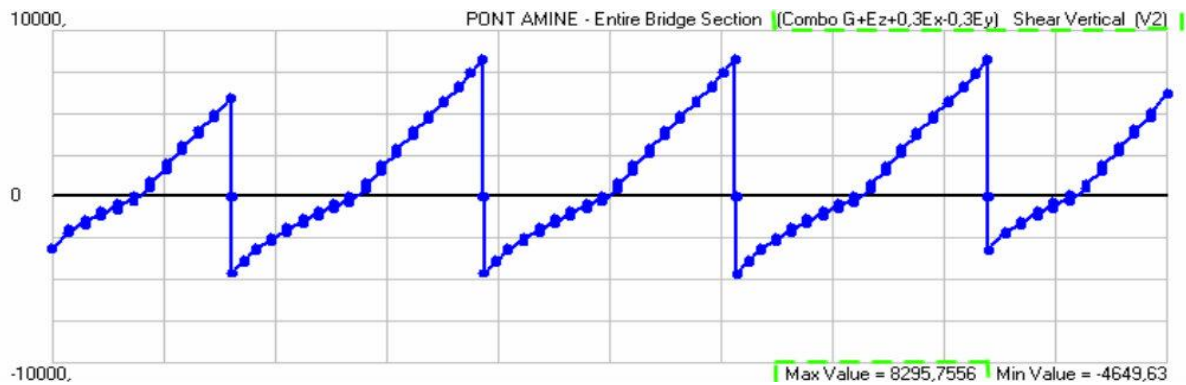


Fig.4.16 : Efforts tranchants (Chargement sismiques)

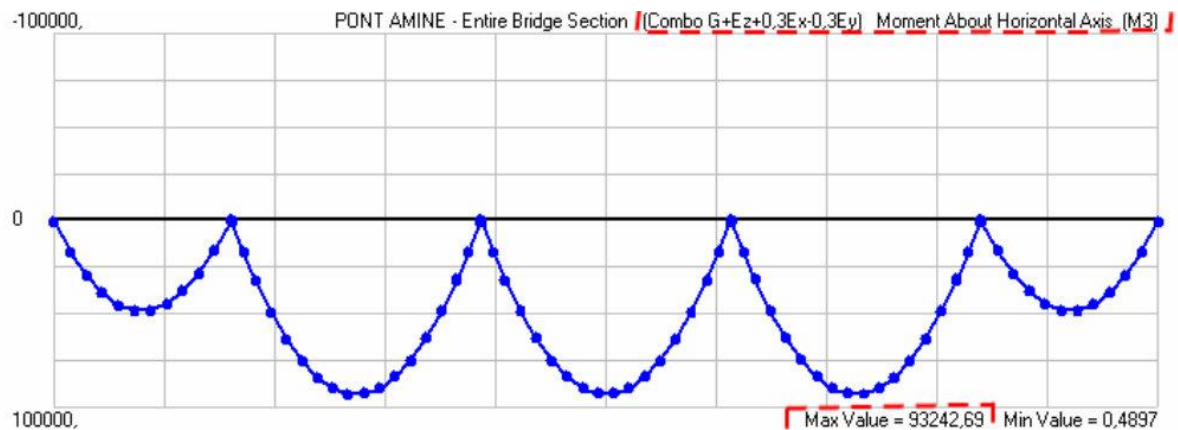


Fig.4.17 : moments de flexion (Chargement sismiques)

Moment maximum dans le tablier	93242,69 Kn.m
Effort tranchant maximum dans le tablier	8259,75 Kn

Tableau.4.7 : Moment et Effort tranchant maximum dans tablier (G+Ez+0,3Ex-0,3Ey)

- **Interprétation:**

D'après les résultats de l'analyse sous charge Permanent (poids propre ,G) et les résultats de l'analyse sous charges sismique on remarque une augmentation dans les sollicitations dans le cas de charges sismique par rapport à celle de l'analyse permanent

4.8. Détermination des sollicitations dans les piles :

	Combinaison	M(KN).m	N(KN)	T(KN)
Pile1(Gauche)	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	3446,38	2993,99	850,9
PILE 2	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	4843,31	3280,3	370,8
Pile 3	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	4693,74	3241,85	361,5
Pile 4 (Droite)	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	1501,062	3013,82	387,68

Tableau.4.8 : La sollicitation maximum dans les piles

4.9 .Calcul de ferrailage de la pile:

4.9.1. Calcul de la Pile '1' (sap2000) :

- **Combinaison accidentelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M=3446,38K.m \\ N=2993,99KN \end{array} \right. \quad (\text{voir le tableau 4.8})$$

- **Armature longitudinales d'après Sap2000 :**

$$A_{st}=204,72 \text{ cm}^2$$

4.9.2. Ferrailage minimum selon le RPOA :

- Armature longitudinales :

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{2,993}{9} = 0.34 \text{MPa} < 0.07f_{c28} = 0.07 \times 35 = 2,45 \text{MPa}$$

Donc : la section est dite fléchie

$$A_{\min} = 0.5\% \times S = 0.5\% \times 4,52$$

$$A_{\min} = 226.08 \text{cm}^2$$

$$A_{\max} = 3\% \times S = 3\% \times 4,52$$

$$A_{\max} = 1356 \text{cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 47T25=226,08 cm²

- Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} \frac{f_{el}}{f_{et}} \frac{S_t(\text{mm})}{100} \dots\dots\dots (4.3)$$

Avec :

A_t : La section des aciers transversaux

A_l : La section totale des armatures longitudinales

f_{el}, f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales transversales

S_t : L'espace entre des armatures transversales

$$S_t = \min [24\phi_t; 8\phi_l; 0.25d]$$

Avec:

ϕ_t : Diamètre des armatures longitudinales

ϕ_l : Diamètre des armatures transversales

d : Hauteur utile

$$S_t = 200 \text{mm}$$

$$A_t \geq \frac{226,08}{16} \frac{500}{500} \frac{200}{100}$$

$$A_t \geq 28,26 \text{cm}^2$$

On prend T16 avec un espacement 20cm

- Vérifications :
 - Vérification au flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$l_f : \text{Longueur de flambement} = \frac{\sqrt{2}}{2} h_{pile} = \mathbf{6,21m}$$

$$i : \text{Rayon de giration} = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \mathbf{0.43}$$

$$\lambda = \frac{6,21}{0.43} = \mathbf{14.44} < 50 \text{ donc pas de risque de flambement}$$

Section Pile	Sap2000 (Longitudinal) cm ²	Vérification RPOA		Transversal
		Amin cm ²	Amax cm ²	
Pile1 (gauche)	204,72 cm ²	226,08 cm ²	406,94 cm ²	29 cm ²
Pile2	316,39 cm ²	226,08 cm ²	406,94 cm ²	50 cm ²
Pile 3	308,22 cm ²	226,08 cm ²	406,94 cm ²	50 cm ²
Pile 4 (droite)	97,23 cm ²	226,08 cm ²	406,94 cm ²	29 cm ²

Tableau.4.9 : Section des Armatures (Longitudinal et Transversal) des piles

On remarque dans la pile 1 et 4 la section d'armature donné par Sap 2000 est inferieur a la section minimum par RPOA (204,72 cm² < 226,08cm² et 97,23 < 226,08cm²) alors en prend la section minimal de RPOA

Dans la pile 2 et 3 la section d'armature donné par Sap 2000 est entre Amin et Amax de RPOA (316,39 >226,08 et 308,22 >226,08)

	Longitudinal	Transversal
pile 1(droite) et Pile 4 (droite)	47T25	T16 esp 20cm
PILE 2 et Pile 4	40 T32	T16 esp 26cm

Tableau.4.10 : Ferrailages (Longitudinal et Transversal) des piles

4.10. Détermination des sollicitations dans les chevêtres:

	Combinaison	M(KN).m	N(KN)	T(KN)
Chevêtre(Pile1, Gauche)	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	3478,6	2326,5	4037
chevêtre (PILE 2)	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	5232,9	1566,5	4942
Chevêtre (Pile 3)	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	5078,4	1667,9	4905
Chevêtre (Pile4, droite)	G+Ey-0,3Ex+0,3Ez	1796,6	2632,5	4020

Tableau.4.11 : Sollicitation Maximum dans les chevêtres

	Sap2000 (Longitudinal) cm	Vérification RPOA	Transversal
		Amin=0,28*S cm ²	
Chevêtre (Pile 1, Gauche)	200,6 cm ²	80,64 cm ²	16 cm ²
Chevêtre (PILE 2)	233,6 cm ²	80,64cm ²	16 cm ²
Chevêtre (Pile 4, droite)	230,5 cm ²	80,64cm ²	16 cm ²
Chevêtre (Pile 4, droite)	134,35 cm ²	80,64cm ²	16 cm ²

Tableau.4.12 : Section des armatures (Longitudinal et Transversal) dans les chevêtres

4.10.1. Ferrailage des chevêtres :

	Longitudinal	Transversal
Chevêtre Pile 1 (gauche)	24T32	T16 esp12cm
Chevêtre Pile 2 Chevêtre Pile 3	29 T32	T16 esp12cm
Chevêtre Pile 4 (droite)	18T32	T16 esp12cm

Tableau.4.13 : Ferrailage (Longitudinal et Transversal) dans les chevêtres

5.1. Introduction :

La réponse d'un ouvrage à un mouvement sismique est gouvernée par la nature de ce mouvement, d'autre part, et par les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure et du massif de sol, d'autre part.

Lorsque la structure est soumise à un mouvement sismique du sol, elle se déforme et la réaction qu'elle transmet au sol modifie localement ce mouvement (qui diffère donc du mouvement sismique à la surface du sol en champ libre, en l'absence de toute construction)

Du fait de l'interaction dynamiques «*sol – structure* » la réponse sismique d'un ouvrage fondé sur appuis flexibles (terrain déformable) diffère sous plusieurs aspect de celle de la même structure fondé sur un terrain rigide (base indéformable) soumise a une sollicitation identique en champ libre

5.2. Objectifs

L'objectif phare de cette étude est de voir l'influence de l'interaction sol-structure (ISS), un des phénomènes les plus importants dans le domaine du génie parasismique pouvant influencer le comportement dynamique linéaire des ouvrages d'art avec une approche de modélisation du sol environnant (des conditions aux limites rigides ou flexibles appliquées à leurs fondations).et ce, en étudiant numériquement le cas du viaduc O.A de Khemis meliana Ain defla.

5.3. Interaction sol-structure:

Pour la plus part des études sismiques, on considère la structure ancrée à sa base dans un milieu infiniment rigide.

Ne pas tenir compte de la souplesse du sol et les éléments de fondation, et sa capacité à dissiper une partie de l'énergie sismique peut conduire à des résultats sensiblement différents.

Les raisons pour les quelles l'interaction sol structure n'est pas plus souvent prise en considération dans les études sont essentiellement liées à la méthode et l'outil, ainsi que le manque de données de sol.

La méthodologie employée ici est fondée sur une sous-structuration dynamique dans laquelle la structure est modélisée par un modèle aux éléments finis et le comportement du sol est représenté des raideurs calculé par la méthode « Half-Space Method »

Lors de l'analyse de la réponse sismique des structures, il est courant dans la pratique d'assumer la base de la structure pour être fixé, ce qui est une hypothèse brute puisque dans la plupart des situations, le sol de fondation est flexible. Cette hypothèse n'est réaliste que lorsque la structure est fondée sur le roc solide ou lorsque la rigidité relative du sol de fondation par rapport à la superstructure est élevé.

5.4. Modélisation de l'interaction sol-structure :

Différentes méthode existent pour prendre en compte l'ISS. Elles sont décrites et détaillées dans (Pecker, 1984) [24]

5.4.1. Modèle en éléments finis (méthode directe):

Les méthodes directes consistent à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système (Sol+Fondation+Structure). La formulation en éléments finis est classique : certaines conditions doivent cependant être respectées. La transmission correcte des hautes fréquences impose une dimension maximale aux éléments, au plus égale à une fraction de la longueur d'onde correspondante. On retient généralement une valeur comprise entre 1/8 et 1/5 de la longueur d'onde. La formulation de ces frontières fait intervenir des termes dépendant de la fréquence; elles ne peuvent donc être utilisées que pour des résolutions dans le domaine fréquentiel. Il n'existe pas des frontières consistantes représentant l'effet du semi-espace sous-jacent au modèle; aussi, la frontière inférieure du modèle est-elle supposée rigide. En la choisissant suffisamment profonde, les phénomènes de réflexions sur cette frontière deviennent négligeables. Les dimensions du modèle du sol doivent être déterminées en fonction du rapport entre le module de déformation du sol et le module de déformation du béton. Pour un rapport supérieur ou égal à l'unité comme dans notre cas, un maillage étendu sur la hauteur du

pont dans toutes les directions peut être suffisant. Le sol est modélisé en éléments solides à 08 nœuds et son comportement est supposé élastique linéaire.

5.4.2. Modèle en ressorts (méthode de sous structures) :

Il vise à décomposer le problème en la somme de sous problèmes plus simples à résoudre. Dans le cas des fondations rigides, cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de (Kausel et al, 1978) [25]. Dans cette approche où les coefficients d'impédance sont pris indépendants de la fréquence, le sol de fondation est simplement modélisé à l'aide de ressorts et d'amortisseurs.

- En phase de l'avant projet sommaire, on pourra se contenter de réaliser des modèles par le SAP 2000.
- Dans ce cas le sol peut être représenté par six ressorts de sol amortis (un pour chaque degré de liberté de l'espace) à la base de l'ouvrage

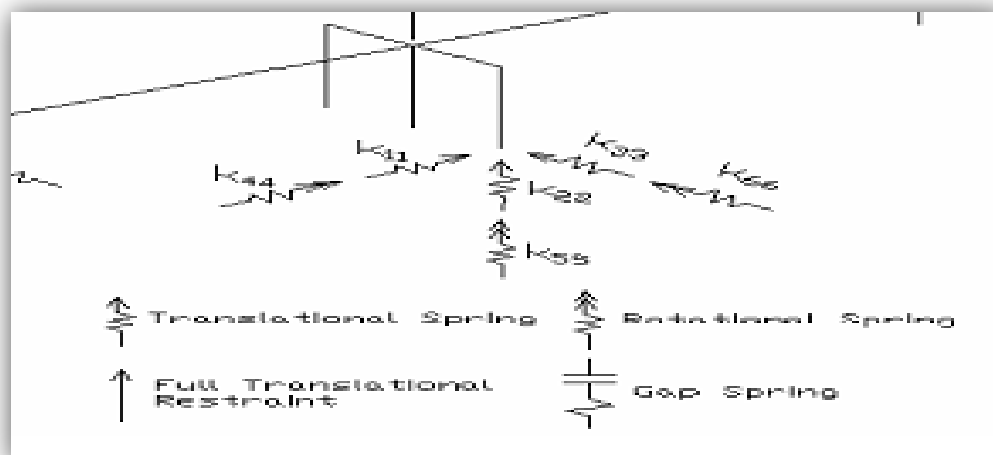


Fig.5.1 : Modèle en ressorts

5.5. Calcul des raideurs :

5.5.1. Détermination des raideurs du sol :

Approche élastique de demi-espace On peut déterminer les six ressorts qui représentent le support des fondations par la méthode de demi-espace.

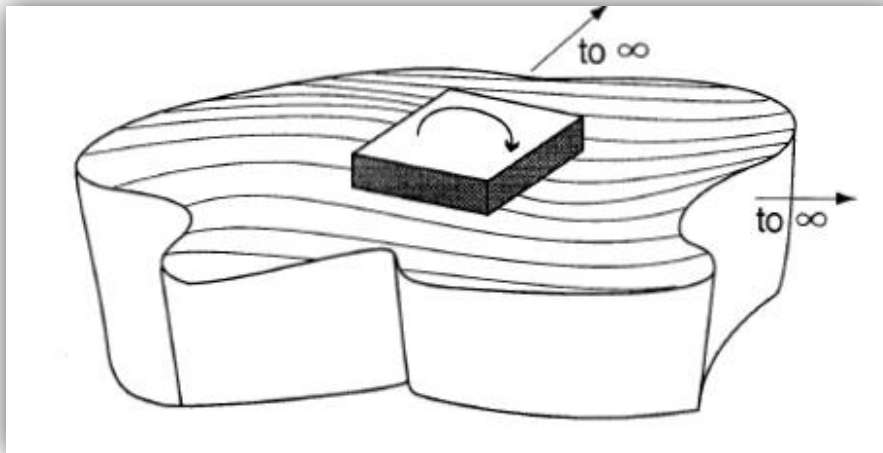


Fig.5.2 : La méthode de demi-espace [22].

Les deux conditions de l'application de cette méthode :

- 1- Fondation rigide sur un sol élastique (demi-espace)
- 2- Doit employer la théorie des méthodes d'élasticité pour déterminer K_s (K_s coefficient de réaction du sol)

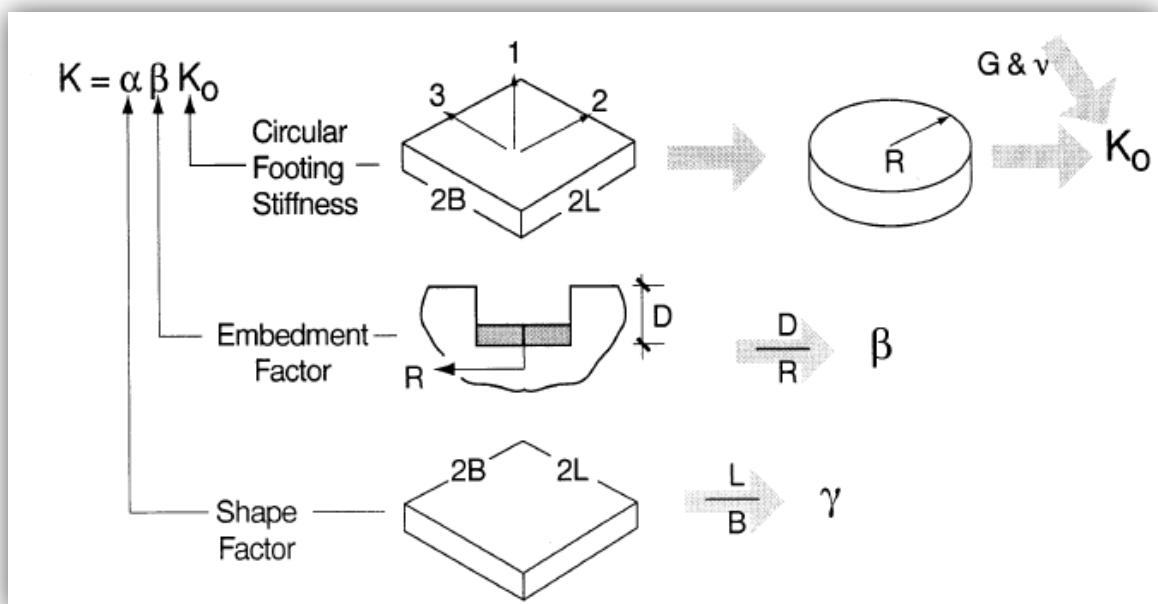


Fig.5.3 : La méthode de demi-espace pour les semelles isolées [22] .

Pour calculer les raideurs d'une forme carré ou rectangulaire on va calculer les raideurs d'une fondation de forme circulaire :

Degré de liberté	Rayon équivalent	Raideur K_0
Translation verticale(Kv)	$R_0 = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$	$4GR/1-\nu$
Translations latérales (suivant les deux directions) KTR1et KTR2	$R_0 = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$	$8GR/2-\nu$
Torsion rotation ROT R1	$R_1 = \left[\sqrt{\frac{4BL(4B^2 + 4L^2)}{6\pi}} \right]^{1/2}$	$16GR^3/3$
Rotation autour de l'axe 1	$R_2 = \left[\frac{(2B)^3(2L)}{3\pi} \right]^{1/4}$	$8GR^3/3(1-\nu)$
Rotation autour de l'axe 2	$R_3 = \left[\frac{(2B)(2L)^3}{3\pi} \right]^{1/4}$	$8GR^3/3(1-\nu)$

Tableau 5.1 : Calcul des raideurs [22].

5.5.2. Influence du type de fondation:

- On suppose qu'on a un sol très meuble avec un module d'élasticité du sol (E) 5MPA et on va déterminer les six ressorts qui représentent le support des Fondations (Model en ressort) et on compare avec le model rigide (Model Rigide)

Six degrés de liberté	Kv	KTR1	KTR2	ROT R1	ROT R2	ROT R3
Valeur de K (KN.m)	141683,4	154979,04	162169,57	3272195,72	1594733,77	2890546,63

Tableau 5.2: Les raideurs pour E=5 MPA

5.5.3. Modélisation de l'élément :

Partir du module "Fondation spring", la liaison sol/structure est modélisée par la valeur de ses différentes raideurs

	Fondation rigide	Fondation flexible
MODE	Model Encastéré	Model en ressort
1	1,408284	1,755649
2	1,402797	1,553161
3	1,379058	1,544184
4	1,377607	1,452093
5	1,356649	1,403346
6	1,35354	1,374247
7	1,154111	1,19866
8	1,153622	1,176742
9	1,143012	1,17669
10	1,141296	1,158901
11	0,36986	0,574007
12	0,306105	0,552805
13	0,29018	0,492998
14	0,227554	0,363557
15	0,177196	0,320442
16	0,170996	0,31461
17	0,168165	0,275111
18	0,138067	0,273271
19	0,13554	0,270309
20	0,134756	0,258431
21	0,084153	0,243763
22	0,132209	0,164938
23	0,043583	0,182648

Tableau 5.3 : Les périodes pour les deux modèles de fondation

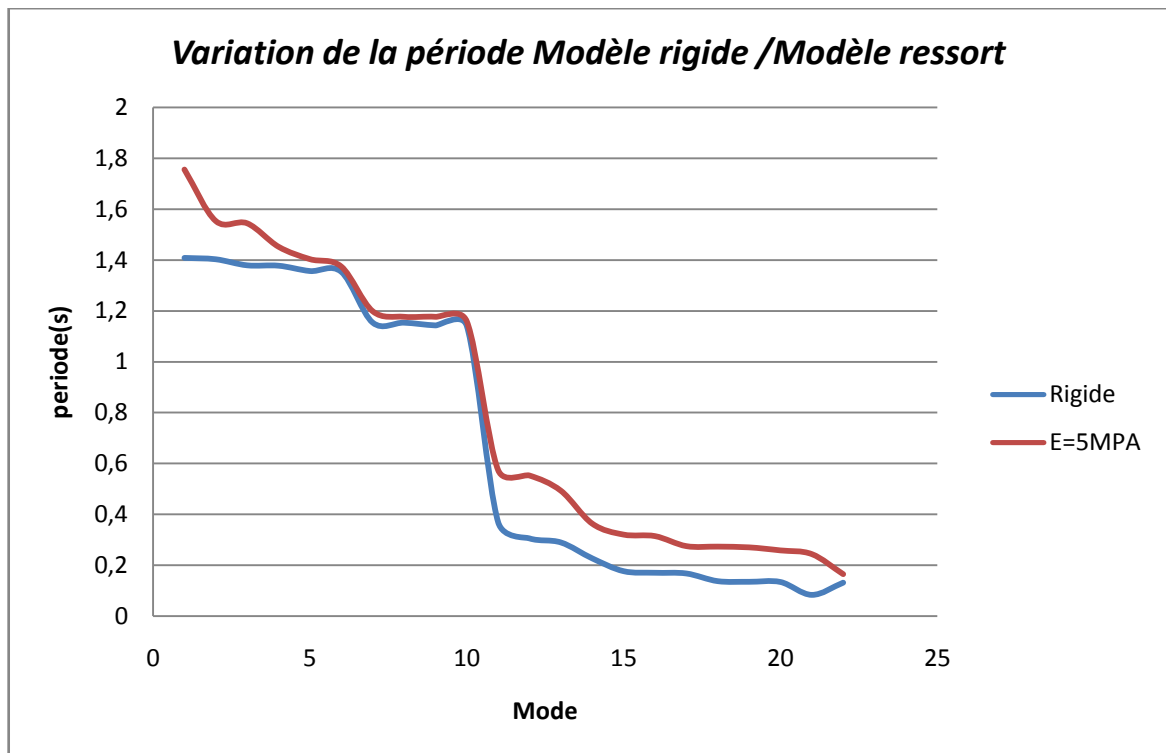


Fig.5.4: Variation de la période Modèle rigide, modèle ressort

Au vue de ces résultats, il se voit claire à travers l’augmentation des périodes du modèle ressort par rapport au modèle d’encastrement (**T rigide=1,408s ressort = 1,755s**), qu’il s’agit là d’une mutuelle influence entre le Pont et le sol sur lequel il est fondé ,nous avons observes que si les fondations de pont sont fondé sur un sol flexible ou meuble la période de la structure augmente et l’inverse pour des fondation des ponts fondé sur un sol rigide.

5.5.4. Influence de la rigidité du sol:

Afin de voir l’influence de la rigidité du sol, plusieurs analyses sont programmées en faisant varier le module d’élasticité du sol de 200MPa (sol très ferme) à 100, 50, 20, 10 et 5MPa (Sol très meuble)

	E=5MPA	E=10MPA	E=20MPA	E=50MPA	E=100MPA	E=200MPA
Translation verticale	43593,17	82176,41	163474,38	381454,39	1089857,53	2179743,4
Translation latérale 1	47683,95	89887,84	178814,81	417250,06	1192129,74	2384290,4
Translation latérale 2	49896,33	94058,35	187111,25	436609,14	1247440,8	2494914,0
Torsion rotation	1006789,1	1897873,52	3775459,42	8809732,54	25170383,9	50341422,3
Rotation autour de l’axe 1	490667,69	924945,59	1840003,83	4293501,74	12267011,1	24534341,2
Rotation autour de l’axe 2	889363,39	1676517,04	3335112,7	7782218,69	22234662,8	44469903,7

Tableau 5.4 : Rigidités en variant le module d’élasticité E(MPA)

MODE	FONDATION RIGIDE	FONDATION FLEXIBLE					
		MODELE EN RESSORTS					
		MODULE D'ELASTICITE DU SOL ES EN MPA					
		5	10	20	50	100	200
1	1,408	1,755	1,608	1,513	1,452	1,420	1,412
2	1,402	1,553	1,491	1,455	1,430	1,416	1,411
3	1,379	1,544	1,482	1,434	1,403	1,386	1,382
4	1,377	1,452	1,423	1,403	1,390	1,383	1,381
5	1,356	1,403	1,384	1,371	1,363	1,359	1,357
6	1,353	1,374	1,365	1,360	1,356	1,354	1,354
7	1,154	1,198	1,185	1,173	1,163	1,157	1,155
8	1,153	1,176	1,168	1,162	1,158	1,155	1,154
9	1,143	1,176	1,164	1,155	1,149	1,145	1,144
10	1,141	1,158	1,151	1,147	1,144	1,142	1,141
11	0,369	0,574	0,436	0,394	0,379	0,372	0,371
12	0,306	0,552	0,435	0,356	0,313	0,309	0,308
13	0,290	0,492	0,427	0,334	0,312	0,297	0,293
14	0,227	0,363	0,317	0,315	0,268	0,239	0,232
15	0,177	0,320	0,300	0,247	0,206	0,185	0,181
16	0,170	0,314	0,285	0,240	0,202	0,182	0,176
17	0,168	0,275	0,234	0,200	0,173	0,169	0,169
18	0,138	0,273	0,234	0,198	0,165	0,148	0,143
19	0,135	0,270	0,231	0,197	0,164	0,145	0,140
20	0,134	0,258	0,231	0,195	0,164	0,145	0,140
21	0,084	0,243	0,211	0,182	0,130	0,120	0,117
22	0,132	0,164	0,133	0,110	0,137	0,142	0,137

Tableau 5.5 : Les périodes pour différentes valeurs de la rigidité du sol

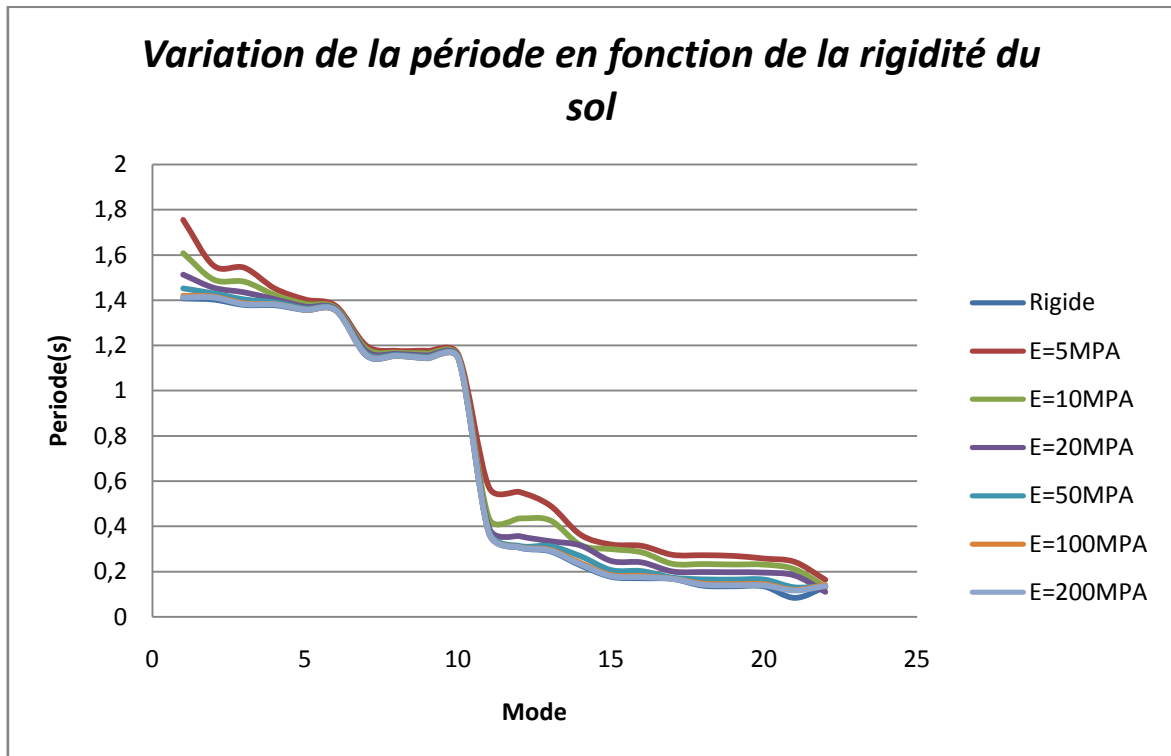


Fig.5.5 : Variation de la période en fonction de la rigidité du sol : modèle ressort

A travers ces résultats on constate à ce stade d'analyse que pour des rigidités élevées i.e: $E > 50\text{MPa}$ la période augmente de 5,8 % pour le modèle en ressort, dans ce cas l'Interaction Sol-Structure est négligeable et le calcul avec l'hypothèse de l'encastrement à la base peut être retenu. Pour les valeurs de $E < 50\text{MPa}$ la période fondamentale augmente de 42 % pour le modèle en ressort par rapport à celle obtenue avec l'hypothèse d'un encastrement à la base, et dans ces cas l'Interaction Sol Structure est très significative et doit être prise en considération.

5.6. Conclusion :

Le présent travail a mis la lumière sur :

L'effective Interactivité existant entre la structure et le sol d'assise communément appelée Interaction Sol-Structure et ce, à travers la sensible augmentation des périodes dans le modèle flexible comparativement au modèle rigide.

La considérable influence de la rigidité du sol d'assise qui peut avoir un impact avéré sur l'Interaction Sol-Structure particulièrement pour des modules d'élasticité inférieurs à 50 MPA où l'influence commence à prendre des proportions très significantes donc à ne pas négliger.

Dans un monde en pleine croissance démographique, le risque d'avoir d'importants dégâts humains et matériels lors des séismes est en constante augmentation.

En vue d'atténuer ce risque, outre l'aspect sociologique, l'aspect technique et donc la bonne connaissance du comportement des structures sous sollicitations sismiques, est très importante, et c'est justement sur ce point on a fait une étude dynamique qui a une importance capitale lors du dimensionnement des ponts.

Le projet consiste à réaliser l'étude dynamique en évaluant le comportement et la réponse du pont.

Cette étude est basée sur l'utilisation de différents logiciels tels que (SAP2000v14, Excel..) et les règlements techniques (RPOA2008, SETRA..) ce qui ma permis d'apprendre a mieux les maitriser et les utiliser à travers les différentes étapes de cette étude :

Le dimensionnement du tablier : les éléments du tablier notamment la poutre a été dimensionnée comme élément en **I** à mi- travée et en **T** aux appuis conformément selon les normes et les réglementations.

Le dimensionnement de la pile : la pile est dimensionnée comme élément circulaire plein.

L'étude des appareils d'appui m'a permis de choisir un type d'appareil et le dimensionner en fonction de différentes charges et conditions.

Dans Les appareils d'appuis on remarque que toutes les conditions sont bonnes ; sauf la vérification de non glissement pour cela il faut prévoir des butées sismiques pour limiter le glissement.

L'input sismique appliqué au pont est un spectre de réponse évalué à partir de RPOA2008.

On a aussi étudié l'influence de l'interaction sol-structure (ISS), un des phénomènes les plus importants dans le domaine du génie parasismique, pouvant influencer le comportement dynamique linéaire des ouvrages d'art.

L'analyse modale a permis de vérifier les différentes conditions imposées par le RPOA2008.

Les sollicitations obtenues à partir de l'étude dynamique sont utilisées pour vérifier le dimensionnement, le calcul de ferrailage et la vérification du RPOA.

Dans la plus part des cas, l'étude dynamique a permis d'obtenir un ferrailage supérieur à celui imposé par le RPOA 2008.

Afin de voir l'influence de la rigidité du sol, plusieurs analyses sont programmées en faisant varier le module d'élasticité du sol.

L'effective Interactivité existant entre la structure et le sol d'assise communément appelée Interaction Sol-Structure et ce, à travers la sensible augmentation des périodes dans le modèle flexible comparativement au modèle rigide.

La considérable influence de la rigidité du sol d'assise qui peut avoir un impact avéré sur l'Interaction Sol-Structure particulièrement pour des modules d'élasticité inférieurs à 50 MPA où l'influence commence à prendre des proportions très significantes donc à ne pas négliger.

De plus, cette étude dynamique nous a permis d'enrichir et d'améliorer nos connaissances dans le domaine des ponts à poutres.

Nous avons eu l'occasion aussi de travailler avec le nouveau règlement parasismique Algérien RPOA et comment l'appliquer, qui a été introduit dans le calcul des ouvrages d'Art récemment.

Recommandations:

Afin d'assurer la continuité de ce travail, on propose pour d'éventuels futurs travaux de recherches d'aborder les aspects suivants :

- ❖ Pour mieux reproduire le réel comportement des structures soumises à des chargements sismiques, il est recommandable de tenir compte de la non linéarité des matériaux.
- ❖ Comparaison entre une analyse dynamique linéaire et non linéaire.
- ❖ Il serait aussi intéressant de voir l'impact des fondations profondes et superficielles sur l'Interaction Sol-Structure.